



BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE PUEBLA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE UNA GRÚA RADIAL EN
THYSSENKRUPP, UNA BASE PARA SILOS DE
MATERIA PRIMA EN AGRICULTURA NACIONAL,
UNA NAVE INDUSTRIAL NESTLÉ MÉXICO

VÍCTOR CRUZ HERNÁNDEZ

TRABAJO PROFESIONAL DOCUMENTADO
PARA OBTENER
EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

M. I. PATRICIA MÁXIMO ROMERO
Asesora

PUEBLA, PUEBLA

MAYO, 2014

Índice

| | |
|--|-----|
| Introducción | 1 |
| Objetivo | 2 |
| Definición de análisis de primer y segundo orden | 3 |
| Consideraciones de diseño de las Normas Técnicas Complementarias del RCDF (2004) | 4 |
| Consideraciones de diseño de la CFE análisis estático por sismo (2008) | 11 |
| Consideraciones de diseño de la CFE análisis estático por viento (2008) | 15 |
| Criterio de esfuerzos permisibles IMCA (2007) | 20 |
| | |
| Capítulo 1 Diseño de una grúa Radial en Thyssen Krupp | 26 |
| 1.1 Solicitaciones del cliente | 27 |
| 1.2 Medio físico | 27 |
| 1.3 Memoria de cálculo | 29 |
| 1.4 Dibujos finales | 50 |
| | |
| Capítulo 2 Diseño de una base de silos en Agricultura Nacional | 51 |
| 2.1 Solicitaciones del cliente | 52 |
| 2.2 Medio físico | 52 |
| 2.3 Memoria de cálculo | 54 |
| 2.4 Dibujos finales | 71 |
| | |
| Capítulo 3 Diseño de una nave industrial Nestlé México | 73 |
| 3.1 Solicitaciones del cliente | 74 |
| 3.2 Medio físico | 74 |
| 3.3 Memoria de cálculo | 76 |
| 3.4 Dibujos finales | 150 |
| | |
| Conclusiones | 160 |
| | |
| Bibliografía | 161 |

INTRODUCCIÓN

Objetivo

En este trabajo se mostrará de manera detallada y de fácil comprensión el diseño de una grúa radial en la empresa Thyssen Krupp, dedicada al forjado de piezas automotrices, ubicada en el municipio de Xoxtla. De una base para silos en la empresa Agricultura Nacional, que fabrica productos para evitar plagas en la agricultura, ubicada en el municipio de Izúcar de Matamoros. De una nave industrial para la empresa Nestlé México cuya actividad es embotellar agua, ubicada en el municipio de Sta. Rita Tlahuapan, todas en el estado de Puebla.

El proyecto inicia de las necesidades que expresa el cliente mediante reuniones en sus instalaciones y recorridos visuales para poder determinar de manera conjunta las características principales de lo que se va a diseñar, como son: ubicación, dimensiones, materiales que se tomarán en cuenta para diseño y posterior construcción, capacidades, uso común, etc.

Las normas para diseño que se utilizan para estos proyectos, a menos que se cite lo contrario son las siguientes:

Normas Técnicas Complementarias del RCDF para Diseño y Construcción de Cimentaciones (Año 2004).

Normas Técnicas Complementarias del RCDF para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería y Concreto (Año 2004).

Manual de diseño de Obras Civiles de la CFE Diseño por Viento y Sismo (Año 2008).

Manual de Construcción en Acero Diseño por Esfuerzos Permisibles IMCA (Año 2007).

Para fines prácticos en este trabajo solo se cita lo más fundamental de estos manuales, en caso de requerir información adicional es conveniente revisar el apartado del manual, en la memoria de cálculo se cita en qué normas o manuales se basa el diseño.

Con apoyo de un software se realiza el tipo de análisis que se requiera, sea de primer o segundo orden según se indica en la memoria de cálculo de cada trabajo y en la sección 1.2 se da una explicación clara a qué se refieren este tipo de análisis.

A partir de los resultados arrojados se procede al diseño de los elementos tomando en consideración el modelo matemático y los reglamentos que rigen en la zona de construcción.

Para integrar el trabajo completo, se complementa con dibujos, anexando solo los más representativos.

Definición de análisis de primer y segundo orden.

Teoría de primer orden.

En esta teoría se realizan los cálculos referidos solamente a la geometría inicial de la estructura; en tal caso las deformaciones son tan pequeñas que los desplazamientos resultantes afectan poco a la geometría de la estructura y por ello tampoco varían grandemente.

Esta puede servir, por ejemplo, para el análisis global en los casos en que la estructura está debidamente arriostrada, impedida la deformación horizontal, o si los métodos de cálculo prevén indirectamente los efectos de segundo orden en las fuerzas que actúan en las barras.

Cuando se puede aplicar la teoría de primer orden, el comportamiento de la estructura hecha con un material que obedezca la ley de Hooke, es lineal por sí mismo; los desplazamientos –de traslación o rotación de cualquier perfil– varían linealmente con las fuerzas aplicadas; o sea, todo aumento del desplazamiento es proporcional a la fuerza que lo causa. En tales condiciones, se pueden sumar por el principio de superposición las tensiones, deformaciones, fuerzas internas y desplazamientos debidos a distintas acciones. De hecho este principio dice que los desplazamientos (fuerzas internas) debidos a varias cargas actuando simultáneamente son iguales a la suma de los desplazamientos (fuerzas internas) debidos a la acción de cada carga por separado. Esto no se aplica si la relación tensión-deformación del material no es lineal, o si la estructura (aunque esté hecha con material que obedezca la ley de Hooke) no se comporta linealmente debido a los cambios de geometría causados por las cargas aplicadas. El principio de superposición, si puede aplicarse, es especialmente útil para determinar la condición más desfavorable de cada barra de una estructura estáticamente indeterminada.

Teoría de segundo orden.

Esta teoría toma en cuenta la influencia de la deformación de la estructura, y por tanto, debe hacerse referencia a la geometría deformada bajo carga.

Esta teoría sirve para todos los casos sin restricciones.

La teoría de segundo orden consistente en cálculos iterativos. Como en este caso no se permite el principio de superposición, debe acudirse a un reparto de cargas especificado, que se incrementa por pasos mediante un multiplicador de carga. Se escogen incrementos tan pequeños que permitan suponer un comportamiento lineal durante este aumento de la carga.

La configuración deformada que se obtiene al acabar cada aumento especificado de la carga es la geometría de referencia para el siguiente paso. Así pues, la teoría elástica de segundo orden consiste en resolver una sucesión de análisis de primer orden de una estructura cuya geometría cambia en cada paso con respecto a los anteriores. Estos cálculos pronto se hacen inmanejables a mano y se necesitan programas informáticos. Estos programas suelen fundarse en el método de rigidez llamado de desplazamiento por ser más fácil definir la estructura determinada cinemáticamente, que sirve de geometría de referencia.

Consideraciones de diseño Normas Técnicas Complementarias del RCDF (2004).

Cimentaciones.

Factores de carga y de resistencia.

Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la sub presión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y
- b) $F_R = 0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Estados límite de servicio.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando

proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left| \frac{\Delta e}{1+e_0} \right| \Delta z \quad \text{Ecuación 1}$$

Mampostería y concreto.

Estados límite de falla.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momentos internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R . Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos.

Estados límite de servicio.

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Diseño por durabilidad.

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en estas normas.

Análisis.

Cuando se apliquen métodos de análisis elástico, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de

inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$), y si las rigideces de columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto.

Concreto.

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m^3 (2.2 t/m^3) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m^3 (1.9 y 2.2 t/m^3).

Acero.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ ($2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$). En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

Dimensiones de diseño.

Para calcular resistencias se harán reducciones de 20 mm en las siguientes dimensiones:

Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares;

Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos.

Factores de resistencia.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

a) $F_R = 0.9$ para flexión.

b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.

c) $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.

d) $F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos de la sección 6.2.4 de estas normas.

$F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión.

$F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.

e) $F_R = 0.7$ para aplastamiento.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, por los factores de carga ahí prescritos.

Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexo compresión.

La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c igual a $0.85f'_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$.

Refuerzo mínimo a Flexión.

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{s,min} = \frac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \text{Ecuación 2}$$

Fórmulas para calcular resistencias.

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad \text{Ecuación 3}$$

O bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad \text{Ecuación 4}$$

$$q = \frac{p f_y}{f'c} ; p = \frac{A_s}{b d}$$

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \right] \quad \text{Ecuación 5}$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f'c b}$$

Flexo compresión.

Toda sección sujeta a flexo compresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de la sección 2.1, o bien con diagramas de interacción contruidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

Excentricidad mínima.

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05h \geq 20$ mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} .

Las expresiones para V_{cR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h, del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el valor de V_{cR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$V_{cR} = 1 - 0.0004 (h - 700) \quad \text{Ecuación 6}$$

El factor calculado con la expresión anterior no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión h estará en mm.

Elementos anchos.

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} puede tomarse igual a:

$$V_{CR} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{Ecuación 7}$$

$$V_{CR} = (0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}) \quad \text{Ecuación 8}$$

Miembros sujetos a flexión y carga axial.

a) Flexo compresión

En miembros a flexo compresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_U , no exceda de la ecuación.

$$P_U = F_R (0.7 f_c^* A_g + 200 A_s) \quad \text{Ecuación 9}$$

La fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por la ecuación.

$$V_{CR} = 1 + 0.07 P_U / A_g \quad \text{Ecuación 10}$$

b) Flexo tensión

En miembros sujetos a flexo tensión, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por la ecuación.

$$V_{CR} = 1 - 0.3 P_u / A_g \quad \text{Ecuación 11}$$

Refuerzo longitudinal en trabes.

Deberá proporcionarse acero longitudinal adicional en las paredes verticales del elemento, que estará constituido, como mínimo, por barras de 7.9 mm de diámetro (número 2.5) colocadas con una separación máxima de 350 mm.

Fuerza cortante en losas y zapatas.

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor a la condición siguiente:

La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales.

Esfuerzo cortante de diseño.

Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, M_U , no excede de $0.2V_U D$, el esfuerzo cortante de diseño, V_U , se calculará con la expresión siguiente:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad \text{Ecuación 12}$$

Resistencia de diseño del concreto.

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de la expresión de la ecuación.

$$0.3F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} \quad \text{Ecuación 13}$$

A menos que se suministre refuerzo.

Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, el factor de resistencia F_R se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8.

Refuerzo mínimo.

En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo, usando estribos de 6.4 mm o más de diámetro, espaciados a no más de $d/3$. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

Consideraciones de diseño de la CFE (2008).

Análisis estático por sismo.

Clasificación de suelos según su estratigrafía.

Atendiendo a la respuesta del sitio ante excitación sísmica se adopta una clasificación del terreno de cimentación según su estratigrafía, que es función del periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio, así, para clasificar un terreno se procederá como sigue:

1. Se localizará el nivel de terreno firme bajo el cual todos los estratos posean velocidades de propagación $\beta_0 \geq 700$ m/s módulos de rigidez $C_0 \geq 85\,000$ t/m².
2. Para los estratos comprendidos entre el nivel de terreno firme y la superficie, se calcularán el periodo fundamental de vibrar T_s y la velocidad efectiva de propagación β_s del sitio.
3. Se determinará la velocidad característica β_c y el periodo característico T_c dependiendo de la zona sísmica en que se ubica el sitio en cuestión según la regionalización sísmica del país; los valores de estos parámetros característicos se consignan en la tabla 1.

| Zona sísmica | β_c (m/s) | T_c (s) |
|--------------|-----------------|-----------|
| A | 400 | 5.3 |
| B | 400 | 5.3 |
| C | 500 | 4.7 |
| D | 500 | 2.5 |

Tabla 1 Valores de β_c y T_c .

Una vez conocidos los parámetros dinámicos del sitio, β_c y T_c , así como los parámetros característicos de la zona sísmica β_c y T_c se aplicará la cara de microzonificación sísmica, según la cual el terreno de cimentación se clasifica en:

TIPO I Terreno firme

TIPO II Terreno intermedio

TIPO III Terreno blando

Para las ciudades de México y Acapulco son aplicables las micro regionalizaciones sísmicas realizadas con motivo de su reglamentación sísmica.

Clasificación de construcciones según su destino.

Atendiendo a la seguridad estructural recomendable para la estructura, las construcciones se clasifican según su destino como se indica a continuación:

GRUPO A. Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto.

GRUPO B. Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio.

GRUPO C. Estructuras en que es admisible un grado de seguridad bajo.

Factor de Comportamiento Sísmico.

La forma más adecuada en la actualidad de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , el cual en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m.

En terreno rocoso, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente. El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
- 2) Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de éstos.
- 3) Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar T_e

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas, como se ilustra en la figura 1.

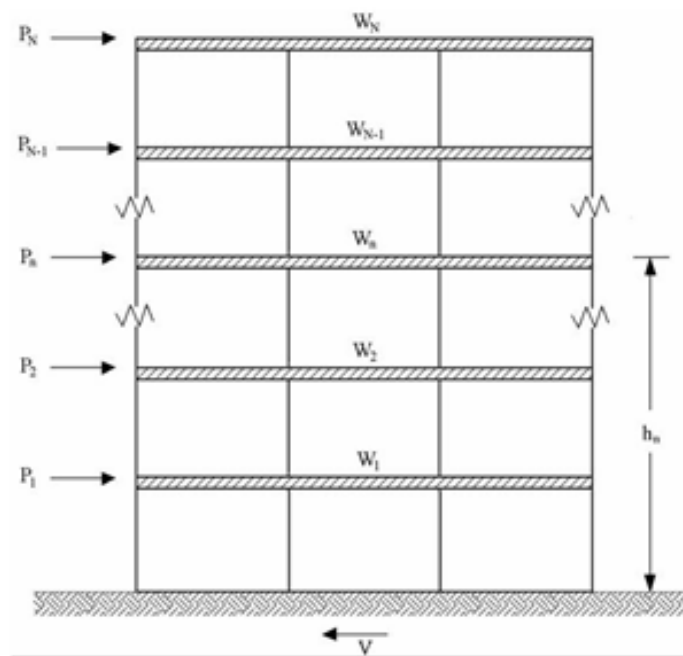


Figura 1. Fuerzas sísmicas en un edificio.

De acuerdo con lo anterior, cada una de las fuerzas de inercia se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a su altura sobre el desplante o nivel a partir del que las deformaciones laterales de la estructura pueden ser apreciables, en este caso se aplicara la ecuación siguiente:

$$P_n = \alpha f W_n n h \tag{Ecuación 14}$$

El coeficiente se tomará de tal manera que la relación:

$$\frac{V}{W} = \frac{c\beta}{Q'R_\rho} \tag{Ecuación 15}$$

De esta forma se tiene que:

$$\alpha_f = \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \frac{c\beta}{Q'R_\rho} \tag{Ecuación 16}$$

Valuación de fuerzas sísmicas estimando T_e .

El periodo fundamental de vibración de la estructura se obtendrá aproximadamente a partir del cociente de Schwartz mediante las ecuaciones:

$$T_e = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left[\frac{\sum_{n=1}^N W_n X_n^2}{\sum_{n=1}^N P_n X_n} \right] \quad \text{Ecuación 17}$$

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \frac{a\beta}{Q'R\rho} \quad \text{Ecuación 18}$$

Momentos de volteo.

El momento de volteo en el nivel n , Mo_n^v , calculado como la integral del diagrama de cortantes de entrepiso, para cada sistema resistente de la estructura podrá reducirse de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$Mo_n^v = \left(0.8 + \frac{0.2 h_n}{H} \right) \sum_{m=n-1}^N V_m (h_m - h_{m-1}) \quad \text{Ecuación 19}$$

Dónde:

H es la altura de la estructura

Efectos de segundo orden.

En el análisis deberán tomarse en cuenta, explícitamente, los efectos $P-\Delta$, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales actuantes sobre la estructura deformada, así como por la influencia de la carga axial en la rigidez de la construcción.

Una forma aproximada de estimar los efectos de segundo orden consiste en amplificar en cada entrepiso la deformación y los momentos en los extremos de las columnas calculados, despreciando estos efectos, mediante el factor de amplificación dada por la ecuación siguiente:

$$\Delta_n = 1 + \frac{\frac{X'_n}{h'_n}}{\frac{V_n}{W_n} \frac{1.2 X'_n}{h'_n}} \quad \text{Ecuación 20}$$

Los momentos en los extremos de las trabes tendrán que corregirse proporcionalmente con sus rigideces angulares para que se satisfaga el equilibrio de momentos en los nudos.

Análisis estático por viento CFE (Edición 2008).

El análisis estático se aplica en el diseño de construcciones y elementos estructurales pertenecientes al Tipo 1, así como de los elementos de recubrimiento y sus anclajes que se emplean en las construcciones Tipos 1, 2 y 3, cuando estas estructuras o elementos de recubrimiento sean poco sensibles a la acción turbulenta del viento. Esta condición se satisface cuando:

La relación $H/D \leq 5$, en donde H es la altura de la construcción y D es la dimensión mínima de la base, y el periodo fundamental de la estructura es menor o igual que un segundo.

Para el caso de construcciones cerradas, techos aislados y toldos y cubiertas adyacentes, no es necesario calcular su periodo fundamental cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- a) la altura de la construcción, H, es menor o igual que 15 metros.
- b) la estructura no está expuesta extraordinariamente en ninguna dirección del viento, es decir no se encuentra en un promontorio o terraplén.
- c) la planta de la estructura es rectangular o formada por una combinación de rectángulos.
- d) la relación H/D es menor que 4 para construcciones cerradas y menor que 1 para techos aislados, toldos y cubiertas adyacentes en voladizo; el claro no debe ser mayor que 5 m.
- e) para construcciones cerradas y techos aislados, la pendiente de sus techos inclinados o a dos aguas- no debe exceder los 20° , y en techos de claros múltiples deberá ser menor que 60° ; para toldos y cubiertas adyacentes, la pendiente no será mayor que 5° .

Clasificación de las estructuras según su importancia.

Se recomienda que la seguridad necesaria para que una construcción cumpla con las funciones para las que se destine, se establezca a partir de niveles de importancia. En la práctica actual, dichos niveles se asignan a velocidades de diseño correspondientes a periodos de retorno constantes u óptimos.

En este inciso, según el nivel de importancia seleccionado para una estructura, las construcciones se clasifican en los grupos que se definen a continuación.

GRUPO A Estructuras con un grado de seguridad elevado.

GRUPO B Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado.

GRUPO C Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad bajo.

Clasificación de las estructuras según su comportamiento a la acción del viento.

Por las características del comportamiento de las estructuras a los efectos dinámicos del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos. Una vez que se establezca su clasificación, podrá seleccionarse el método para estimar las cargas de diseño provocadas por el viento sobre las estructuras.

TIPO 1 Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento.

TIPO 2 Estructuras que, por su alta relación de esbeltez o las dimensiones reducidas de su sección transversal, son sensibles a la turbulencia del viento y tienen periodos naturales que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes por la acción del viento.

TIPO 3 Estas estructuras, presentan todas las características de las del Tipo 2 y, además, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento al aparecer vórtices o remolinos periódicos que interactúan con la estructura.

TIPO 4 Estructuras que por su forma y dimensiones o por la magnitud de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos inestables.

Determinación de la velocidad básica de diseño V_D .

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

La velocidad básica de diseño, en km/h, se obtendrá con la ecuación siguiente:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R$$

Ecuación 21

Mapas de isotacas, velocidad regional, V_R .

Las velocidades regionales recomendadas para ambos procedimientos, se proporcionan bajo condiciones homogéneas preestablecidas: Categoría del terreno 2, velocidades asociadas con ráfagas de 3 segundos y evaluadas a 10 m de altura en terreno plano. Por tanto, al aplicar los factores de exposición y topografía, como se indica más adelante, se estarán considerando las condiciones reales del sitio de desplante (Fig. 2).

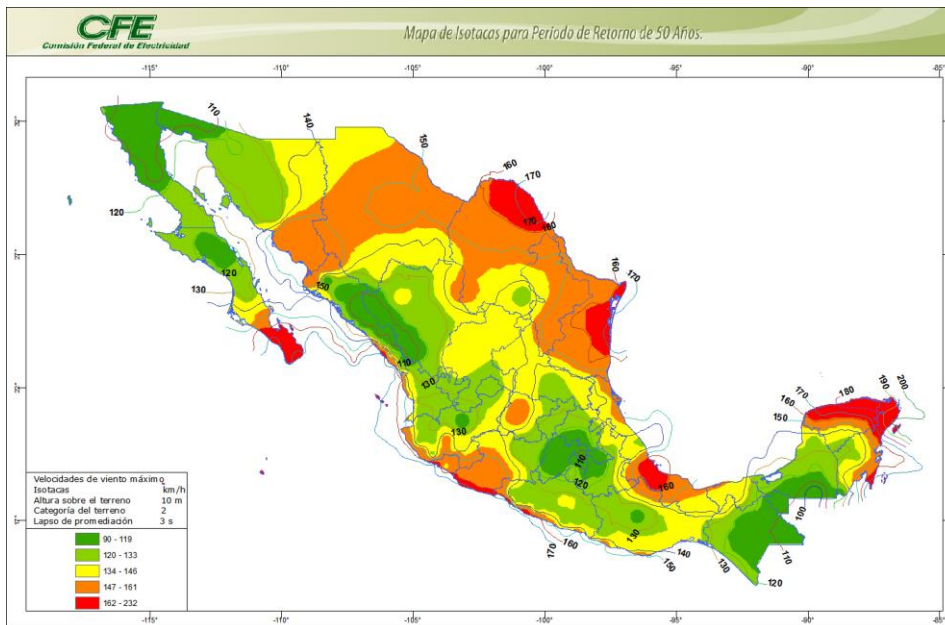


Figura 2. Mapas de isotacas República Mexicana.

Factor de exposición, Fr_z .

El factor de exposición local, Fr_z , establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno. Este factor se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes ecuaciones donde los valores están dados por la tabla 2:

$$F_{rz} = c \quad \text{si} \quad Z \leq 10 \quad \text{Ecuación 22}$$

$$F = c \left[\frac{z}{10} \right]^a \quad 10 < z < \delta \quad \text{Ecuación 23}$$

$$F = c \left[\frac{\delta}{10} \right]^a \quad z \geq \delta \quad \text{Ecuación 24}$$

| Categoría del terreno | a | δ (m) | c |
|-----------------------|-------|--------------|-------|
| 1 | 0.099 | 245 | 1.137 |
| 2 | 0.128 | 315 | 1.000 |
| 3 | 0.156 | 390 | 0.881 |
| 4 | 0.170 | 455 | 0.815 |

Tabla 2. Tabla de valores para calcular factor de exposición.

Fuerzas sobre construcciones cerradas.

Para los fines de este capítulo, una estructura cerrada es la que se compone de muros y techos, dispuestos de tal manera que forman una construcción prismática; dichos techos y muros no necesariamente son impermeables, pueden tener aberturas, tales como ventanas o puertas, por donde el flujo del viento puede penetrar y generar presiones interiores

Las fuerzas estáticas que se ejercen sobre los muros y techos de estructuras cerradas, serán las resultantes de las presiones actuantes sobre sus superficies exteriores e interiores y deberán calcularse de acuerdo con la ecuación:

$$F_{es} = p_z A_z \quad \text{Ecuación 25}$$

$$p_z = (p_e - p_i) \quad \text{Para construcciones cerradas}$$

$$p_z = p_n \quad \text{Para el caso que se aplique la presión neta}$$

Las fuerzas y los momentos de volteo totales que actúan sobre una construcción deberán obtenerse sumando los efectos de las presiones exteriores e interiores, o de las presiones netas, que se presentan sobre sus superficies (Figura 3).

La convención de signos para presiones exteriores e interiores que aquí se adopta, es que éstas serán positivas cuando ejerzan un empuje y negativas cuando ejerzan una succión en la superficie sobre la que actúan.

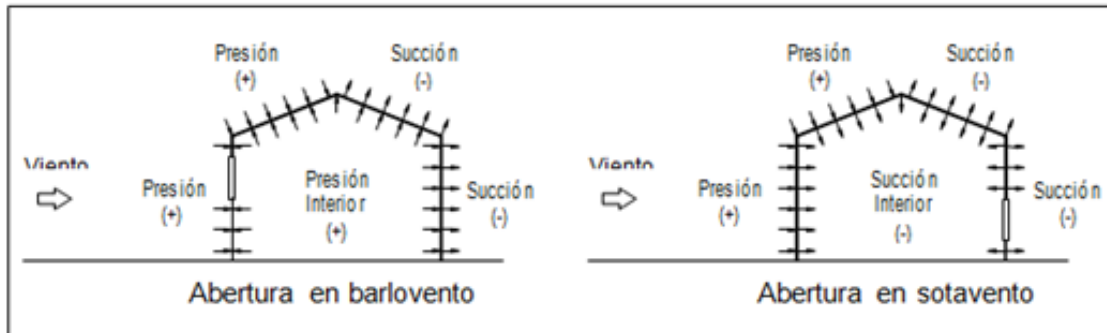


Figura 3. Convención de signos para las presiones ejercidas por el viento en una edificación con aberturas en barlovento o sotavento.

Presiones exteriores.

La presión exterior, p_e , sobre una de las superficies de una construcción cerrada se calculará utilizando la siguiente ecuación:

$$p_e = C_{pe} K_A K_L q_Z \quad \text{Ecuación 26}$$

Presiones interiores.

La presión interior, p_i , se calculará utilizando la expresión:

$$p_i = C_{pi} q_Z \quad \text{Ecuación 27}$$

Es importante remarcar que esta presión interior se considerará constante sobre todas las superficies interiores de la construcción y que, para diseñar las estructuras y sus recubrimientos, deberá tomarse en cuenta que las presiones interiores actúan simultáneamente con las exteriores debiéndose seleccionar la combinación de ellas que resulte más desfavorable.

Silos y tanques cilíndricos.

Las expresiones que a continuación se recomiendan, son válidas para silos o tanques aislados; también pueden aplicarse a grupos de ellos cuando estén separados por una distancia mayor que dos veces el diámetro, de lo contrario deberá consultarse a un especialista. La presión exterior, p_e , para el diseño de las paredes o muros laterales, y de los techos de silos y tanques cilíndricos, deberá calcularse con la ecuación:

$$p_e = C_{pe} K_A K_L q_Z \quad \text{Ecuación 28}$$

La fuerza de arrastre, F_a , en N, que debe considerarse para el diseño global de silos y tanques (tanto los desplantados al nivel del terreno como los elevados) se calculará con la ecuación:

$$F_a = 0.63q_zbh_e \quad \text{Ecuación 29}$$

Las presiones correspondientes se valorarán para la altura h .

No se considera que los silos o tanques puedan tener aberturas en las paredes o muros, cuando éste sea el caso deberá consultarse a un especialista o a resultados de experimentos presentados en la literatura.

Criterios de esfuerzos permisibles IMCA (2007).

Tipos de construcción.

Se permiten tres tipos básicos de construcción, con sus consideraciones de diseño correspondientes, bajo las condiciones que abajo se enumeran. Cada tipo determinará específicamente el tamaño de los miembros, el tipo y la capacidad de sus conexiones.

Tipo 1 designado comúnmente como “marco rígido” supone que las juntas entre vigas y columnas son lo suficientemente rígidas como para mantener prácticamente sin cambio los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.

Tipo 2 designado comúnmente como “estructuración simple (extremos simplemente apoyados sin empotramiento). Supone que, en cuanto a cargas gravitacionales se refiere, los extremos de las vigas están unidos sólo para resistir fuerza cortante y están libres para girar

Tipo 3 designado comúnmente como “marco semirrígido” (extremos parcialmente empotrados). Supone las conexiones de las vigas una capacidad conocida y confiable de momento, inmediata entre la rigidez del Tipo 1 y la flexibilidad del Tipo 2.

Carga muerta.

La carga muerta estimada en el diseño consistirá del peso del acero utilizado y de todo el material unido o soportado permanentemente por él.

Carga viva.

La carga viva, incluyendo la carga de nieve si la hay, será la especificada en el código que sirve de base al diseño de la estructura, o la requerida por las condiciones del caso. Las cargas de nieve de

aplicarán en el área completa de techo o en una porción del mismo y para el diseño se tendrán en cuenta las disposiciones probables de carga que produzcan los más altos esfuerzos en los miembros soportantes.

Cargas mínimas.

De no ser aplicable ningún reglamento de construcción en la localidad de la obra, las cargas mencionadas no serán menores que las establecidas, para la localidad en cuestión, en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Materiales.

Acero estructural.

El material que se ajuste a una de las siguientes normas (en su última edición) podrá ser usado, bajo estas especificaciones:

Acero estructural con límite de fluencia mínimo de $29,5 \text{ kg/mm}^2$ y con un espesor máximo de 12,7 mm, NOM-B-99-1986 (ASTM A 529).

Los informes certificados de las pruebas hechas por el productor del acero, o los informes certificados de las pruebas efectuadas por el fabricante o por un laboratorio de ensayos y con la especificación correspondiente, construirán evidencia suficiente de conformidad con una de las normas NOM (ASTM) indicadas.

Metal de aportación y fundentes para soldadura.

Según el caso, los electrodos y fundentes para soldadura cumplirán con la última edición de una de las siguientes normas nacionales o de la Sociedad Americana de Soldadura (ASW).

Pernos conectores de cortante.

Los pernos conectores de cortante cumplirán con los requisitos de los artículos relativos de Código de Soldadura Estructural, AWS D1.1, de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS).

Esfuerzos permisibles.

Todos los componentes de la estructura serán diseñados de tal manera que los esfuerzos, en kg/cm^2 .

Tensión.

Excepto para miembros conectados con pasadores F_1 no excederá $0,06F_y$ en el área total, ni de $0,50F_u$ en el área neta efectiva.

Para miembros conectados con pasadores: $F_1 = 0,45 F_y$ en el área neta.

Cortante.

El esfuerzo cortante que resistirá el área efectiva de la sección transversal se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_v = 0,40 F_y \quad \text{Ecuación 30}$$

En perfiles laminados y en perfiles armados, el área efectiva para resistir cortante podrá calcularse como el producto del peralte local por el espesor del alma.

Compresión.

En la sección total de miembros cargados en compresión axial (Ecuación 31), cuando Kl/r , la mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento no arriostrado, es menor que C_e :

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}{2C_e^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{kl}{r}\right)}{8C_e} - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^3}{8C_e^3}} \quad \text{Ecuación 31}$$

Flexión.

Tensión y compresión en las fibras extremos de miembros compactados, laminados en caliente o armados (excepto vigas híbridas), cargados en el plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje, y que cumplan con los requisitos de esta sección, se calculara con la siguiente expresión:

$$F_b = 0,66 F_y \quad \text{Ecuación 32}$$

Para este caso, K se considera igual a la unidad.

Aplastamiento.

En el área de contacto de superficies alisadas y en los extremos de atiesadores de carga ajustados, así como en el área proyectada de agujeros escareados, taladrados o barrenados para pasadores el valor de F_p será el de la siguiente ecuación:

$$F_p = 0,90 F_y^*$$

Ecuación 33

Remaches, tornillos y partes roscadas.

Los esfuerzos permisibles de tensión y cortantes en remaches, tornillos y partes roscadas serán los indicados, en kg/cm^2 , se aplicarán en el área del cuerpo nominal del remache (antes de colocar) o de la porción sin rosca de tornillos y partes roscadas, excepto para barras de rosca sobrepuesta.

Los tornillos de alta resistencia requeridos para soportar cargas aplicadas por medio de tensión directa, se diseñarán de manera que su esfuerzo de tensión promedio calculado con relación al área nominal del tornillo e independiente de la fuerza inicial de apretado, no exceda el esfuerzo apropiado. La carga total aplicada será la suma de la carga externa más cualquier tensión resultante de la acción de palanca producida por las deformaciones de las partes unidas.

Estabilidad y relaciones de esbeltez.

Generalidades.

Una estructura en su totalidad y cada uno de sus miembros deberán ser estables, en el diseño deberá tomarse en cuenta los efectos significativos de las cargas que resultan de la deformación de la estructura o de los elementos individuales del sistema que soporta las cargas laterales, incluyendo los efectos sobre vigas, columnas, arriostramientos, conexiones y muros de cortante.

Para determinar la relación de esbeltez de un miembro cargado en compresión axial, Kl será su longitud efectiva y r el radio de giro correspondiente.

Relaciones máximas de esbeltez.

La relación de esbeltez, Kl/r , de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez, Kl/r , de miembros en tensión que no sean barras, preferiblemente no excederá de:

Para miembros principales 240.

Para miembros del arriostramiento lateral y otros secundarios 300.

En general, los valores sugeridos son ligeramente mayores que sus equivalentes teóricos, debido a que pocas veces se puede lograr por completo la fijación del nudo.

Si la base de la columna en el caso (f) de la tabla 3 estuviera realmente articulada, el valor de K excedería de 2.0 para un marco, debido a que la flexibilidad del miembro horizontal no permitiría la realización de la fijación total en la parte superior de la columna. Por otro lado, se ha demostrado que los cimientos, aún en el caso de zapatas diseñadas solamente par carga vertical, limitan en forma muy importante el giro en el apoyo de columnas con extremos planos y anclaje no dispuesto para resistir momento. Para esta condición, un valor de diseño de $k= 1.5$ generalmente resultaría conservador en el caso de (f).






| | | | | | | |
|---|---|-----|-----|-----|-----|-----|
| <p>La forma de la columna pandeada es mostrada mediante líneas segmentadas</p> | (a) | (b) | (c) | (d) | (e) | (f) |
| <p>Valor teórico de K</p> | 0,5 | 0,7 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 |
| <p>Valor de diseño recomendado cuando las condiciones reales se aproximan a las ideales</p> | 0,65 | 0,8 | 1,2 | 1,0 | 2,1 | 2,0 |
| <p>Clave de las condiciones en los extremos</p> |  <p>  Rotación fija y traslación fija  Rotación libre y traslación fija  Rotación fija y traslación libre  Rotación libre y traslación libre </p> | | | | | |

Tabla 3. Conexiones.

Conexiones mínimas.

Las conexiones que transmiten esfuerzos calculados, excepto para las barras de celosías, tirantes y polines o largueros, se diseñarán para soportar no menos de 3000 kg.

Miembros con extremos sin restricción a la rotación.

Excepto que el diseñador indique otra cosa, las conexiones de vigas o armaduras se diseñarán como flexibles y generalmente se diseñarán sólo para el cortante producido por las reacciones.

Cuando los patines o placas de conexión de momento, para conexiones extremas de vigas, sean soldados al patín de una columna de perfil I se colocará un par de atiesadores en el alma de la columna, que tenga un área transversal, A_{st} , mayor o igual que la calculada por la fórmula siguiente, siempre que el valor calculado de A_{st} sea positivo.

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc}t(t_b + 5k)}{F_{yst}} \quad \text{Ecuación 34}$$

Los atiesadores requeridos por las disposiciones, deberán cumplir los siguientes requisitos:

1. El ancho de cada atiesador más la mitad del espesor del alma de la columna, no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada.
2. El espesor de los atiesadores no será menor que la mitad del espesor del patín.
3. Cuando la fuerza concentrada se aplica solamente en un patín de la columna, la longitud del atiesador no necesita ser mayor que la mitad de peralte de la columna.
4. La soldadura que une los atiesadores al alma de la columna, deberá diseñarse para soportar la fuerza en el atiesador producida por momentos no equilibrados, aplicados en lados opuestos de la columna.

Deberá ponerse especial atención en aquellas conexiones que producen esfuerzos cortantes en el alma de la columna cercanos a los permisibles.

Capítulo 1

DISEÑO DE UNA GRÚA RADIAL EN THYSSEN KRUPP

1.1 Solicitaciones del cliente.

La empresa Thyssen Krupp Metalúrgica S.A. de C.V. ubicada en Xoxtla Puebla, por medio del departamento de mantenimiento solicitó el proyecto para diseñar una grúa radial.

Esta grúa deberá tener una capacidad de 1500 kg con un brazo de 4.30 metros y una altura de 3.80 metros.

Se ubicará a un lado de su máquina de producción y tendrá una zapata aislada de concreto en su cimentación.

1.2 Medio físico, San Miguel Xoxtla, Puebla.

Ubicación geográfica

Se ubica entre los paralelos 19° 09' y 19° 11' de latitud norte, los meridianos 98° 17' y 98° 20' de longitud oeste, altitud entre 2 100 y 2 200 m.

Colinda al norte con el estado de Tlaxcala, al este con el estado de Tlaxcala y el municipio de Coronango, al sur con los municipios de Coronango y Tlaltenango, al oeste con el municipio de Tlaltenango y el estado de Tlaxcala. Ocupa el 0.02% de la superficie del estado de Puebla.

Cuenta con 4 localidades y una población total de 10 664 habitantes (véase figura 1.2.1).

Fisiografía

La provincia está en un eje Neo Volcánico en un 100%, con lagos y volcanes de Anáhuac y una llanura aluvial con lomerío en un 100%.

La zona urbana está creciendo sobre suelo aluvial del Cuaternario, en llanura aluvial con lomerío; sobre áreas donde originalmente había suelo denominado Phaezoem, tiene clima templado subhúmedo con lluvias en verano, y está creciendo sobre terrenos previamente ocupados por agricultura y pastizal.

Hidrografía

Región hidrológica: Balsas (100%)

Cuenca: R. Atoyac (100%)

Subcuenca: R. Atoyac - San Martín Texmelucan (100%)

Corrientes de agua: Perenne: Atoyac

Uso de suelo y vegetación

Uso del suelo Agricultura (37%)

Y zona urbana (62%)

Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos
San Miguel Xoxtla, Puebla

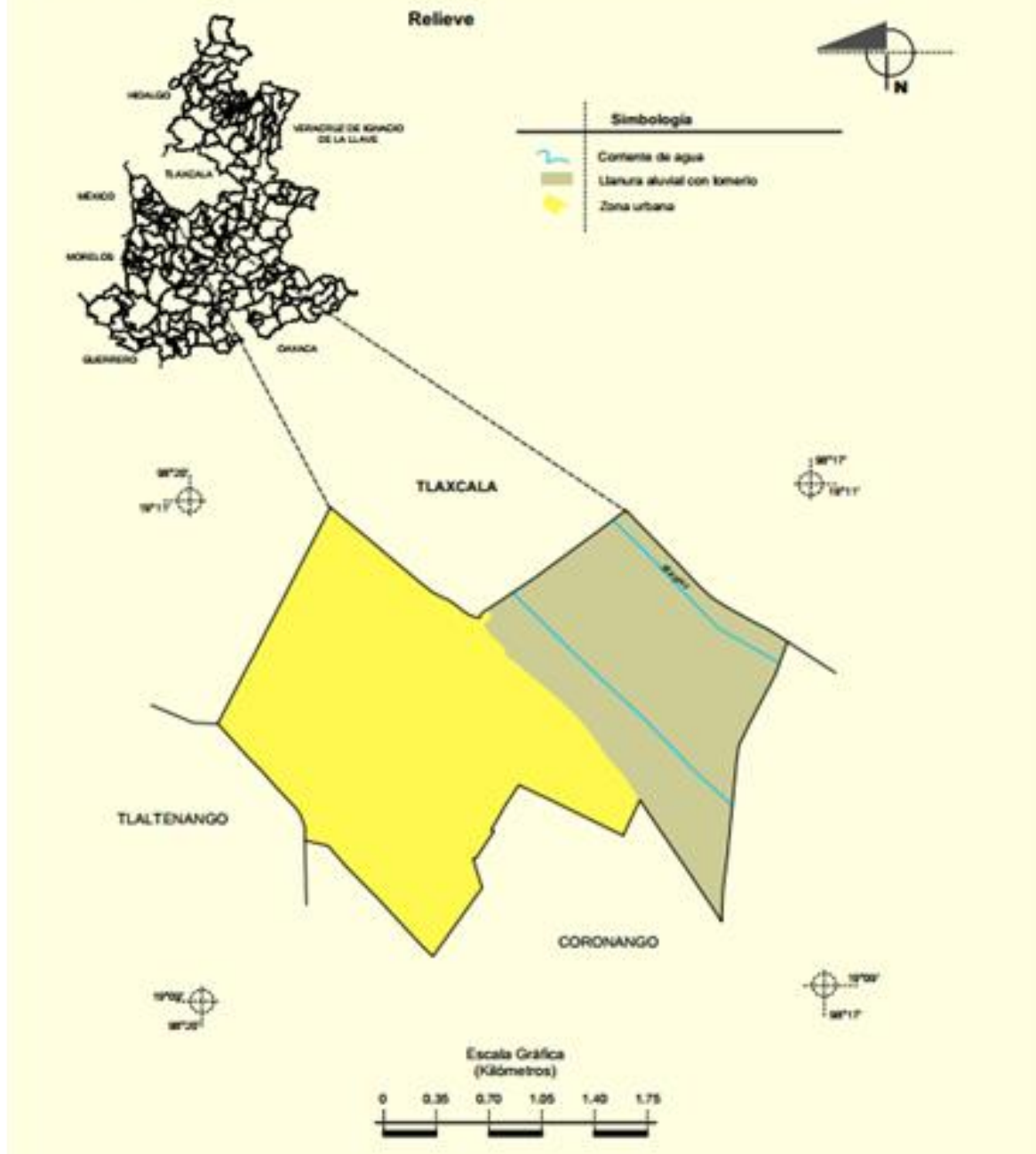


Figura 1.2-1 Localización Xoxtla donde se ubica Thyssen Krupp.



INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL MUNICH S.A. DE C.V.

1.3 MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE

UNA GRÚA RADIAL

PLANTA THYSSEN KRUPP

XOXTLA PUEBLA.

MAYO 2011

PRIVADA 28 DE NOVIEMBRE S/N COLONIA NUEVA ALEMANIA
CUAUTLANCINGO PUEBLA PUE TEL/FAX (01222) 2 68 38 22

1.- Materiales.

Se utilizarán los siguientes materiales:

Acero ASTM A- 36 $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Soldadura AWS E60 Electrodo serie E60 - XX

2.- Esfuerzos admisibles en acero.

a) Tensión $0.6 F_y < 0.5 F_u$

b) Cortante $0.4 F_y$

c) Flexión $0.66 F_y$ o menor

d) Compresión $0.60 F_y$ o menor según relación de esbeltez

3.- Constantes de diseño.

$f'_c = 250 \text{ kg / cm}^2$ $p \text{ mín} = 0.0026$

$f^*c = 200 \text{ kg / cm}^2$ $p \text{ máx} = 0.015$

$f''c = 170 \text{ kg / cm}^2$

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

4.- Criterio de Análisis.

Análisis elástico lineal de 2o orden.

5.- Criterios de diseño.

Se empleó el criterio de esfuerzos permisibles de acuerdo con el Manual IMCA. (Versión 2007)

Esquema de cargas

Se consideran tres posiciones de la grúa.

Capacidad de Carga: 1500 kg

Factor de amplificación dinámico de 1.3

Para la primera posición 0° (figura 1.3-1)



Figura 1.3-1 Eficiencia de los elementos en posición 1.

| Nudo | Rx | Ry | Rz | Mx | My | Mz |
|------|----|------|----|----|----|------|
| 1 | 0 | 2511 | 0 | 0 | 0 | 8905 |

Para la segunda posición 30° (figura 1.3-2)

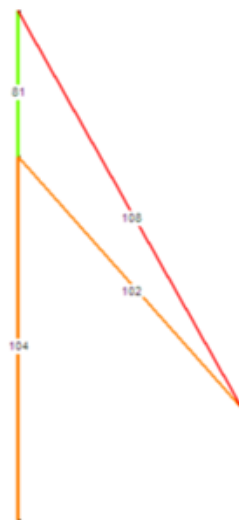


Figura 1.3-2 Eficiencia de los elementos en posición 2.

| Nudo | Rx | Ry | Rz | Mx | My | Mz |
|------|----|------|----|-------|----|------|
| 1 | 0 | 2511 | 0 | -4453 | 0 | 7712 |

Para la tercera posición 45° (figura 1.3-3)



Figura 1.3-3 Eficiencia de los elementos en posición 3.

| Nudo | Rx | Ry | Rz | Mx | My | Mz |
|------|----|------|----|-------|----|------|
| 1 | 0 | 2511 | 0 | -6297 | 0 | 6297 |

Diseño de placa base, posición 1(véase figura 1.3-4)

Acciones para diseño de placa base.

| FX | PY | RZ | MX | TY | MZ |
|----|------|----|----|----|------|
| 0 | 2511 | 0 | 0 | 0 | 8905 |

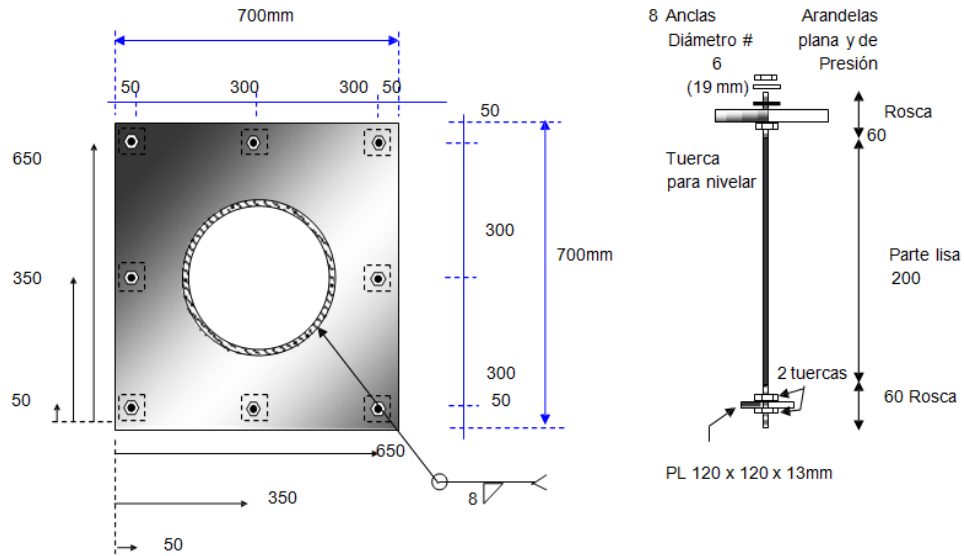


Figura 1.3-4 Placa base PL-1 dimensiones 700 x 700 x 19 mm y ancla.

Diseño de placa base PL-1

Relación de módulos 10.60

Dónde: A_{rea_i} = Área del ancla; b_i = coordenada largo; h_i = coordenada ancho.

Datos de las anclas (Tabla 1.3-1)

| Area _i | b _i | h _i |
|-------------------|----------------|----------------|
| 2.85 | 5 | 5 |
| 2.85 | 5 | 35 |
| 2.85 | 5 | 65 |
| 2.85 | 35 | 65 |
| 2.85 | 35 | 5 |
| 2.85 | 65 | 65 |
| 2.85 | 65 | 35 |
| 2.85 | 65 | 5 |

Tabla 1.3-1 Valores de anclas.

Datos de la placa.

| Largo | Ancho | Espesor | Fy |
|-------|-------|---------|------|
| 70 | 70 | 1.9 | 2530 |

Fuerzas actuantes.

| | | |
|------|--------|----|
| P | Mz | Mx |
| 2511 | 890500 | 0 |
| Vx | Vz | Ty |
| 0 | 0 | 0 |

Resultados de anclas ver Tabla 1.3-2

a= 3995.299 h= 14.13499 Fc= 36.31931

| Ancla | Fuerza T | Esfuerzo T | Fuerza V | Esfuerzo V |
|-------|----------|------------|----------|------------|
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 1621.37 | 568.90 | 0 | 0 |
| 3 | 3950.95 | 1386.29 | 0 | 0 |
| 4 | 3959.46 | 1389.28 | 0 | 0 |
| 5 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 3967.98 | 1392.2 | 0 | 0 |
| 7 | 1638.40 | 574.87 | 0 | 0 |
| 8 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Tabla 1.3-2 Valores obtenidos por ancla.

Factor de esfuerzo permisible $F_e = 1.1$

Revisión por aplastamiento en el concreto [Kg/cm^2]

$F_{ap} = 96 > 36$ Ok

Revisión de las anclas:

Tensión [Kg/cm^2]

$F_t = 1670 > 1389$ Ok

Cortante [Kg/cm^2]

$F_v = 1113 > 158$ Ok

Fuerza de extracción [kg]

Diámetro # 6 (19 mm) 5227 Ok

Revisión de la placa base, ver figura 1.3-5.

Volado = 10.0 cm

$M_{to}/\text{cm} = 1210 \text{ Kg} - \text{cm} / \text{cm}$

Espesor necesario $1.87 < 1.9$ cm

No se requieren cartabones.

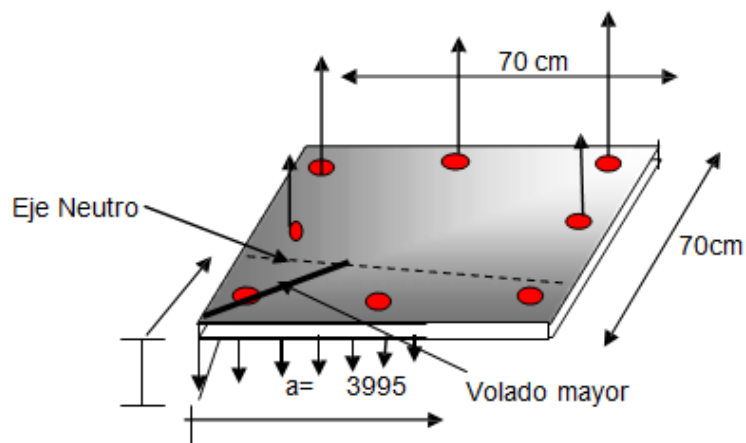


Figura 1.3-5 Placa base revisión.

Diseño de placa base, posición 2 (véase figura 1.3-4).

| | | | | | |
|----|------|----|------|----|------|
| FX | PY | RZ | MX | TY | MZ |
| 0 | 2511 | 0 | 4453 | 0 | 7712 |

Relación de módulos 10.60

Dónde: Áreai = Área del ancla; b_i =coordenada largo; h_i =coordenada ancho.

Datos de las anclas (Tabla 1.3-3)

| Areai | b_i | h_i |
|-------|-------|-------|
| 2.85 | 5 | 5 |
| 2.85 | 5 | 35 |
| 2.85 | 5 | 65 |
| 2.85 | 35 | 65 |
| 2.85 | 35 | 5 |
| 2.85 | 65 | 65 |
| 2.85 | 65 | 35 |
| 2.85 | 65 | 5 |

Tabla 1.3-3 Valores de anclas.

Datos de la placa.

| | | | |
|-------|-------|---------|------|
| Largo | Ancho | Espesor | Fy |
| 70 | 70 | 1.9 | 2530 |

Fuerzas actuantes.

| | | |
|------|--------|--------|
| P | Mz | Mx |
| 2511 | 771200 | 445300 |
| Vx | Vz | Ty |
| 0 | 0 | 0 |

Resultados de anclas ver tabla 1.3-4.

a= 61.29 h= 27.26 Fc= 59.56

| Ancla | Fuerza T | Esfuerzo T | Fuerza V | Esfuerzo V |
|-------|----------|------------|----------|------------|
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 657.87 | 230.83 | 0 | 0 |
| 3 | 2639.13 | 926.01 | 0 | 0 |
| 4 | 3520.30 | 1235.19 | 0 | 0 |
| 5 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 4401.47 | 1544.37 | 0 | 0 |
| 7 | 2420.21 | 849.19 | 0 | 0 |
| 8 | 438.94 | 154.01 | 0 | 0 |

Tabla 1.3-4 Valores obtenidos por ancla.

Factor de esfuerzo permisible $F_e = 1.1$

Revisión por aplastamiento en el concreto [Kg/cm^2]

$F_{ap} = 96 > 60$ Ok

Revisión de las anclas:

Tensión [Kg/cm^2]

$F_t = 1670 > 1544$ Ok

Cortante [Kg/cm^2]

$F_v = 1113 > 158$ Ok

Fuerza de extracción [kg]

Diámetro # 6 (19 mm) 5227 Ok

Revisión de la placa base

Volado = 10.0 cm

Mto/cm = 1987 Kg - cm / cm

Espesor necesario $2.39 > 1.9$ cm

Se requieren cartabones

Diseño de placa base, posición 3 (véase figura 1.3.4).

| | | | | | |
|----|------|----|------|----|------|
| FX | PY | RZ | MX | TY | MZ |
| 0 | 2511 | 0 | 6297 | 0 | 6297 |

Relación de módulos 10.60

Dónde: Áreai = Área del ancla; b_i = coordenada largo; h_i = coordenada ancho.

Datos de las anclas (Tabla 1.3-5).

| Areai | bi | hi |
|-------|----|----|
| 2.85 | 5 | 5 |
| 2.85 | 5 | 35 |
| 2.85 | 5 | 65 |
| 2.85 | 35 | 65 |
| 2.85 | 35 | 5 |
| 2.85 | 65 | 65 |
| 2.85 | 65 | 35 |
| 2.85 | 65 | 5 |

Tabla 1.3-5 Valores de anclas.

Datos de la placa.

| | | | |
|-------|-------|---------|------|
| Largo | Ancho | Espesor | Fy |
| 70 | 70 | 1.9 | 2530 |

Fuerzas actuantes.

| | | |
|------|--------|--------|
| P | Mz | Mx |
| 2511 | 629700 | 629700 |
| Vx | Vz | Ty |
| 0 | 0 | 0 |

Resultados de anclas ver tabla 1.3-6.

a= 39.032 h= 39.032 Fc= 63.498

| Ancla | Fuerza T | Esfuerzo T | Fuerza V | Esfuerzo V |
|-------|----------|------------|----------|------------|
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 47.64 | 16.71 | 0 | 0 |
| 3 | 1522.99 | 534.38 | 0 | 0 |
| 4 | 2998.35 | 1052.05 | 0 | 0 |
| 5 | 47.64 | 16.71 | 0 | 0 |
| 6 | 4473.70 | 1569.72 | 0 | 0 |
| 7 | 2998.35 | 1052.05 | 0 | 0 |
| 8 | 1522.99 | 534.38 | 0 | 0 |

Tabla 1.3-6 Valores obtenidos por ancla.

Factor de esfuerzo permisible $F_e = 1.1$

Revisión por aplastamiento en el concreto [Kg/cm^2]

$F_{ap} = 96 > 63$ Ok

Revisión de las anclas:

Tensión [Kg/cm²]

$$F_t = 1670 > 1570 \text{ Ok}$$

Cortante [Kg/cm²]

$$F_v = 1113 > 158 \text{ Ok}$$

Fuerza de extracción [kg]

$$\text{Diámetro \#6 (19 mm)} \quad 5227 \text{ Ok}$$

Revisión de la placa base.

$$\text{Volado} = 10.0 \text{ cm}$$

$$M_{to}/cm = 2100 \text{ Kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}$$

$$\text{Espesor necesario} \quad 2.46 > 1.9 \text{ cm}$$

Se requieren cartabones.

Diseño de soldadura en cartabones (Figura 1.3.6).

Propiedades:

$$A_w = 102.10 \text{ cm}$$

$$I_w = 12286.52 \text{ cm}^4$$

$$S_w = 756.09 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Electrodo E 60} \quad 4222 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de esfuerzo permisible} = 1.10$$

$$F_v = 788 \text{ Kg/cm}^2$$

| Elemento | Px | Vy | Vz | Mx | Ty | Mz |
|----------|------|----|----|----|------|------|
| 2 | 2511 | 0 | 0 | 0 | 6297 | 6297 |

Esfuerzos.

$$f_n = 26.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = 26 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

La longitud de soldadura aumentará con la soldadura en los cartabones.

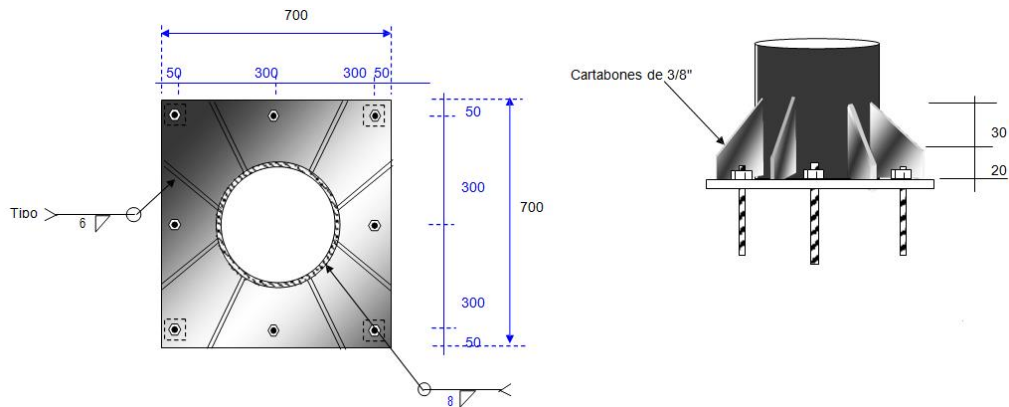


Figura 1.3-6 Cartabones en placa base PL-1

Diseño de placas de conexión para momentos (en sección crítica) (figura 1.3.7).

| Elemento | nudo | Px | Vy | Vz | Tx | My | Mz |
|----------|------|------|-----|----|----|----|------|
| 3 | 1 | 4364 | 506 | 0 | 0 | 0 | 1919 |

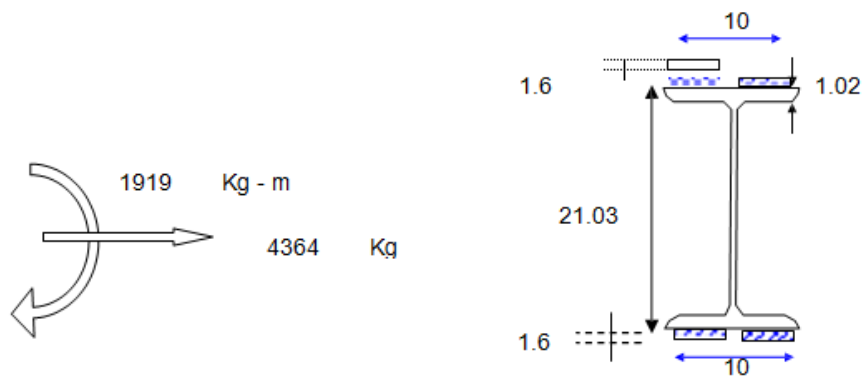


Figura 1.3-7 Diseño conexión sección crítica

Fuerzas en las placas.

$$Fza N = 2182 \text{ Kg}$$

$$Fza F = 9125 \text{ Kg}$$

$$\text{Factor de esfuerzo} = 1.00$$

$$\text{Revisión placa superior } ft = 707 \text{Kg} / \text{cm}^2 \quad Ft = 1518 \quad \text{Ok}$$

$$\text{Revisión placa inferior } ft = 707 \text{Kg} / \text{cm}^3 \quad Ft = 1518 \quad \text{Ok}$$

Soldadura en conexión.

Propiedades

$$ts = 6 \text{ mm}$$

$$Is = 366 \text{ cm}^4$$

$$As = 26 \text{ cm}^2$$

$$Ss = 56 \text{ cm}^3$$

Esfuerzos en la soldadura

$$SFv = 1131 \text{ Kg}$$

$$SFh = 11307 \text{ Kg}$$

$$\text{Factor de esfuerzo} = 1.00$$

$$fn = 434.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fv = 43.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo máximo} / \text{cm} = 437$$

$$\text{Electrodo E 60} \quad 4222 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Capacidad de soldadura} / \text{cm} = 537 \quad \text{Ok}$$

Conexión IR con tubo (Figura 1.3-8 y 8')

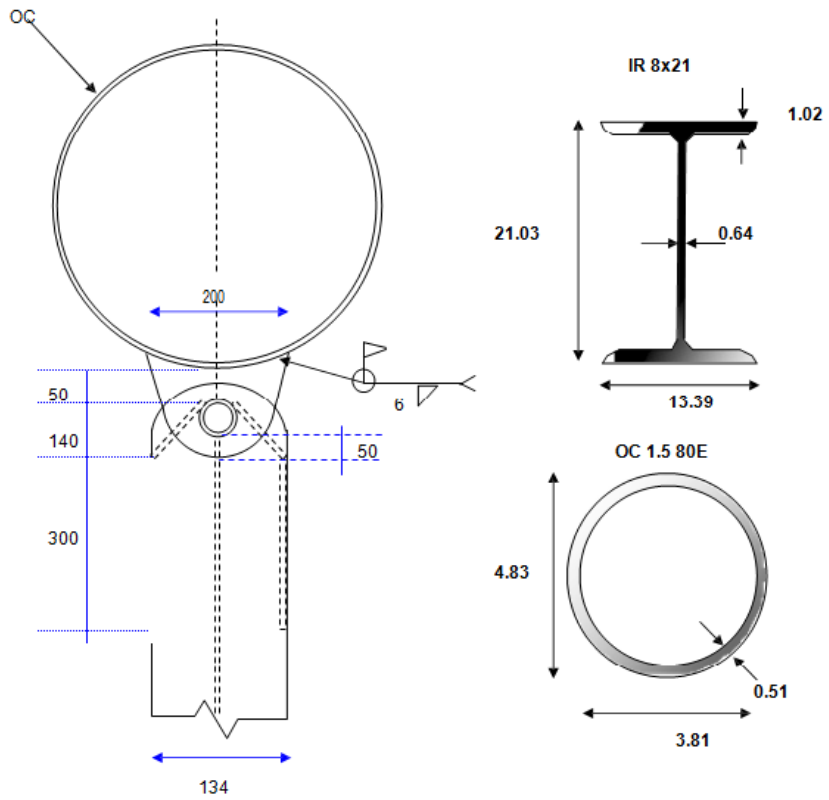


Figura 1.3-8 Conexión de viga a tubo

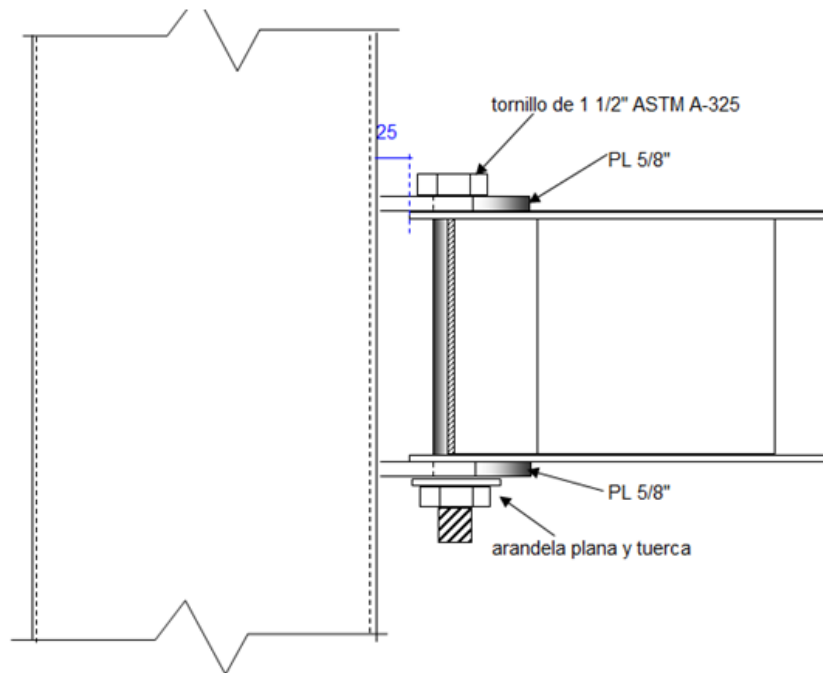


Figura 1.3-8' Cubre placas y detalle de tornillo

Diseño de la soldadura con redondo liso de 3/4"

Fuerzas actuantes.

Tensión 4645 kg

Propiedades

$A_w = 5.98 \text{ cm}$ $I_w = 0.65 \text{ cm}^4$

$S_w = 0.68 \text{ cm}^3$ $t_w = 6 \text{ mm}$

Electrodo E 60 4222 Kg/cm^2

Condición CM+CV

Factor de esfuerzo permisible = 1.10

$F_v = 591 \text{ Kg/cm}^2$

| Elemento | Px | Vy | Vz | Mx | Ty | Mz |
|----------|------|----|----|----|----|----|
| 2 | 4642 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

$f_n = 775.6 \text{ Kg/cm}^2$

$f_v = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_{\text{total}} = 776 \text{ Kg/cm}^2$ insuficiente.

Tanto por esfuerzo como por capacidad de soldadura se debe aumentar el diámetro del tensor a 1".

Diseño de la soldadura con redondo liso de 1".

Propiedades

$A_w = 7.98 \text{ cm}$ $I_w = 2.04 \text{ cm}^4$

$S_w = 1.61 \text{ cm}^3$ $t_w = 6 \text{ mm}$

Electrodo E 60 4222 Kg/cm^2

Condición CM+CV

Factor de esfuerzo permisible = 1.10 $F_v = 591 \text{ Kg/cm}^2$

| Elemento | Px | Vy | Vz | Mx | Ty | Mz |
|----------|------|----|----|----|----|----|
| 2 | 4642 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

$f_n = 581.7 \text{ Kg/cm}^2$

$f_v = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$f_{\text{total}} = 582 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$

Conexión de tensores (figura 1.3.9)

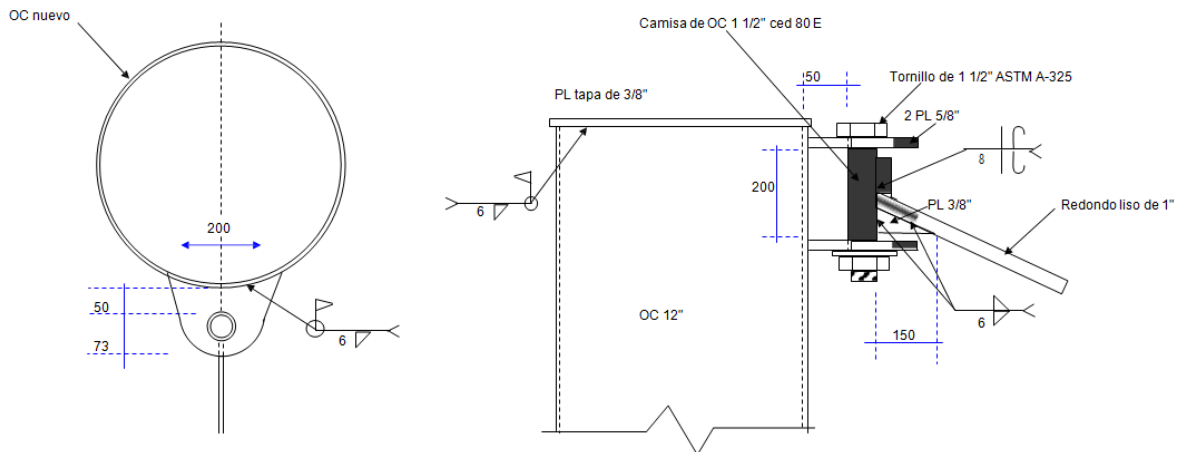


Figura 1.3-9 Detalle conexión de tensor

Zapata aislada.

Acciones en zapata ver figura 1.3-10.

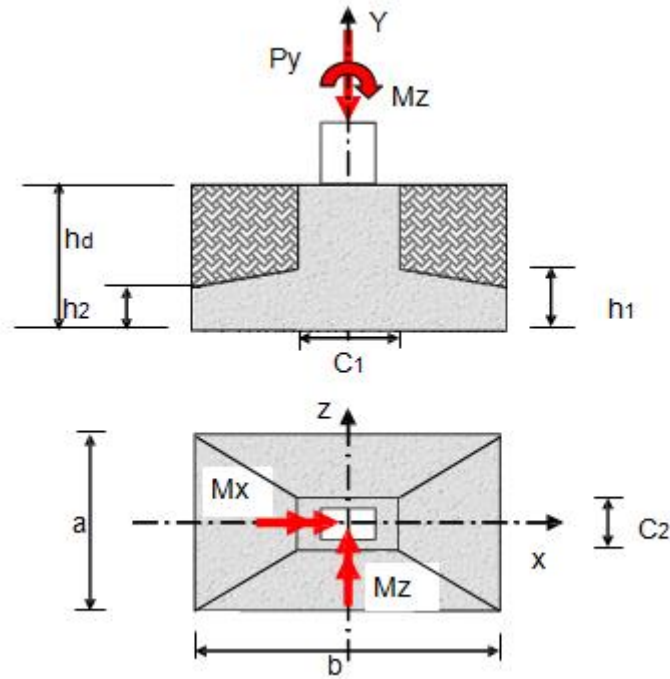


Figura 1.3-10 Acciones en zapatas tipo.

Acciones CM+CV

$F_c = 1.4$

| P_y (Kg) | M_z (Kg-m) | M_x (Kg-m) |
|------------|--------------|--------------|
| 2318 | 5813 | 5813 |

Terreno:

| f adm terr (kg/cm ²) | hd (cm) | incremento (%) | f adm terr inc (kg/cm ²) | P vol tierra (Kg/m ³) |
|-------------------------------------|------------|-------------------|---|--------------------------------------|
| 2.0 | 100 | 0 | 2.0 | 1850 |

Dimensiones de Zapata.

| b (cm) | a (cm) | h1 (cm) | h2 (cm) | C1 (cm) | C2 (cm) |
|-----------|-----------|------------|------------|------------|------------|
| 190 | 190 | 20 | 40 | 80 | 80 |

Análisis de cargas.

P col 2318 Kg

P dado 1229 Kg

P tierra 3728 Kg

P losa 2599 Kg

P total 9874 Kg

Presiones sobre el terreno.

Ecuación de la escuadría.

Excentricidades Presiones extremas

e b = 59 máxima = 1.290 Kg/cm²

e a = 59 mínima = -0.743 Kg/cm²

No aplica

Teoría del ancho equivalente.

Anchos equivalentes

b ' = 72 cms a ' = 72 cms

Aplica

Área efectiva y presión máxima

A efectiva = 5221 cm²

Presión máx = 1.89 kg/cm²

Capacidad última

q u = 2.0 kg/ cm² Ok

Esfuerzo neto = 0.679 kg/cm²

Diseño por flexión en losa.

| cm | cm | cm | α=0.401 |
|------------------|--------------------|-------|---------|
| Volado Mx = 55.0 | Volado Mz = 55 cm | r = 5 | |
| Franja Mx = 170 | Franja Mz = 170 cm | d= 15 | |

| Posición | Mto / m | franja central | Pcalculado | P por norma | As nec |
|----------|---------|----------------|------------|-------------|--------|
| Mx | 102736 | 204742 | 0.0035 | 0.0035 | 5.29 |
| Mz | 102736 | 204742 | 0.0035 | 0.0035 | 5.29 |

| Varilla # | 3 | 4 | 5 |
|-----------|--------------|--------------|--------------|
| | (Separación) | (Separación) | (Separación) |
| | 13.5 | 24.0 | 37.4 |
| | 13.5 | 24.0 | 37.4 |

| | | | | | | |
|--------------|----|---|---|----|---------|------------|
| Se colocarán | No | 4 | @ | 20 | para Mx | p = 0.0042 |
| Se colocarán | No | 4 | @ | 20 | para Mz | p = 0.0042 |

Cortante (como viga ancha)

| | | | |
|---------------------------|-----------------------------|--------------------------------|----|
| $V_x = 2377 \text{ Kg/m}$ | $V_u x = 3328 \text{ Kg/m}$ | $V_{cr x} = 4827 \text{ Kg/m}$ | Ok |
| $V_z = 2377 \text{ Kg/m}$ | $V_u z = 3328 \text{ Kg/m}$ | $V_{cr z} = 4827 \text{ Kg/m}$ | Ok |

Cortante por penetración.

| | | | |
|------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|----|
| $b_o = 380 \text{ cm}$ | $J_{cx} = 8627188 \text{ cm}^4$ | $\gamma = 1.0$ | |
| $A_{cr} = 5700 \text{ cm}^2$ | $J_{cz} = 8627188 \text{ cm}^4$ | $F_R = 0.8$ | |
| $V_u = 4965 \text{ kg}$ | $V_u x = 2.67 \text{ Kg/cm}^2$ | $V_{cr} = 11.31 \text{ Kg/cm}^2$ | Ok |
| | $V_u z = 2.67 \text{ Kg/cm}^2$ | | Ok |

Diagrama de armado de zapata ver figura 1.3-11 y 11'.

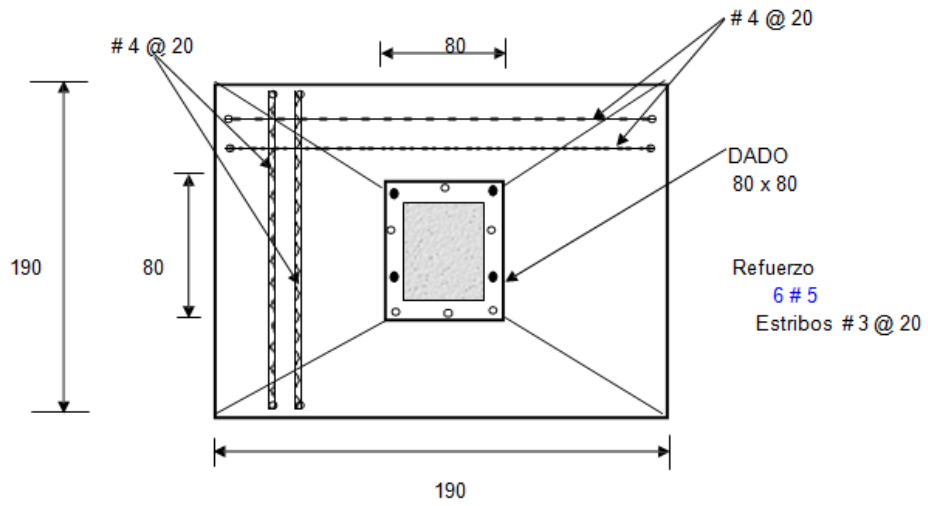


Figura 1.3-11 Planta armado de zapata

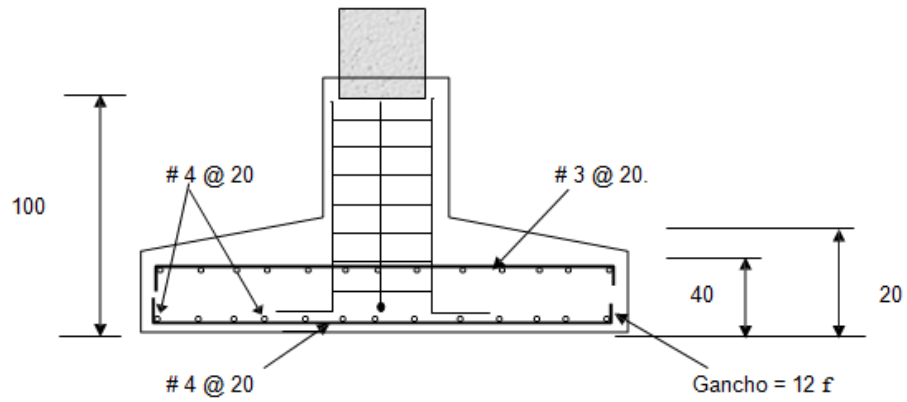
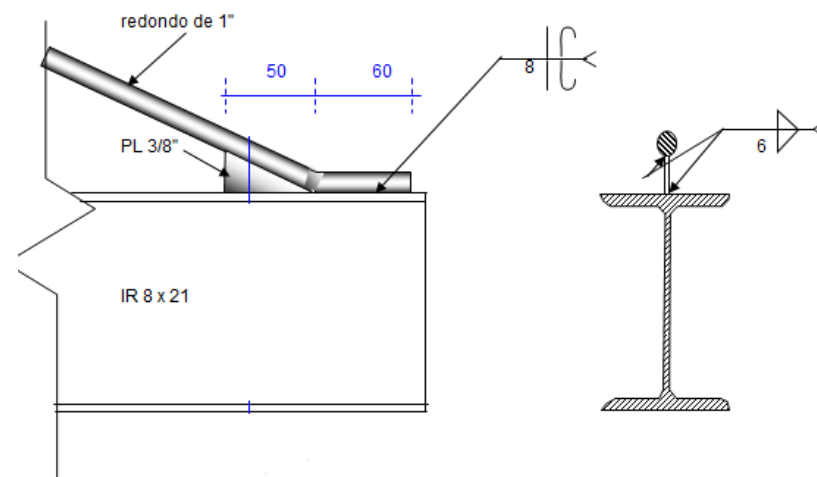


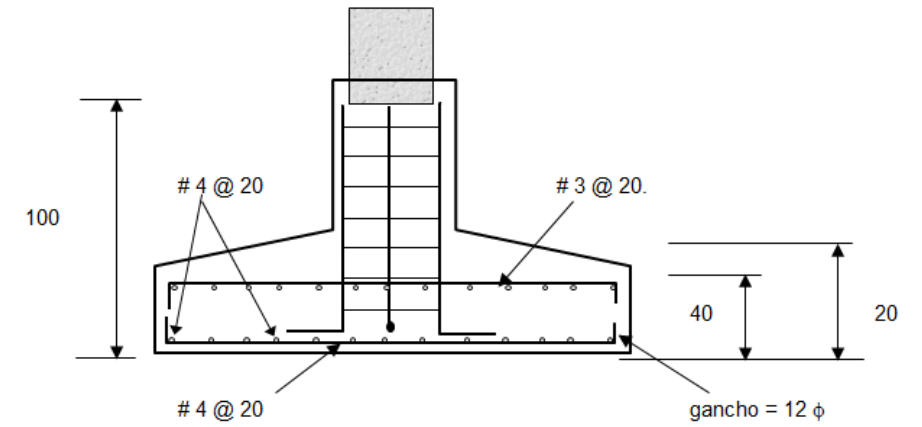
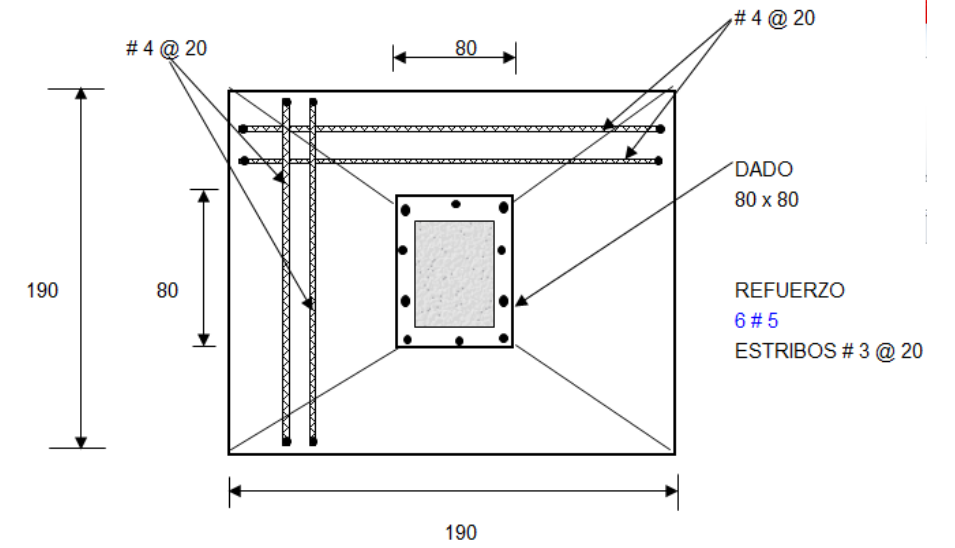
Figura 1.3-11' Corte armado de zapata



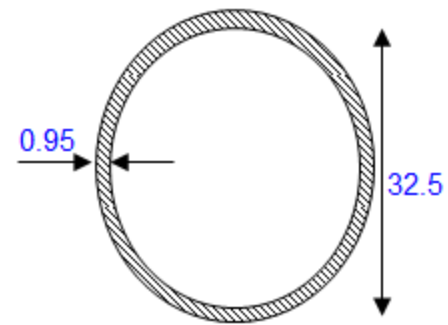
Detalle de conexion a tubo



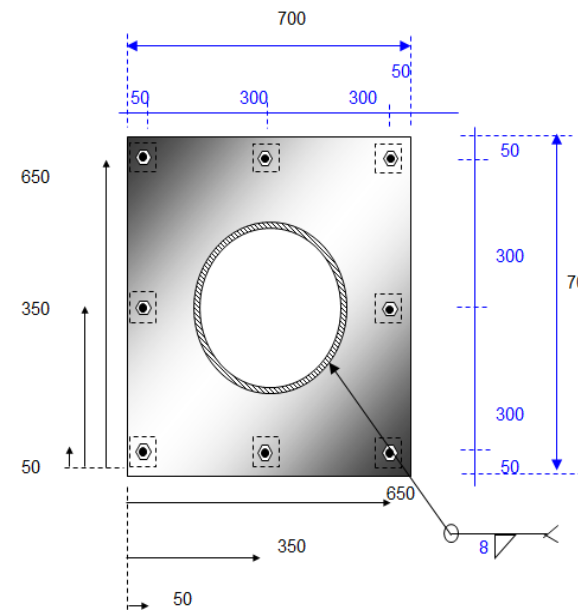
Detalle de conexion a viga



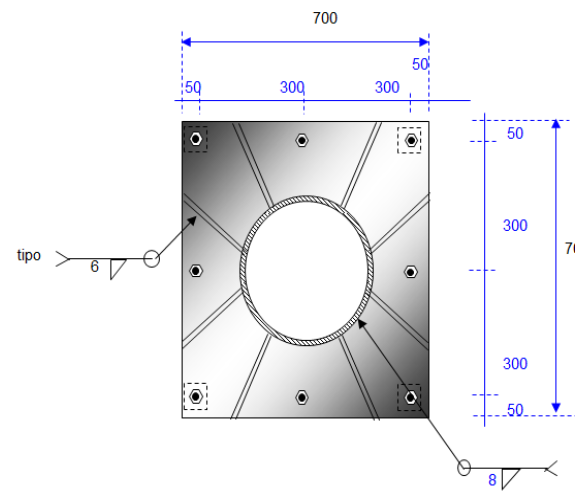
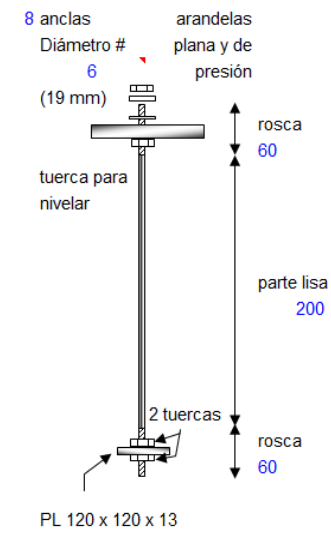
Detalle de cimentacion



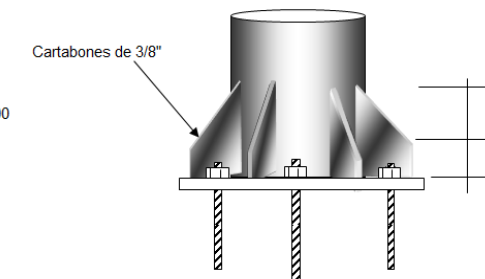
Tubo de acero al carbon cedula 40 de 12"



Detalle de placa y ancla



Detalle de cartabones



| | | |
|--|--|---|
| IDDIMSA <small>INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL MEXICANA DE C.V.</small> | | |
| <small>PROYECTO</small> GRUA RADIAL | | |
| <small>SUPERVISOR</small> THYSSEN KRUPP METALURGICA DE MEXICO S.A. DE C.V. | | <small>DIRECCION</small> GOBIERNO DE YAMANA DETALLES |
| <small>PROYECTO</small> THYSSEN KRUPP METALURGICA DE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| <small>LOCALIZACION</small> cotas en metros | | <small>PLANO NÚM.</small> EST1 |
| <small>ESCALA</small> SIN | | |
| <small>PLANO ACTUALIZADO AL</small> 09.MAY.11 | | |

Capítulo 2

DISEÑO DE UNA BASE DE SILOS EN AGRICULTURA NACIONAL

2.1 Solicitaciones del cliente.

La empresa Agricultura Nacional S.A. de C.V. ubicada en Izúcar de Matamoros Puebla, por medio del departamento de mantenimiento solicitó el proyecto para diseñar una base para silo.

La base será de concreto reforzado con dique perimetral del mismo material para evitar derrames. Se solicitó que el proceso constructivo se realizara en el menor tiempo posible.

El proyecto requirió estudios de mecánica de suelos, memoria de cálculo, planos, catálogo de conceptos.

2.2 Medio físico Izúcar de Matamoros, Puebla.

Ubicación.

Se ubica entre los paralelos 18° 19' y 18° 41' de latitud norte, los meridianos 98° 17' y 98° 34' de longitud oeste, altitud entre 1 000 y 1 600 m.

Colinda al norte con los municipios de Tilapa, Tepeojuma y Epatlán; al este con los municipios de Epatlán, Ahuatlán y Tehuiztingo, al sur con los municipios de Tehuiztingo y Chiautla, al oeste con el municipio de Chiautla, Chietla, Atzala, Chietla y Tilapa. Ocupa el 1.6% de la superficie del estado de Puebla. Cuenta con 86 localidades y una población total de 69 413 habitantes.

Fisiografía.

Provincia Eje Neo volcánico (100%).

Subprovincia Sierras del Sur de Puebla (62%) y Lagos y Volcanes de Anáhuac (38%).

Sistema de topofomas Sierra volcánica de laderas escarpadas (58%), valle de laderas tendidas (26%), llanura aluvial con lomerío (7%), lomerío de aluvión antiguo (5%) y sierra volcánica de laderas tendidas con lomerío (4%).

Geología.

Roca Ígnea extrusiva: andesita-toba intermedia (28%), dacita (3%) y toba ácida (2%).

Sedimentaria: conglomerado (18%), caliza (7%) y yeso (2%).

Metamórfica: meta sedimentaria (16%). Suelo: aluvial (18%). Sitios de interés: Mina

Zonas urbanas.

Las zonas urbanas están creciendo sobre rocas sedimentarias del Neógeno y suelo aluvial del Cuaternario, en valle de laderas tendidas, llanura aluvial con lomerío y lomerío de aluvión antiguo, sobre áreas donde originalmente había suelos denominados Vertisol, Leptosol y Gypsisol. Tienen clima cálido subhúmedo con lluvias en verano.

Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos
Izúcar de Matamoros, Puebla

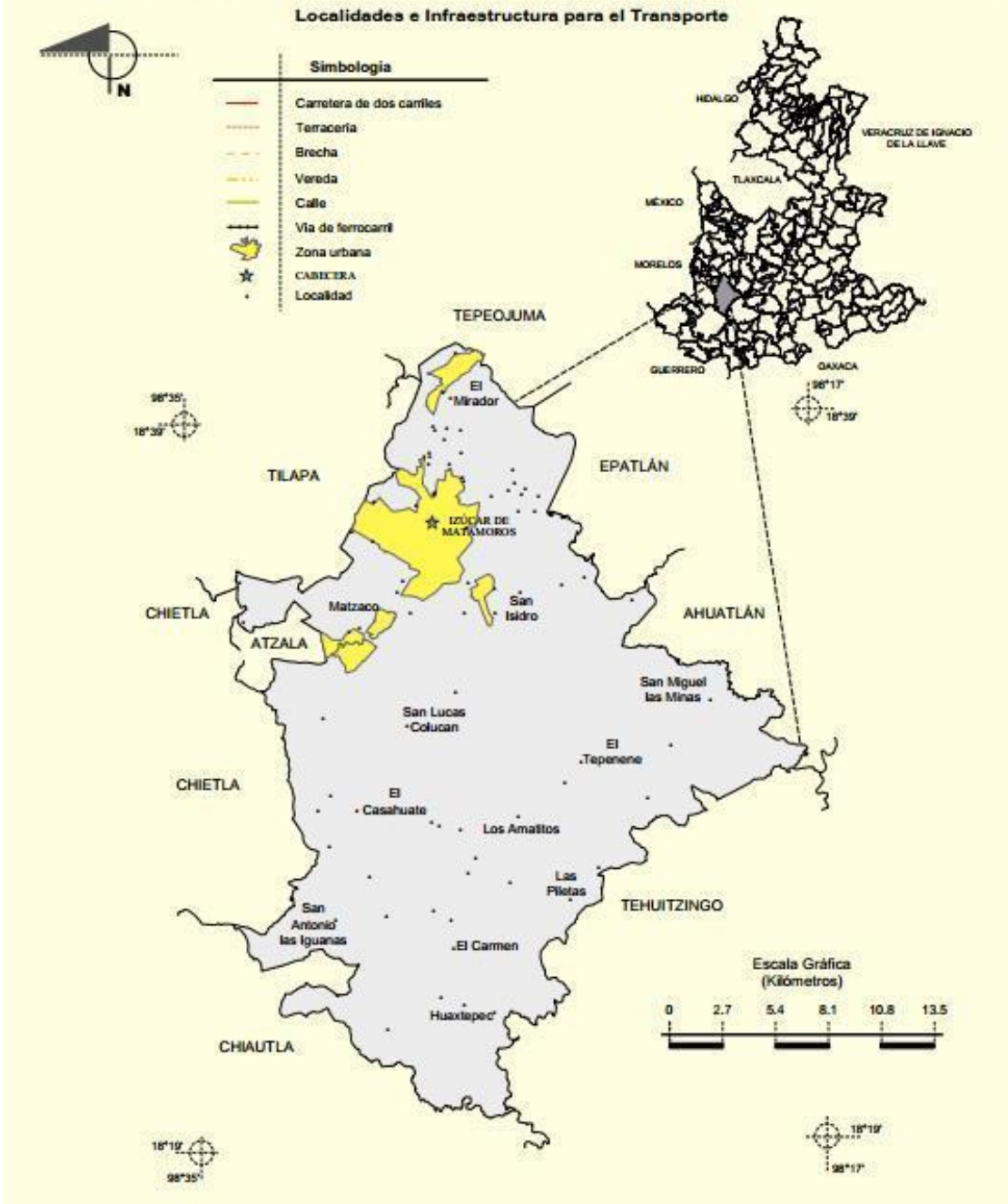


Figura 2.2-1 Localización del municipio Izúcar de Matamoros.



INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL MUNCHI S.A. DE C.V.

2.3 MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE
CIMENTACIÓN PARA SILOS VERTICALES EN
PLANTA AGRICULTURA NACIONAL
UBICADA EN IZÚCAR DE MATAMOROS

PUEBLA

JUNIO 2012

PRIVADA 28 DE NOVIEMBRE S/N COLONIA NUEVA ALEMANIA
CUAUTLANCINGO PUEBLA PUE TEL/FAX (01222) 2 68 38 22

1.- Materiales.

Para los elementos principales de concreto reforzado se deberá emplear los siguientes materiales:

Concreto

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo longitudinal

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Resistencia del terreno.

Se empleó $F_{\text{terr}} = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$

3.- Constantes para diseño de elementos estructurales de concreto.

Módulos:

$$Ec = 173925 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Es = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos:

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b1 = 0.85$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Porcentajes:

a) flexión.

$$p_{\text{min}} = 0.0026$$

$$p_{\text{bal}} = 0.0202$$

$$p_{\text{max}} = 0.0152$$

b) cortantes.

Losas y zapatas corridas

$$V_{\text{cr}} = 5.657 \text{ Kg/cm}^2 \text{ o menor}$$

Penetración

$$F_R = 0.7 \text{ para CM+CVa+CA}$$

$$V_{\text{cr}} = 14.14 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_R = 0.8 \text{ para CM+CV}$$

4.- Factores de carga y de reducción en elementos de concreto.

a) De carga:

$$F_c = 1.4 (CM + CV_m)$$

Estructura grupo B

$$F_c = 1.1 (CM + CV_a + CA)$$

b) De reducción:

$$F_R = 0.9$$

$$\text{Flexión } F_R = 0.8$$

Cortante

$$F_R = 0.7 \text{ o } 0.8$$

5.- Criterios de análisis.

Análisis elástico lineal, de 1er orden.

Análisis sísmico estático conforme al Manual de Diseño por Sismo de la C.F.E. (Edición 2008).

Análisis por viento conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento de la C.F.E. (Edición 2008).

6.- Criterios de diseño.

Se utilizó el criterio por estados límite de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del RDF (2004).

Dimensiones generales del silo.

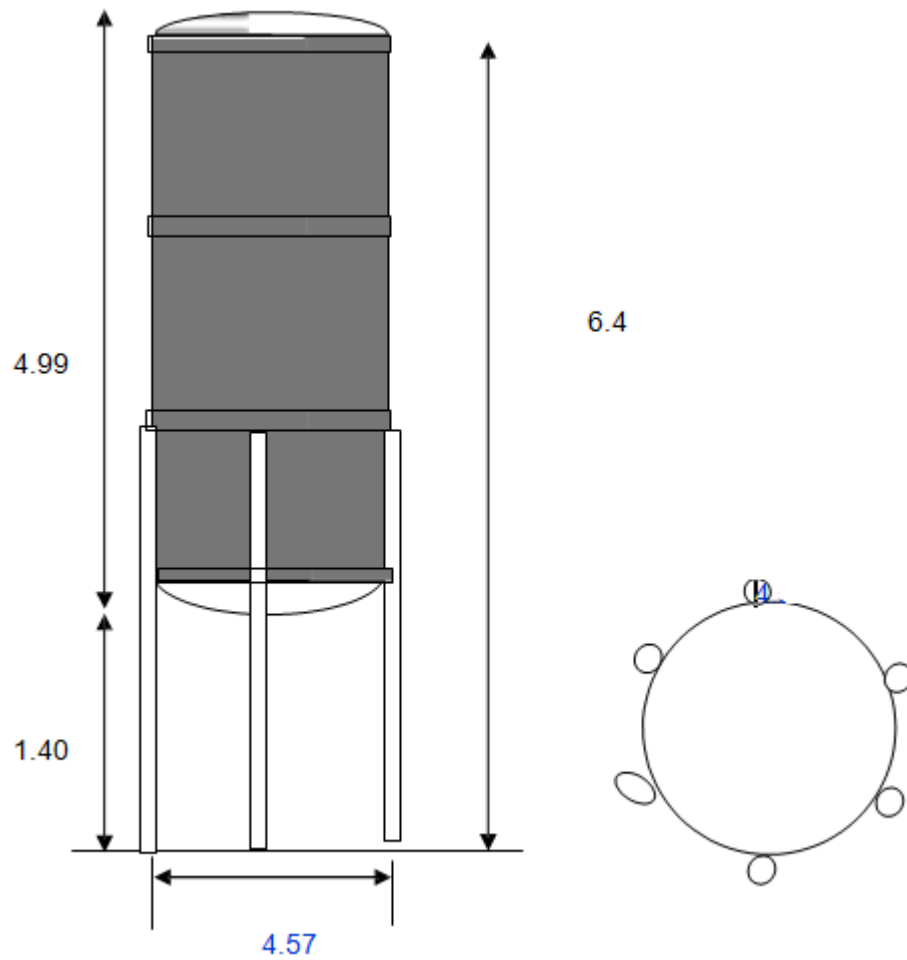


Figura 2.3-1 Dimensionamiento general de silo.

Casquete inferior, características.

Superficie = 3.21 m^2

Volumen = 7.11 m^3

C.G. = 0.26 m

Cilindro características

Superficie = 53.16 m^2

Volumen = 62.46 m^3

C.G. = 1.80 m

Capacidad del tanque 60 m^3 requerido

Volumen total = 69.56 m^3

Volumen excedente 9.56 m^3

Dado que la capacidad del tanque es de 17 m^3 , la altura del líquido es como máximo:

HL= 3.05 m

Vol = 60.02 m^3

Análisis de fuerzas sísmicas (Figura 2.3-2).

Datos de silo.

| | | |
|----------------------------|-------|----|
| Diámetro del cilindro | 4.70 | m |
| Altura del cilindro | 4.20 | m |
| Diámetro del casquete | 4.70 | m |
| Altura del casquete | 0.50 | m |
| Altura a base del casquete | 1.40 | m |
| Peso propio de cilindro | 5313 | kg |
| Peso propio de casquete | 322 | kg |
| Agitador y placas | 1200 | kg |
| Peso líquido | 84038 | kg |
| Peso total = | 90873 | kg |

Tabla 2.3-1 Determinación de pesos de silo.

w1 Peso cilindro lleno o vacío.

w2 Peso líquido.

w3 Peso losa cimentación.

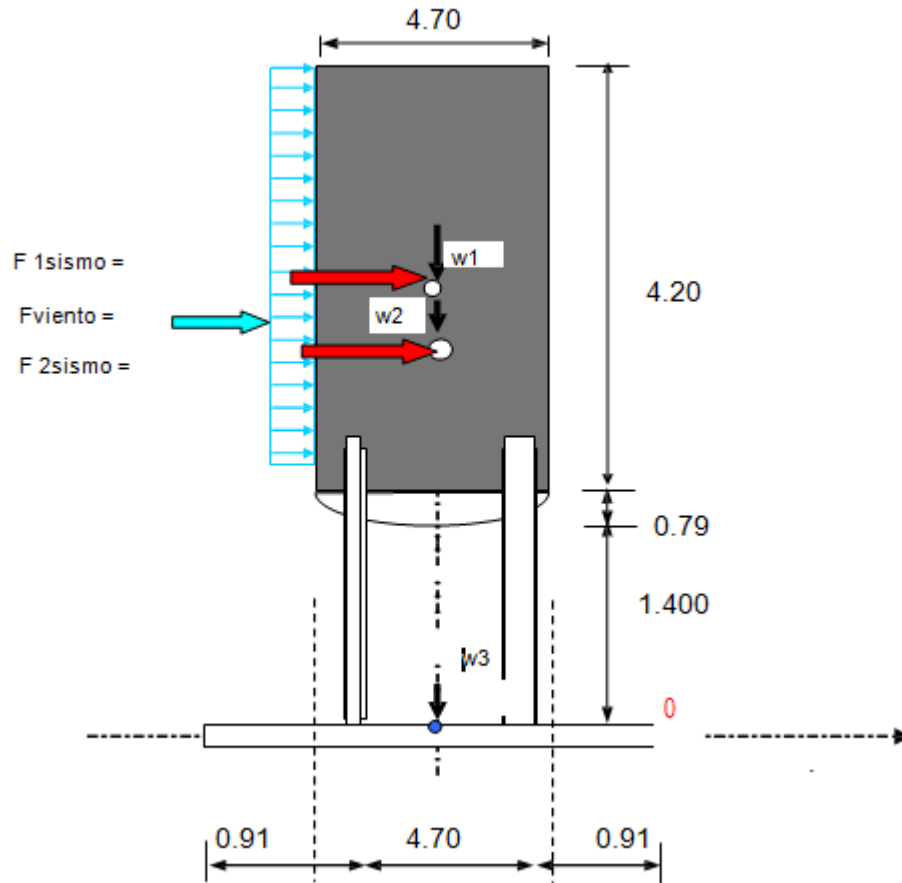


Figura 2.3-2 Fuerzas aplicadas a silo.

Datos sísmicos de la estructura.

Tipo de terreno II

Coefficiente sísmico 0.3

Estructura del grupo B

Factor de comportamiento 2.00

Cálculo de las fuerzas sísmicas (figura 2.3-3).

| w_i | h_i | $w_i h_i$ | F_{s_i} |
|-------|-------|-----------|-----------|
| kg | m | kg- m | kg |
| 6835 | 4.29 | 29320 | 1170 |
| 84038 | 3.72 | 312200 | 12461 |
| 90872 | | 341521 | |

Tabla 2.3-2 Fuerzas sísmicas.

Se considera el 30% de estos valores en dirección ortogonal.

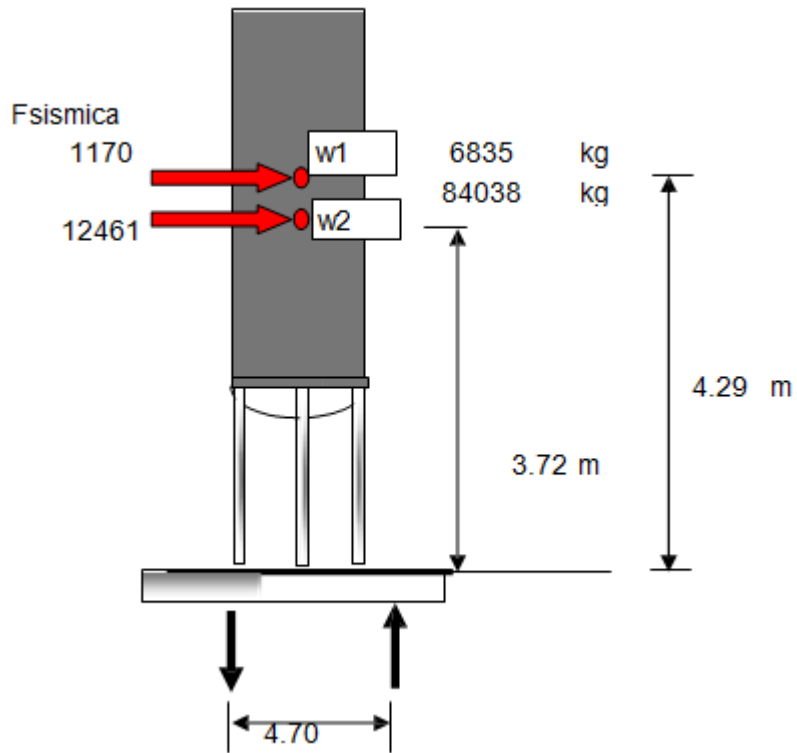


Figura 2.3-3 Fuerzas sísmicas actuantes.

Análisis de las fuerzas de viento (Figura 2.3.4).

- Clasificación de la estructura según su importancia: Grupo B
- Clasificación de la estructura según su tipo de respuesta: Tipo 1
- Categoría del terreno: Categoría 2
- Clase de la estructura: Clase A
- Velocidad regional para retorno de 50 años: $V_R=120$ km/hr
- Factor de exposición si $10 < z < 315$ $a= 0.128$ $d= 315$
- $F_c= 1.0$
- $F_{rz}= 0.947$
- $F_a= 0.947$
- Factor de topografía
- $F_t= 1.00$

Velocidad de diseño.

$V_D = 114 \text{ Km / hr}$

Presión dinámica de base.

Presión Barométrica 600 mm de Hg

Temperatura ambiental 21°

$G = 0.800$

$q_z = 50 \text{ Kg/m}^2$

Si $b = 45^\circ$

$C_{pe} = K_s C_{p1}^{-0.295}$

$C_{p1} = -0.29$

$K_s = 1.002$

Si $b = 0^\circ$

$C_{pe} = K_s C_{p1}^{10.838}$

$C_{p1} = 0.85$

$K_s = 0.986$

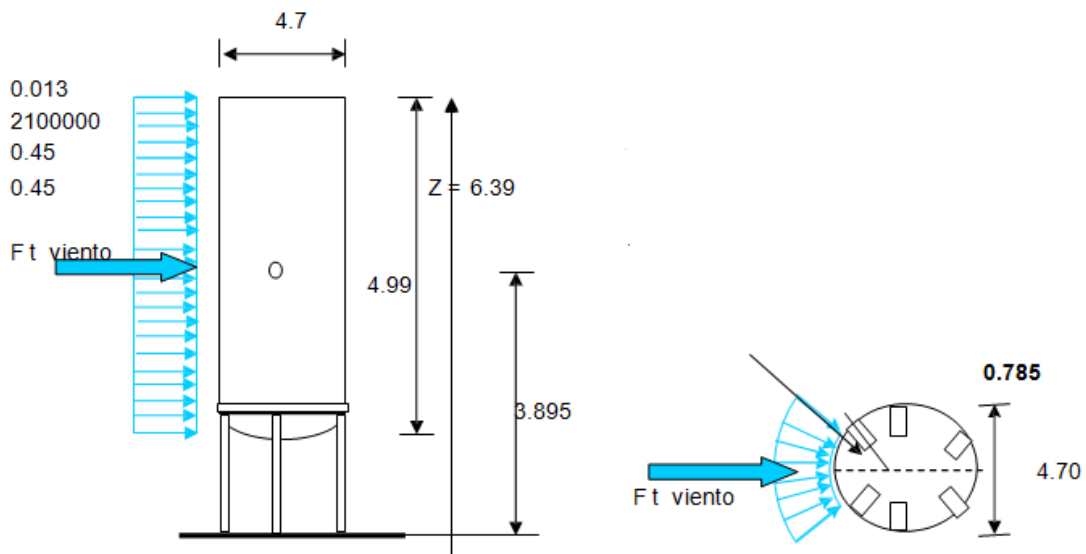


Figura 2.3-4 Fuerzas de viento en silo.

Determinación de presiones.

Relación altura/ancho o longitud/ancho

Altura/ancho = 1.1 menor que 5.

Periodo fundamental $T = 0.21$ segundos.

Factor de respuesta dinámica 1.45 para $z < 10\text{m}$

$$F_g = 1/g^2 (1 + g_p (\sigma/\mu))$$

$$g = k' (z/\delta)^\zeta = 1.59$$

$$z = 6.39$$

$$\sigma/\mu = 0.013$$

$$k' = 1.288 C \alpha' = 0.8505$$

$$g_p = 4$$

$$\delta = 315$$

$$F_g = 0.416$$

$$\zeta = -0.054$$

Coefficiente de arrastre $C_a = 0.593$

Presión dinámica = 12.23 kg/m^2

Presión y fuerzas de diseño en las paredes perimetrales (figura 2.3-7).

$$P_z = F_g C_a q_z$$

$$P_e = C_{pe} K_A K_L q_h$$

$$F_a = C_a q_h b_h e$$

Coefficientes

| Presión (C _{pe}) | Arrastre (C _{ps}) | Factor de reducción (k _a) | Factor local (k _l) |
|----------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| 0.838 | 0.63 | 1 | 1 |

$$A_{\text{expuesta}} = 36.840 \text{ m}^2$$

$$\text{Presión exterior } P_e = 42 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Fuerza de empuje } F_e = 1531 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza de arrastre } F_a = 733 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza total del Viento } F_{\text{t viento}} = 2264 \text{ kg}$$

Análisis de la estabilidad de la cimentación.

Análisis para el sentido más desfavorable (figura 2.3-5).

| | | |
|------------------------------|-------|-------------------|
| Diámetro del cilindro | 4.70 | m |
| Altura del cilindro | 4.20 | m |
| Diámetro del casquete | 4.70 | m |
| Altura del casquete | 0.50 | m |
| Altura a base del casquete | 1.40 | m |
| Peso propio de cilindro | 5313 | kg |
| Peso propio de casquete | 322 | Kg |
| Peso propio del soporte | 600 | kg |
| Peso liquido | 84038 | kg |
| Peso vol. del concreto | 2400 | Kg/m ³ |
| Peso de losa | 81620 | kg |
| Angulo de fricción de tierra | 30 | grados |

Tabla 2.3-3 Datos de pesos aplicados.

w1 Peso cilindro

w2 Peso líquido

w3 Peso casquete, más soporte

w4 Peso losa cimentación

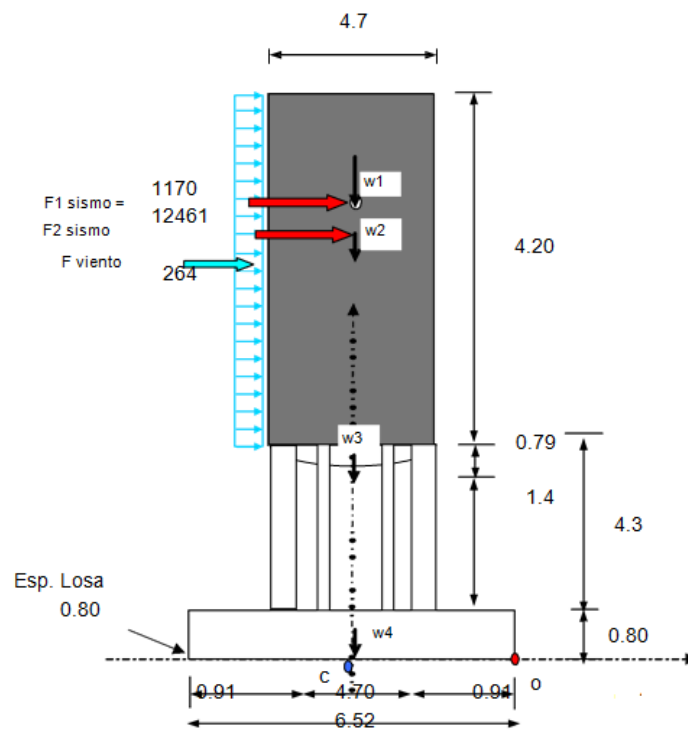


Figura 2.3-5 Fuerzas aplicadas a silo.

| Concepto | F v Kg | Fv (vacío) kg | Fh viento Kg | F h sismo kg | brazo c/o m | Mvol kg-m | Mvol kg-m | Mr vol viento kg-m | M r vol kg-m |
|--------------|---------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|--------------|--------------|-----------------------|-----------------|
| w1 | 5313 | 5313 | | | 3.26 | | | 17320 | 17320 |
| w2 | 84038 | | | | 3.26 | | | 0 | 273963 |
| w3 | 922 | 922 | | | 3.26 | | | 3005 | 3005 |
| w4 | 81620 | 81620 | | | 3.26 | | | 266081 | 266081 |
| F1sismo | | | | 1170 | 4.29 | | 5020 | | |
| F2sismo | | | | 12461 | 3.72 | | 46291 | | |
| Fviento | | | 2264 | | 4.29 | 9714 | | | |
| SUMAS | 171892 | 87855 | 2264 | 15895 | | 9714 | 51311 | 286406 | 560369 |

Tabla 2.3-4 Resultados de cargas aplicadas.

Revisiones de estabilidad.

Peso vacío 87855 kg

Peso lleno 171892 kg

Revisión por volteo.

Factor de seguridad mínimo 1.5

Factor de seguridad de sismo 10.92 ok

Factor de seguridad de viento 29.48 ok

Rige efectos de sismo.

Presiones sobre terreno (revisión local).

Condición CM+CV+Sismo.

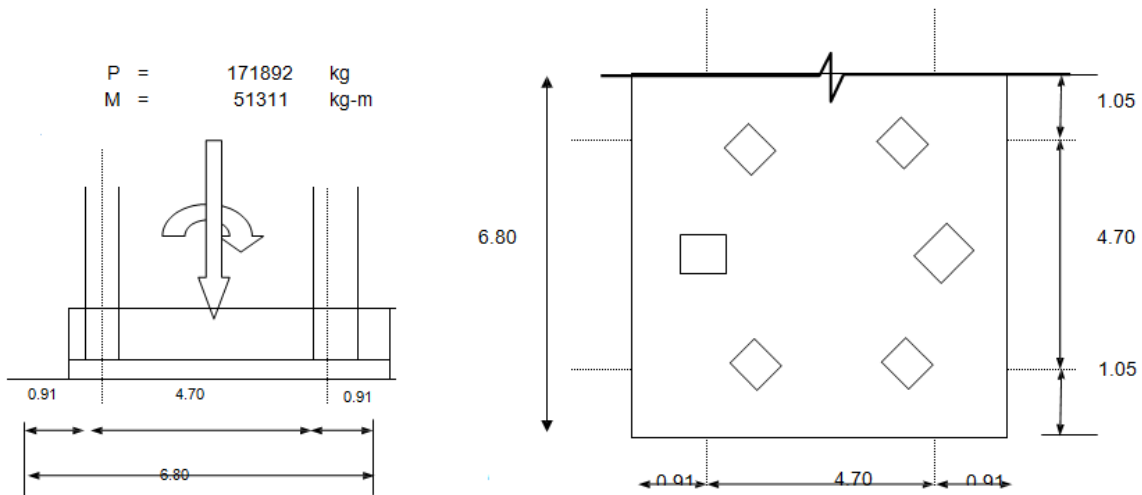


Figura 2.3-6 Presiones en la base.

Cálculo de las excentricidades

$e_x = 0.30 \text{ m}$ $e_z = 0.90 \text{ m}$

$b'_x = 6.20 \text{ m}$ $b'_z = 6.62 \text{ m}$

Presión total sobre el terreno de desplante.

$q \text{ adm.} = 0.90 \text{ kg/cm}^2$

Por ancho equivalente

$f \text{ terreno} = 0.42 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$

Geometría de la placa de cimentación.

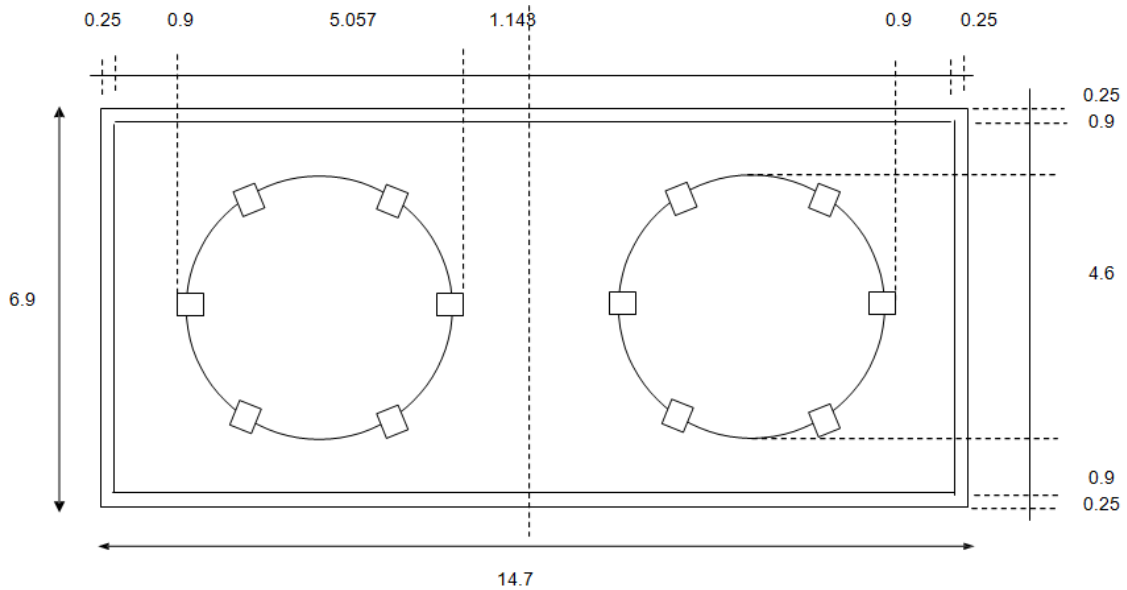


Figura 2.3-7 Placa de cimentación.

Diseño de traveses perimetrales.

Diseño por flexión.

| Posición | M | P calculado | P norma | As nec. | varillas | # | varillas | # | As |
|----------|------------------|-------------|---------|---------|----------|---|----------|---|------|
| (-) | 2384 | 0.0002 | 0.0026 | 9.55 | 2 | 6 | 2 | 5 | 9.66 |
| (-) | 2384 | 0.0002 | 0.0026 | 9.55 | 2 | 6 | 2 | 5 | 9.66 |
| (+) | 3312 | 0.0002 | 0.0026 | 9.55 | 2 | 6 | 2 | 5 | 9.66 |
| Requiere | acero intermedio | | | | 4 | 5 | | | |

Tabla 2.3-5 Acero por flexión en traveses.

Revisión por cortante.

$F_R = 0.97$

| Posición | V | P empleado | Vcr | V lim | Sep. Calc | Sep. Max |
|----------|------|------------|-------|--------|-----------|----------|
| Extremo | 1899 | 0.0027 | 10056 | 102530 | 56 | 73 |

Colocar:

| Estribos | No | @ (cm) |
|----------|----|--------|
| | 3 | 30 |
| | 3 | 30 |
| | 3 | 30 |

Diagrama de armado:

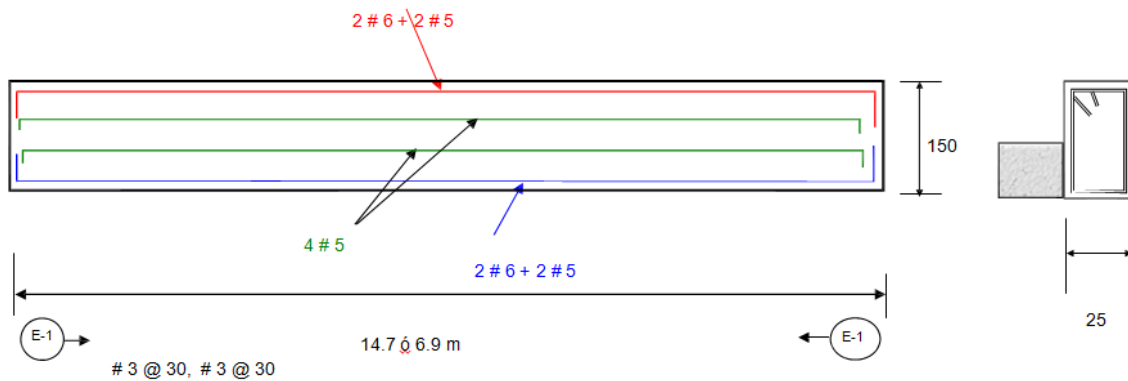


Figura 2.3-8 Armado de trabe perimetral.

Diseño de acero en losa.

Caso de carga **CM+CV**.

$$F_c = 1.4$$

| Acciones en franja de análisis | Acciones por metro. |
|--------------------------------|---------------------|
| M (+) largo 890 Kg -m/ 50 cm | 1780 Kg-m/m |
| M (-) largo 4368 Kg -m/ 50 cm | 8736 Kg-m/m |
| M (+) corto 320 Kg -m/ 50 cm | 640 Kg-m/m |
| M (-) corto 3510 Kg -m/ 50 cm | 7020 Kg-m/m |
| Vx max = 6691 Kg -m/ 50 cm | 13382 Kg/m |
| Vz max= 7663 Kg -m/ 50 cm | 15326 Kg/m |

Refuerzo por flexion.

| Posición | P calculado | P por norma | As nec. | # | @ | As | | Sep Max. |
|------------|-------------|------------------|---------|---|----|------|--------|----------|
| M(+) largo | 0.0002 | 0.0026 | 7.25 | 4 | 18 | 7.04 | Escaso | 50 |
| M(-) largo | 0.0011 | 0.0030 | 8.25 | 5 | 20 | 9.90 | Ok | |
| M(+) corto | 0.0001 | 0.0026 | 7.25 | 4 | 18 | 7.04 | Escaso | |
| M(-) corto | 0.0009 | 0.0030 | 8.25 | 5 | 20 | 9.90 | Ok | |
| | | Acero intermedio | | 4 | 30 | 4.22 | | |

Tabla 2.3-6 Acero por flexión en traves.

Revisión por cortante.

$V_u = 21456 \text{ Kg/m}$

$V_{cr} = 31113 \text{ Kg/m}$

Ok

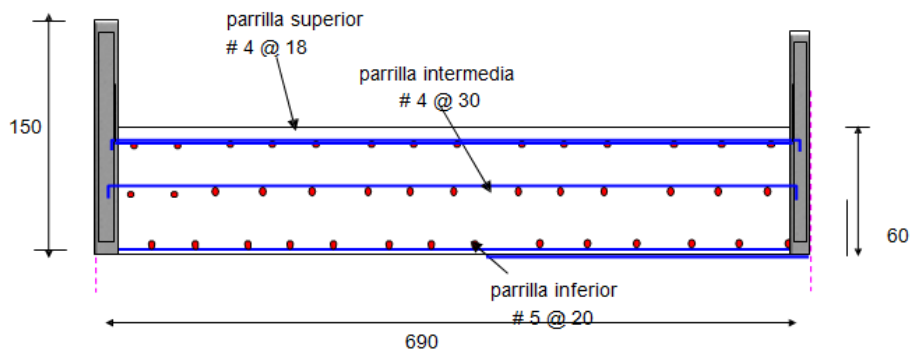


Figura 2.3-9 diagrama de armado.

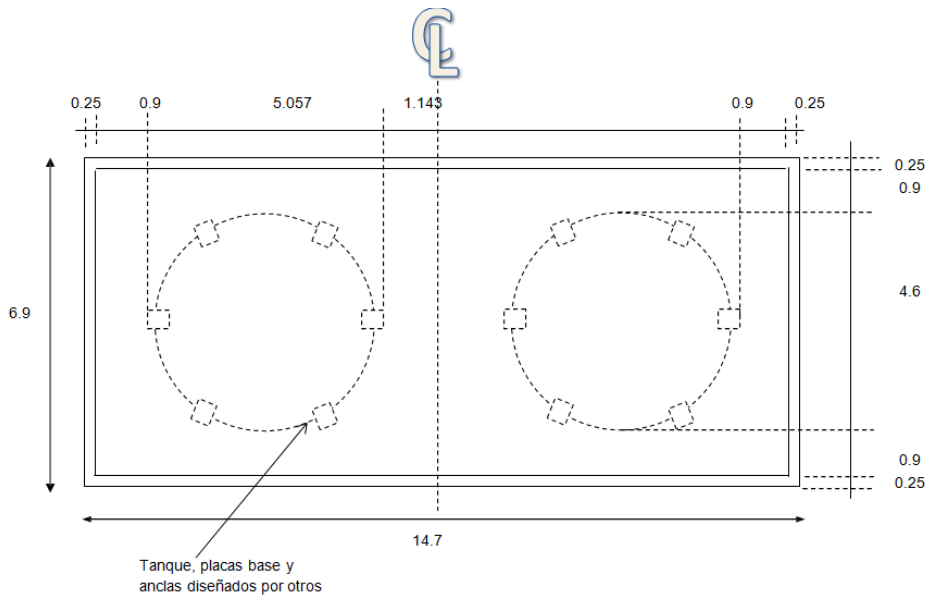


Figura 2.3-10 Planta de cimentación dimensiones.

Revisión por contacto

| Nudo | Ry kg | Presión kg / cm ² |
|------|-------|------------------------------|
| 424 | 1473 | 0.589 |
| 425 | 1472 | 0.589 |
| 397 | 1467 | 0.587 |
| 423 | 1466 | 0.586 |
| 398 | 1464 | 0.586 |
| 426 | 1464 | 0.586 |
| 396 | 1457 | 0.583 |
| 422 | 1455 | 0.582 |
| 370 | 1453 | 0.581 |
| 399 | 1453 | 0.581 |
| 427 | 1453 | 0.581 |
| 371 | 1447 | 0.579 |
| 286 | 1446 | 0.578 |
| 421 | 1444 | 0.578 |
| 395 | 1443 | 0.577 |
| 259 | 1442 | 0.577 |
| 313 | 1442 | 0.577 |
| 369 | 1442 | 0.577 |
| 400 | 1441 | 0.576 |
| 428 | 1441 | 0.576 |
| 287 | 1436 | 0.574 |
| 340 | 1435 | 0.574 |
| 260 | 1433 | 0.573 |
| 314 | 1433 | 0.573 |

| | | |
|-----|------|-------|
| 372 | 1433 | 0.573 |
| 401 | 1432 | 0.573 |
| 394 | 1431 | 0.572 |
| 368 | 1429 | 0.572 |
| 341 | 1427 | 0.571 |
| 429 | 1426 | 0.570 |
| 232 | 1425 | 0.570 |
| 367 | 1425 | 0.570 |
| 343 | 1423 | 0.569 |
| 373 | 1422 | 0.569 |
| 342 | 1420 | 0.568 |
| 402 | 1418 | 0.567 |
| 315 | 1417 | 0.567 |
| 344 | 1416 | 0.566 |
| 439 | 1415 | 0.566 |
| 233 | 1414 | 0.566 |
| 288 | 1414 | 0.566 |
| 374 | 1414 | 0.566 |
| 440 | 1413 | 0.565 |
| 412 | 1412 | 0.565 |
| 438 | 1410 | 0.564 |
| 411 | 1407 | 0.563 |
| 261 | 1406 | 0.562 |
| 413 | 1406 | 0.562 |
| 430 | 1406 | 0.562 |
| 441 | 1405 | 0.562 |

| | | |
|-----|------|-------|
| 345 | 1404 | 0.562 |
| 375 | 1403 | 0.561 |
| 205 | 1401 | 0.560 |
| 385 | 1398 | 0.559 |
| 414 | 1398 | 0.559 |
| 437 | 1397 | 0.559 |
| 384 | 1396 | 0.558 |
| 316 | 1395 | 0.558 |
| 403 | 1395 | 0.558 |

Tabla 2.3-7 Puntos de revisión por contacto.

En todos los casos la presión no excede la capacidad del terreno.

ESPECIFICACIONES DE PROYECTO Y CONSTRUCCION

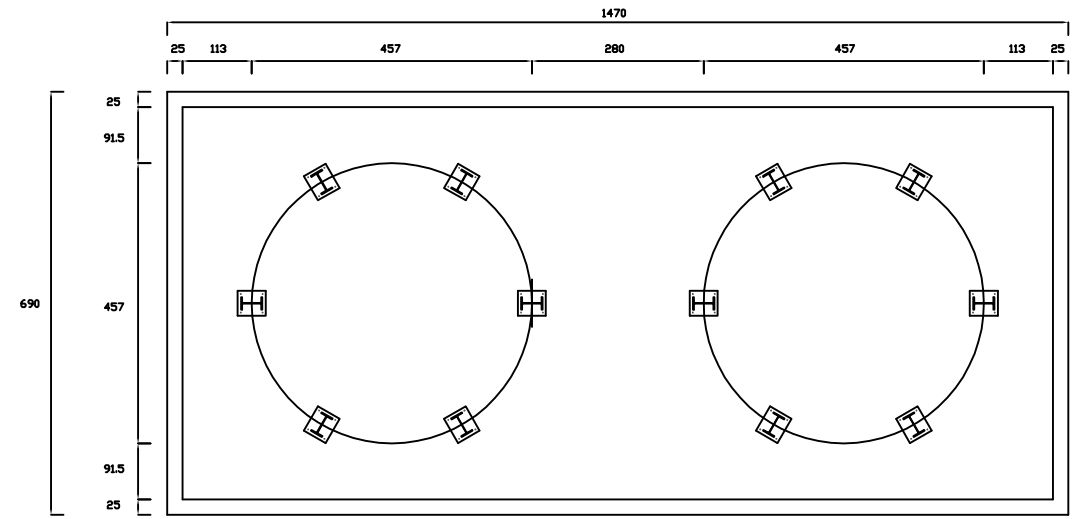
A.- GENERALES
 SE ADECUO CON LA INFORMACION RECIBIDA SE CONSIDERARON DOS TANQUE CON CAPACIDAD DE 80,000 LITS. CADA UNO
 EL DISEÑO DE LA CIMENTACION SE REALIZO CONSIDERANDO UNA CAPACIDAD DE CARGA ESTIMADA DE 0.80 Kg/cm², QUE CORRESPONDE AL VALOR UTILIZADO PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACION DEL SILO INERTE PESADO.
 EL DIRECTOR DE OBRA DEBERA GARANTIZAR LA CORRECTA COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO MEDIANTE DISPOSITIVOS APLICABLES.
 LA CONSTRUCCION, REDUCCION DE CIMENTAS Y SU REEMPLAZAMIENTO DEBERA PLANEARSE POR EL DIRECTOR DE OBRA.
 CUALQUIER CARGA DE CONSTRUCCION SIGNIFICATIVA DEBERA SER REGISTRADA EN LA BITACORA DE OBRA.
 CUALQUIER CAMBIO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL DEBERA SER AUTORIZADO, POR ESCRITO, POR EL CALCULISTA RESPONSABLE.
 TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN ACOTADAS.- SERA PUESO UNICO DEL DIRECTOR DE OBRA TOMAR CUALQUIER OTRA MEDIDA A ESCALA DIRECTA, POR LO QUE DEBERAN VERIFICARSE TODAS LAS MEDIDAS EN EL LUGAR DE LA OBRA.

B.-MATERIALES BASICOS:
CEMENTO: DEBERA SER TIPO PORTLAND PUZZOLANA QUE CUMPLA CON LA NORMA NMX-C-114-ONNICE-1989
AGREGADOS: DEBERAN CUMPLIR CON LA NORMA NMX C-111 ONNICE
 SE RECOMIENDA UTILIZAR LOS SIGUIENTES TAMAÑOS MAXIMOS DE AGREGADOS:
 1.- EN LOSA DE CIMENTACION Y TRABE PERIMETRAL DE 20 mm. A 40 mm.
AGUA: DEBERA CUMPLIR CON LA NORMA NMX C-122 ONNICE
ACERO: TODO EL ACERO DE REFUERZO SERA DE GRADO DURO CON UN Fy=4200 Kg/cm², CUMPLIENDO CON LA NORMA NMX C-407-ONNICE-2001.
 DOBLECES: EL RADIO MINIMO DE DOBLEZ DEBERA SER DE 3 DIAMETROS DE LA VARILLA UTILIZADA.
 TRASLAPES Y ANCLAJES : LA LONGITUD MINIMA DE TRASLAPES Y ANCLAJES EN VARILLAS SERA DE ACUERDO CON LA TABLA INDICADA EN ESTE PLANO

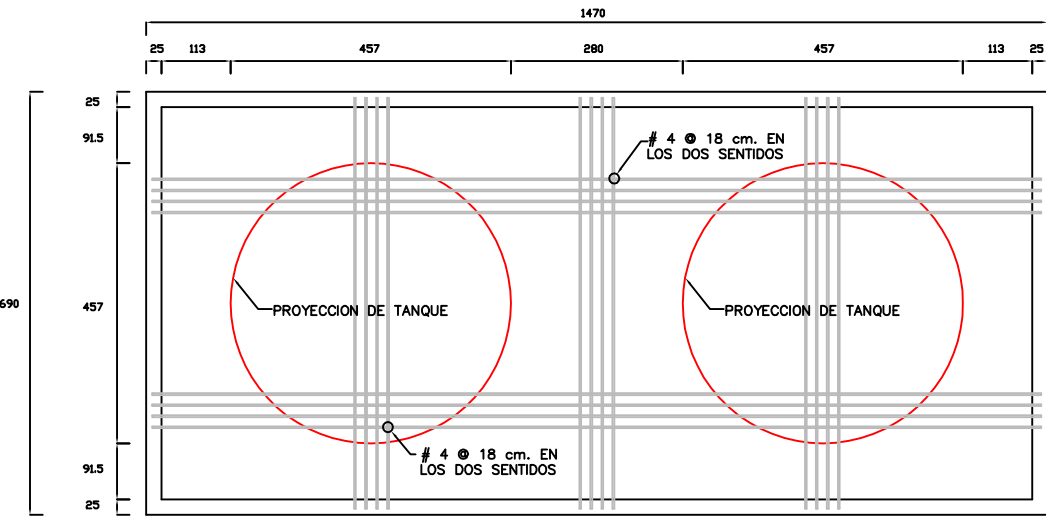
ADITIVOS: SE RECOMIENDA ADITIVO SUPERPLUMIFICANTE AGREGADO EN OBRA, POSTERIOR A LA MEDICION DEL REVENIMIENTO QUE DEBERA SER DE 8 a 8 cm., UTILIZADO DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.
 NO SE DEBERAN USAR ADITIVOS ACELERANTES QUE CONTENGAN CLORURO DE CALCIO.

C.- RECUBRIMIENTOS
 RECUBRIMIENTOS LIBRES MINIMOS:
 1.- EN LOSA DE CIMENTACION Y TRABE PERIMETRAL 5 cm.

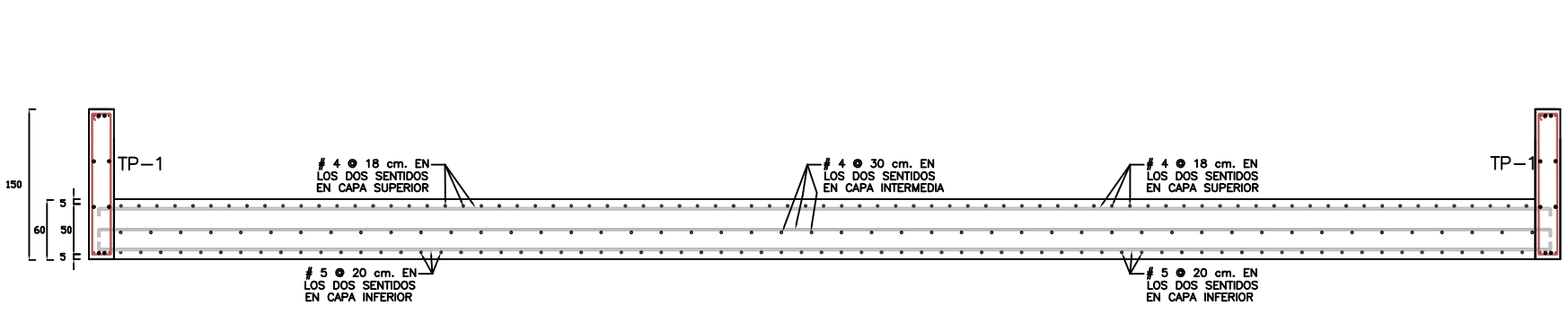
D.- CONCRETO
 DOSIFICACION: DEBERA DOSIFICARSE DE MANERA QUE PROPORCIONE UNA RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS , IGUAL A :
 1.- PLANTILLA f'c = 100 K/cm²
 2.- LOSA DE CIMENTACION Y TRABE PERIMETRAL f'c = 250 K/cm²
 SE DEBERA MANTENER LA FRECUENCIA DE RESISTENCIAS INFERIORES A LAS ESPECIFICADAS, COMO SE PRESCRIBE EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.
 LA EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEBERA BASARSE EN CILINDROS QUE CUMPLAN CON LA NMX C-63 ONNICE A LA EDAD DE 28 DIAS.
COLOCACION: TODO EQUIPO DE MEZCLADO Y TRANSPORTE DEL CONCRETO DEBERA ESTAR LIMPIO, TODO LUGAR DE VACADO DEL CONCRETO DEBERA ESTAR EXENTO DE ESCOMBRO O MATERIAL EXTRAÑO.
 LAS CIMENTAS DEBERAN ESTAR ADECUADAMENTE ENGRASADAS PREVIO AL COLAJO.
MEZCLADO: TODO CONCRETO DEBERA MEZCLARSE HASTA LOGRAR UNA DISTRIBUCION UNIFORME DE LOS MATERIALES, VERIFICANDO EL PESO VOLUMETRICO DEL CONCRETO FRESCO, ALSTATAMENTE.
 DEBERA LLEVARSE UN REGISTRO DETALLADO PARA IDENTIFICAR EL NUMERO DE LAS MEZCLAS PRODUCCION, SU UBICACION APROXIMADA EN LA POSICION FINAL DE LA ESTRUCTURA, LA HORA Y FECHA DEL COLAJO.
TRANSPORTE Y CONSOLIDACION:
 EL CONCRETO DEBERA TRANSPORTARSE AL SITIO FINAL EVITANDO LA SEGREGACION O PERDIDA DE MATERIALES.
 EL CONCRETO DEBERA DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL EVITANDO EL FRAGUADO PARCIAL Y CONTAMINACION CON MATERIALES EXTRANOS.
 DEBERA COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE MEDIANTE VIBRADO MECANICO, ESPECIALMENTE EN LUGARES DE ARMADOS DENSOS Y ESQUINAS DE CIMENTAS.
CURADO: TODO EL CONCRETO DEBERA GARANTIZARSE CON UNA HUMEDAD POR ARRIBA DEL 80 % Y TEMPERATURA POR ARRIBA DE 10 GRADOS; CONSTANTES DURANTE LOS PRIMEROS SIETE DIAS POSTERIORES AL COLAJO.



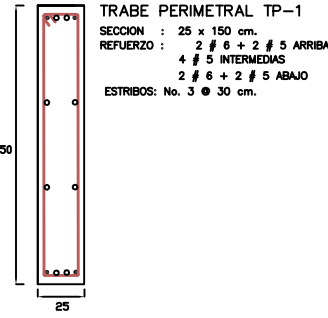
PLANTA



PLANTA DE ARMADOS DE CAPA SUPERIOR



CORTE LONGITUDINAL DE ARMADOS



| CONCRETO f'c=250 | | TABLA DE VARILLAS | | | | | | |
|-------------------------|-------|-------------------|------|------|------|------|--------|--|
| (f) | 5/16" | 3/8" | 1/2" | 5/8" | 3/4" | 1" | 1 1/4" | |
| DIAMETRO (cm) | 0.79 | 0.95 | 1.27 | 1.58 | 1.91 | 2.54 | 3.18 | |
| NUMERO | 2.5 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 | |
| AREA (cm ²) | 0.49 | 0.71 | 1.27 | 1.98 | 2.85 | 5.07 | 7.92 | |
| TRASLAPES | 40 | 50 | 75 | 110 | 150 | 290 | 405 | |
| LONGITUD DE ANCLAJE | | | | | | | | |
| a) RECTO | 30 | 35 | 60 | 82 | 110 | 216 | 304 | |
| b) DOBLEZ A 90° | 30 | 35 | 50 | 60 | 70 | 90 | 110 | |

IDDIMSA
INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL, S.A. DE C.V.

AGRICULTURA NACIONAL S.A. DE C.V.

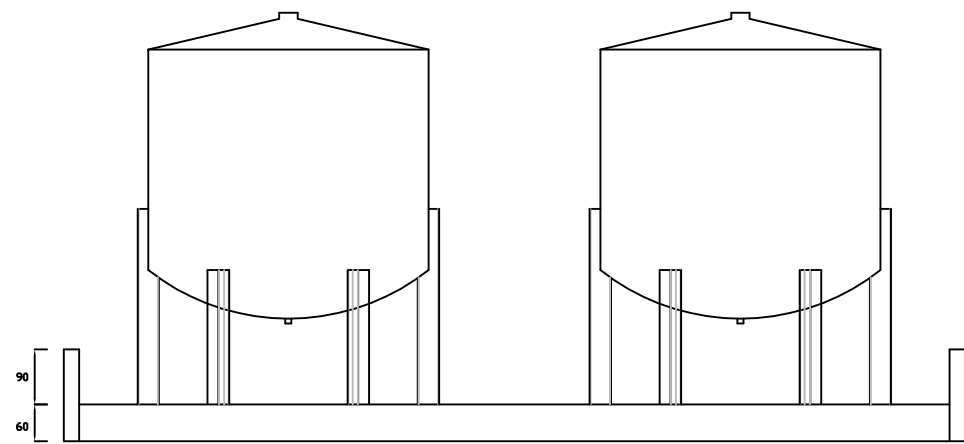
BASE DE SILOS

PLANTA Y CORTE DE BASE DE SILOS VERTICALES

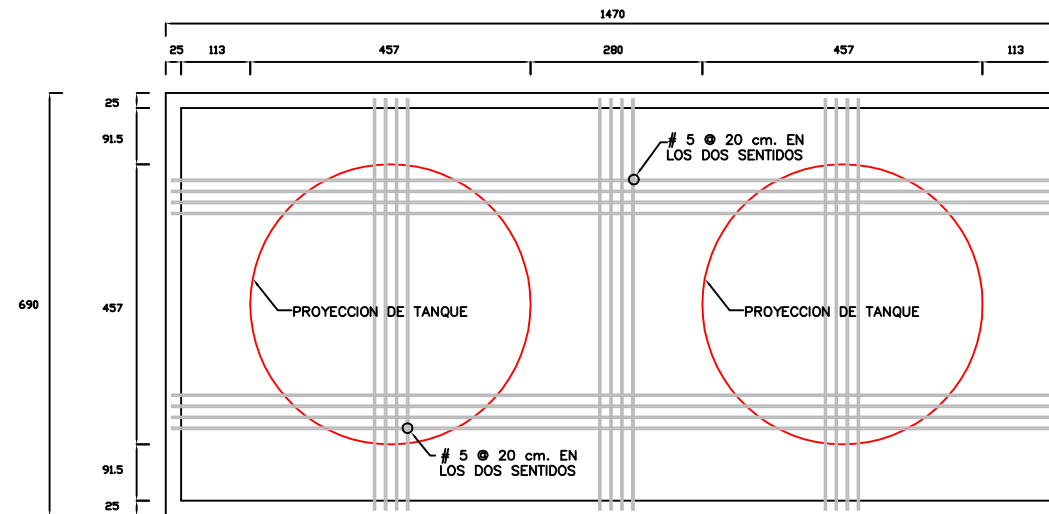
EST1

SIN

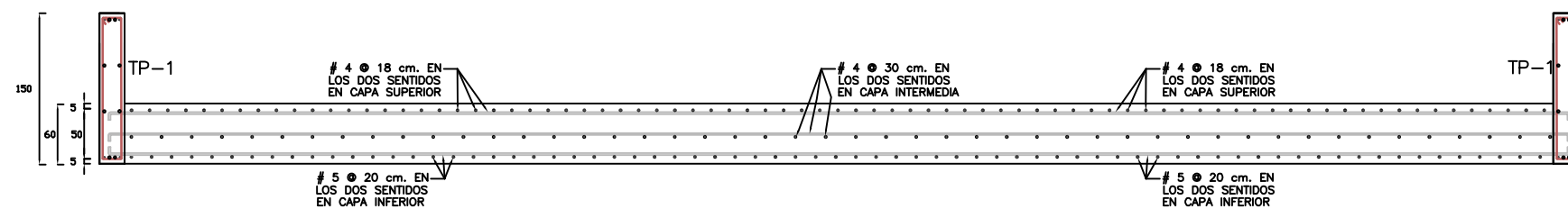
12.JUN.12



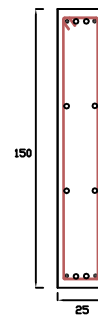
ALZADO



PLANTA DE ARMADOS DE CAPA INFERIOR



CORTE LONGITUDINAL DE ARMADOS



TRABE PERIMETRAL TP-1
 SECCION : 25 x 150 cm.
 REFUERZO : 2 # 6 + 2 # 5 ARRIBA
 4 # 5 INTERMEDIAS
 2 # 6 + 2 # 5 ABAJO
 ESTRIBOS: No. 3 @ 30 cm.

ESPECIFICACIONES DE PROYECTO Y CONSTRUCCION

A.- GENERALES
 DE ACUERDO CON LA INFORMACION RECIBIDA SE CONSIDERARON DOS TANQUE CON CAPACIDAD DE 8000 LITROS CADA UNO.
 EL DISEÑO DE LA CIMENTACION SE REALIZO CONSIDERANDO UNA CAPACIDAD DE CARGA ESTIMADA DE 0.90 Kg/cm², QUE CORRESPONDE AL VALOR UTILIZADO PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACION DEL SLO INERTE PESADO.
 EL DISEÑO DE OBRA DEBERA GARANTIZAR LA CORRECTA COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO MEDIANTE DISPOSITIVOS APLICABLES.
 LA CONSTRUCCION, REMOCION DE OBRAS Y SU REAFUNDAMIENTO DEBERA PLANEARSE POR EL DIRECTOR DE OBRA.
 CUALQUIER CARGA DE CONSTRUCCION SIGNIFICATIVA DEBERA SER REGISTRADA EN LA BITACORA DE OBRA.
 CUALQUIER CAMBIO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL DEBERA SER AUTORIZADO, POR ESCRITO, POR EL CALCULISTA RESPONSABLE.
 TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN ACOTADAS - SERA RIESGO UNICO DEL DIRECTOR DE OBRA TOMAR CUALQUIER OTRA MEDIDA A ESCALA DIRECTA, POR LO QUE DEBERAN VERIFICARSE TODAS LAS MEDIDAS EN EL LUGAR DE LA OBRA.

B.- MATERIALES BASICOS:
CEMENTO: DEBERA SER TIPO PORTLAND PUZOLANA QUE CUMPLA CON LA NORMA NMX-C-114-ONNORCE-1989
AGREGADOS: DEBERAN CUMPLIR CON LA NORMA NMX C-111 ONNORCE
 SE RECOMIENDA UTILIZAR LOS SIGUIENTES TAMAÑOS MAXIMOS DE AGREGADOS:
 1.- EN LOSA DE CIMENTACION Y TRABE PERIMETRAL DE 20 mm. A 40 mm.
AGUA: DEBERA CUMPLIR CON LA NORMA NMX C-122 ONNORCE
ACERO: TODO EL ACERO DE REFUERZO SERA DE GRADO DURO CON UN F_y=4200 Kg/cm², CUMPLIENDO CON LA NORMA NMX C-407-ONNORCE-2007.
 DOBLES: EL RADIO MINIMO DE DOBLEZ DEBERA SER DE 3 DIAMETROS DE LA VARILLA UTILIZADA.
 TRASLAPES Y ANCLAJES : LA LONGITUD MINIMA DE TRASLAPES Y ANCLAJES EN VARILLAS SERA DE ACUERDO CON LA TABLA INDICADA EN ESTE PLANO.
ADITIVOS: SE RECOMIENDAN ADITIVO SUPERFLUIDIFICANTE AGREGADO EN OBRA POSTERIOR A LA MEDICION DEL REVENIMIENTO QUE DEBERA SER DE 6 a 8 cm., UTILIZADO DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.
 NO SE DEBERAN USAR ADITIVOS ACELERANTES QUE CONTENGAN CLORURO DE CALCIO.

C.- RECURRIMIENTOS
RECURRIMIENTOS LIBRES MINIMOS:
 1.- EN LOSA DE CIMENTACION Y TRABE PERIMETRAL 5 cm.

D.- CONCRETO
DOBIFICACION: DEBERA DOBIFICARSE DE MANERA QUE PROPORCIONE UNA RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS - IGUAL A :
 1.- PLANTILLA f_c = 100 K/cm²
 2.- LOSA DE CIMENTACION Y TRABE PERIMETRAL f_c = 200 K/cm²
 SE DEBERA MINIMIZAR LA FRECUENCIA DE RESISTENCIAS INFERIORES A LAS ESPECIFICADAS, COMO SE PRESCRIBE EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.
 LA EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEBERA BASARSE EN CILINDROS QUE CUMPLAN CON LA NMX C-83 ONNORCE A LA EDAD DE 28 DIAS.
COLOCACION: TODO EQUIPO DE MEZCLADO Y TRANSPORTE DEL CONCRETO DEBERA ESTAR LIMPIO. TODO LUGAR DE VACIO DEL CONCRETO DEBERA ESTAR EXENTO DE ESCOBRO O MATERIAL EXTRAÑO.
 LAS CIMENTAS DEBERAN ESTAR ADECUADAMENTE ENGRASADAS PREVIO AL COLADO.
MEZCLADO: TODO CONCRETO DEBERA MEZCLARSE HASTA LOGRAR UNA DISTRIBUCION UNIFORME DE LOS MATERIALES, VERIFICANDO EL PESO VOLUMETRICO DEL CONCRETO FRESCO, ALEATORIAMENTE.
 DEBERA LLEVARSE UN REGISTRO DETALLADO PARA IDENTIFICAR EL NUMERO DE LAS MEZCLAS PRODUCCION, SU UBICACION APROXIMADA EN LA POSICION FINAL DE LA ESTRUCTURA, LA HORA Y FECHA DEL COLADO.
TRANSPORTE Y CONSOLIDACION:
 EL CONCRETO DEBERA TRANSPORTARSE AL SITIO FINAL EVITANDO LA SEGREGACION O PERDIDA DE MATERIALES.
 EL CONCRETO DEBERA DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL EVITANDO EL FRAGUADO PARCIAL Y CONTAMINACION CON MATERIALES EXTRAÑOS.
 DEBERA COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE MEDIANTE VIBRADO MECANICO, ESPECIALMENTE EN LUGARES DE ARMADOS DENSOS Y ESQUINAS DE CIMENTAS.
CURADO: TODO EL CONCRETO DEBERA GARANTIZARSE CON UNA HUMEDAD POR ARRIBA DEL 90 % Y TEMPERATURA POR ARRIBA DE 10 GRADOS, CONSTANTES DURANTE LOS PRIMEROS SIETE DIAS POSTERIORES AL COLADO.

| DIAMETRO | (") | 5/16" | 3/8" | 1/2" | 5/8" | 3/4" | 1" | 1 1/4" |
|-------------------------|------|-------|------|------|------|------|------|--------|
| | (cm) | 0.79 | 0.95 | 1.27 | 1.58 | 1.91 | 2.54 | 3.18 |
| NUMERO | | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 |
| AREA (cm ²) | | 0.49 | 0.71 | 1.27 | 1.98 | 2.85 | 5.07 | 7.92 |
| TRASLAPES | | 40 | 50 | 75 | 110 | 150 | 290 | 405 |
| LONGITUD DE ANCLAJE | | | | | | | | |
| a) - RECTO | | 30 | 35 | 60 | 82 | 110 | 216 | 304 |
| b) - DOBLEZ A 90° | | 30 | 35 | 50 | 60 | 70 | 90 | 110 |

IDDIMSA
INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL, S. DE CV.

PROYECTO: AGRICULTURA NACIONAL

BASE DE SILOS

DIRECCION: GOBIERNO DE LA BAHIA DE LAGUNA

PLANTA Y CORTE DE BASE DE SILOS VERTICALES

PLANO No. **EST2**

LOCALIDAD: cotas en metros

PROYECTO: SIN

ESCALA:

PLANO ACTUALIZADO AL: 12.JUN.12

Capítulo 3

**DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL
NESTLÉ MÉXICO**

3.1 Solicitaciones del cliente.

La empresa Nestlé de México S.A. de C. V. ubicada en Sta. Rita Tlahuapan por medio de su departamento de proyectos y mantenimiento solicitó el proyecto ejecutivo de las ampliaciones que tendrán en su planta de proceso de agua embotellada.

Las naves de acero las requirieron similares a las que existen en su almacén de producto terminado con marcos de acero de sección variable, muros perimetrales de tabique rojo común de 3 mts de altura, largueros de monten, techumbre y faldones de lámina pintro R-101, canalones de lámina pintro lisa, pisos de concreto pulido, cimentación con zapatas aisladas, registros pluviales, de aguas negras y de aguas industriales.

Las naves de concreto deberían ser similares a la nave de proceso existente con muros de contención de concreto reforzado, columnas y travesaños de concreto armado, cimentación de zapatas aisladas, piso de concreto pulido.

El proyecto requirió estudios de topografía, mecánica de suelos, memoria de cálculo para estructuras, planos y catálogo de conceptos.

3.2 Medio físico.

El estado de Puebla es atravesado por el Eje Volcánico Transmexicano (EVT), provincia geológica que cruza el país de este a oeste aproximadamente a 19° N de longitud. Este eje se encuentra formando un ángulo de aproximadamente 16° con la Trinchera Mesoamericana en la que subduce la placa de Cocos con la de Norteamérica, mide aproximadamente 100 Km. de ancho y está compuesto por una serie de estructuras muy diversas, desde estrato volcanes, conos cineríticos mono genéticos, escudos volcánicos hasta algunas caleras. A la altura del Eje Volcánico se encuentran profundidades de la zona de subducción de 80 a 100 Km., lo cual hace suponer que existe una asociación directa entre la zona de subducción y dicho eje.

Las rocas basálticas del Cuaternario afloran en áreas de Jalpan, Pantepec Y Jópala. Se presentan en derrames superpuestos a las rocas del Mesozoico. Por su parte, los depósitos aluviales originados por la acción fluvial, forman suelos limo-arenosos constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas, escasamente consolidados en los Valles existentes de la región.

Atendiendo a su sismicidad, la localidad se ubica en la zona B de la Regionalización Sísmica de la

República Mexicana, segunda en orden de actividad creciente de las cuatro en que se divide el país, conforme al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (Diseño por Sismo, 1993). Dados los últimos acontecimientos del 15 de junio de 1999, los coeficientes sísmicos deberán revisarse según las Normas Técnicas del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Puebla.

Tiene una altitud promedio de 2640m sobre el nivel del mar. Sus coordenadas geográficas son: los paralelos 19°15'36" y 19° 27'54" de latitud norte y los meridianos 98° 29'18" y 98°40'06" de longitud occidental. El municipio colinda al Norte con el estado de Tlaxcala, al Sur con el municipio de San Salvador el Verde, al Este con los municipios de San Matías Tlalancaleca y estado de Tlaxcala, al Oeste con el estado de México y el Volcán Iztaccíhuatl.

Tiene una superficie de 298.51 kilómetros cuadrados, que lo ubica en el lugar 31 con respecto a los demás municipios del estado.



3.3 MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE
AMPLIACIÓN DE SÓTANO EN NAVE 2 DE LA
PLANTA NESTLÉ UBICADA EN
STA. MARÍA TEPETZINGO,
STA. RITA TLAHUAPAN, PUEBLA.

MARZO 2009

A continuación en la figura 3.3.1 se muestra esquemáticamente las zonas de ampliación.
 En esta memoria se calcula la segunda zona de ampliación.

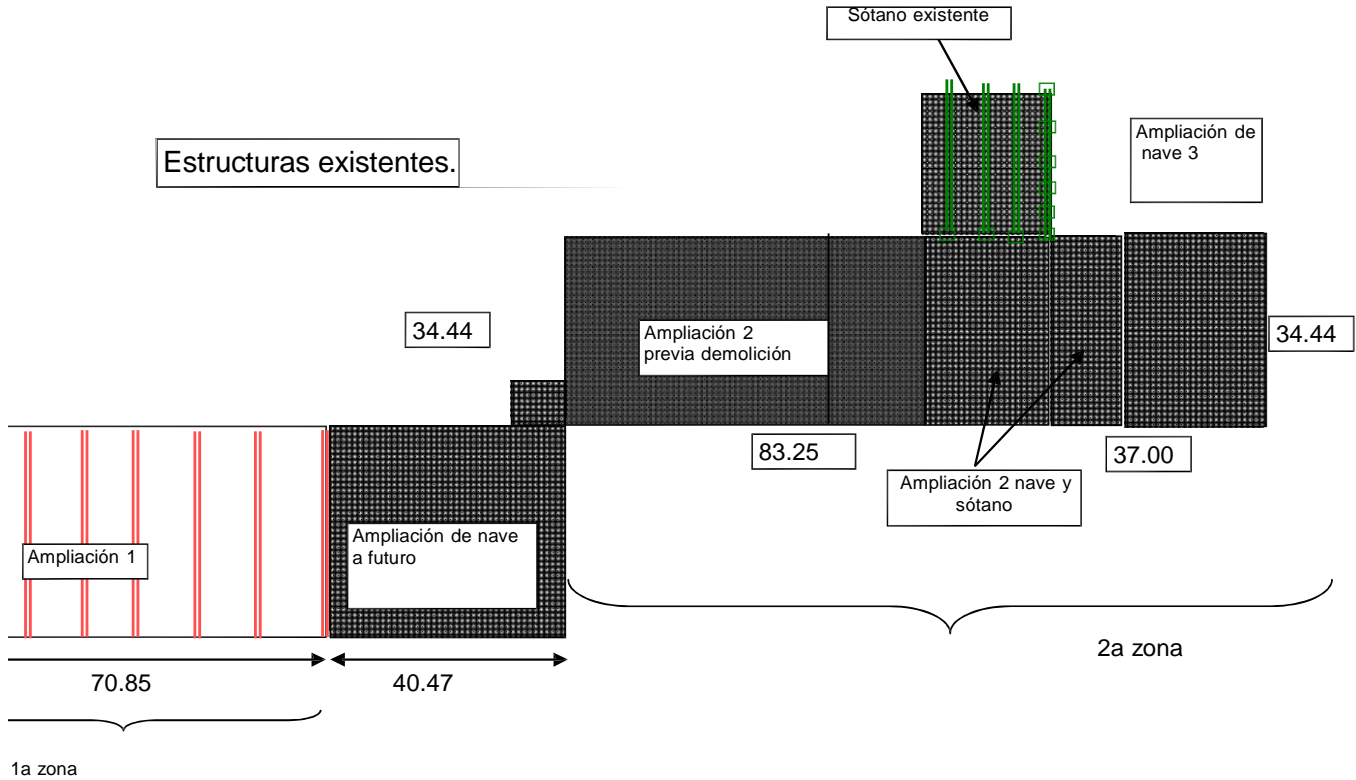


Figura 3.3-1 Planta de ampliación de naves.

1.- Materiales.

a) Para los elementos principales de concreto reforzado se deberá emplear los siguientes materiales:

Concreto en zapatas

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo longitudinal

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

b) Para cadenas, traveses y castillos

Concreto

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo transversal

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

Acero de refuerzo transversal de 1/4"

$$f_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Para, vigas, columnas, largueros, atiesadores, placas y soldadura de la estructura de acero se usarán los siguientes materiales:

Acero ASTM A- 36 $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

PTR ASTM A-500 Grado B (o similar) $F_y = 3230 \text{ Kg/cm}^2$

CF (Monten) ASTM A-446 (o similar) $F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$

Soldadura AW S E70 Electrodo serie E70 - XX

2.- Resistencia del terreno:

Se empleó $F_{\text{terr}} = 3.500 \text{ Kg/cm}^2$ *

* Esta resistencia corresponde al reporte de Mecánica de Suelos realizado por la empresa COBLAMTSA a una profundidad de desplante mínima de 0.80 m.

3.- Constantes para diseño de elementos estructurales de concreto.

Módulos:

$$E_c = 173925 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos:

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_1 = 0.85$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Porcentajes:

a) flexión

$$p_{\text{min}} = 0.0026$$

$$p_{\text{bal}} = 0.0202$$

$$p_{\text{max}} = 0.0152$$

b) flexo compresión

$$p_{\text{min}} = 0.0048$$

$$p_{\text{max}} = 0.060$$

c) cortantes:

$$V_{\text{cr min}} = 2.859 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{\text{cr máx}} = 5.657 \text{ Kg/cm}^2$$

Losas y zapatas corridas.

$V_{cr} = 5.657 \text{ Kg/cm}^2$ o menor.

Penetración.

$V_{cr} = 14.14 \text{ Kg/cm}^2$ $F_R = 0.7$ para CM+CVa+CA

$F_R = 0.8$ para CM+CV

4.- Factores de carga y de reducción en elementos de concreto.

a).- De carga:

$F_c = 1.4$ (CM+CVm)

$F_c = 1.1$ (CM + CVa+CA)

b).- De reducción:

$F_R = 0.9$ (flexión)

$F_R = 0.8$ (cortante)

$F_R = 0.7$ o 0.8 (flexo compresión)

5.- Esfuerzos admisibles en acero:

a) Tensión $0.6 F_y < 0.5 F_u$

b) Cortante $0.4 F_y$

c) Flexión $0.66 F_y$ o menor.

d) Compresión $0.60 F_y$ o menor según relación de esbeltez.

Incremento de esfuerzos por acciones accidentales (viento o sismo) 33.00%.

Criterios de análisis.

Análisis elástico lineal de primer orden.

Análisis sísmico estático de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles (Diseño por Sismo) de la CFE (Edición 2008).

Análisis por viento de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles (Diseño por Viento) de la CFE (Edición 2008).

Criterios de diseño.

Para concreto y mamposterías se utilizó el criterio por estados límite de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del RDF (2004).

Para acero se utilizó el criterio de esfuerzos permisibles de acuerdo con el Manual IMCA y el AISC. (Versión 2007)

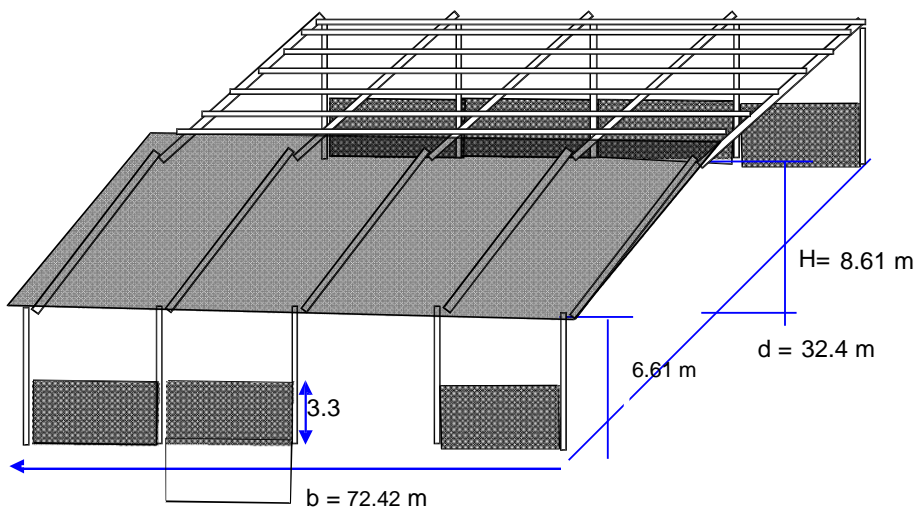
Análisis de carga de zona de cubierta.

Cargas permanentes (Tabla 3.3-1).

| | CM+CVm | CM+CVa | CM+CV | |
|--------------|--------|--------|-------|-----------------|
| Lamina | 6 | 6 | 6 | Kg/m^2 |
| Lámparas | 5 | 5 | 5 | Kg/m^2 |
| Misceláneos | 5 | 5 | 5 | kg/m^2 |
| Total | 11 | 11 | 11 | kg/m^2 |
| Cargas vivas | 40 | 20 | 15 | kg/m^2 |
| Granizo | 30 | | | kg/m^2 |

Tabla 3.3-1 Valores de cargas para las diversas condiciones.

Nave a analizar (Figura 3.3-2)



Nota: los últimos 3 marcos tienen doble altura.

$\theta = 90^\circ$

$H/d = 0.12$



$\theta = 0^\circ$ $\text{gama} = 3.54 < 60$
 $H/d = 0.20$ < 5 Aplica análisis estático

Figura 3.3-2 Dimensiones de nave a analizar.

Análisis de fuerzas por viento.

Clasificación de la estructura:

| | |
|-----------------------|---|
| Tipo | I |
| Grupo | B |
| Categoría del terreno | 3 |
| Estructura clase | C |

Velocidad de diseño: $V_D = F_t * F_\alpha * V_R$

Velocidad Regional $V_R = 110 \text{ Km/h}$

$F_{rz} = 0.81$ $F_t = 0.90$ $F_c = 0.95$ $F_\alpha = 0.77$

$\zeta = 8.61$ $\delta = 390$ $\alpha = 0.171$

$V_D = 76 \text{ Km/h}$

Presión dinámica de base = 28 Kg/m^2

$q_z = 0.0048 * G * V_d^2 =$ $G = .392(\Omega) / (273+t)$ $\Omega = 555$ $t = 17$

$G = 0.750$ $q_z = 21 \text{ Kg/m}^2$

Presión de diseño.

Presión exterior $Pe = C_{pe} * K_a * K_l * q_z$ $\theta = 0^\circ$ $H/d = 0.20$

| Barlovento de 0 a H | Barlovento de H a 2H | Barlovento de 2H a 3H | Barlovento de > 3H |
|---------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| $C_{pe} = -0.900$ | $C_{pe} = -0.500$ | $C_{pe} = -0.300$ | $C_{pe} = -0.200$ |
| $K_a = 1.0$ | $K_a = 1.0$ | $K_a = 1.0$ | $K_a = 1.0$ |
| $K_l = 1.0$ | $K_l = 1.0$ | $K_l = 1.0$ | $K_l = 1.0$ |
| $Pe = -19$ | $Pe = -11$ | $Pe = -6$ | $Pe = -4$ |

Presión interior $Pe = C_{pi} * q_z$

Para toda la cubierta y muros laterales

$C_{pe} = -0.3;$ $P_i = -6 \text{ Kg/m}^2$

Presión neta $P_n = (P_e - P_i)$

| Barlovento de 0 a H | Barlovento de H a 2H | Barlovento de 2H a 3H | Barlovento de > 3H |
|---------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| $P_n = -25$ | $P_n = -17$ | $P_n = -13$ | $P_n = -11$ |

Presión exterior $Pe = C_{pe} * K_a * K_l * q_z$ $\theta = 90$ $H/d = 0.12$

Barlovento de 0 a H/2 Barlovento de > H/2

$C_{pe} = -1.300$ $C_{pe} = -0.700$

$K_a = 1.0$ $K_a = 1$

$K_l = 1.0$ $K_l = 1$

$Pe = -27 \text{ Kg/m}^2$ $Pe = -15 \text{ Kg/m}^2$

Presión interior $Pe = C_{pi} * q_z$

Para toda la cubierta y muros laterales.

$$C_{pe} = -0.3 \quad P_i = -6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Presión neta} \quad P_n = (P_e - P_i)$$

Barlovento de 0 a H/2 Barlovento de > H/2

$$P_n = -34 \text{ Kg/m}^2 \quad P_n = -21 \text{ Kg/m}^2$$

Dado que el área tributaria de la estructura principal es mayor a 100 m², se puede emplear un factor $k_a = 0.80$ (Figura 3.3-3 y 4)

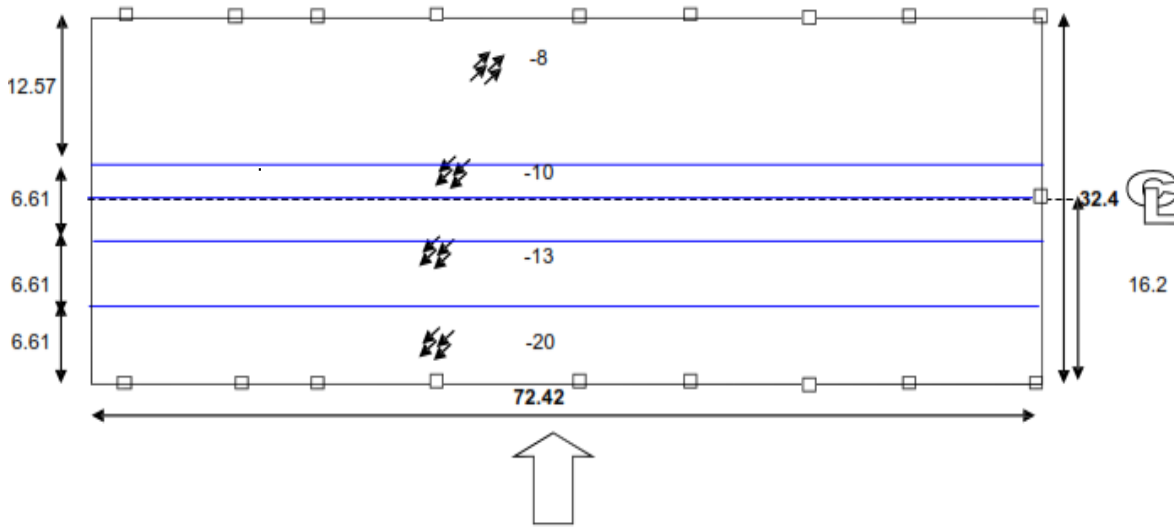


Figura 3.3-3 Distribución de presiones para Theta = 0°.

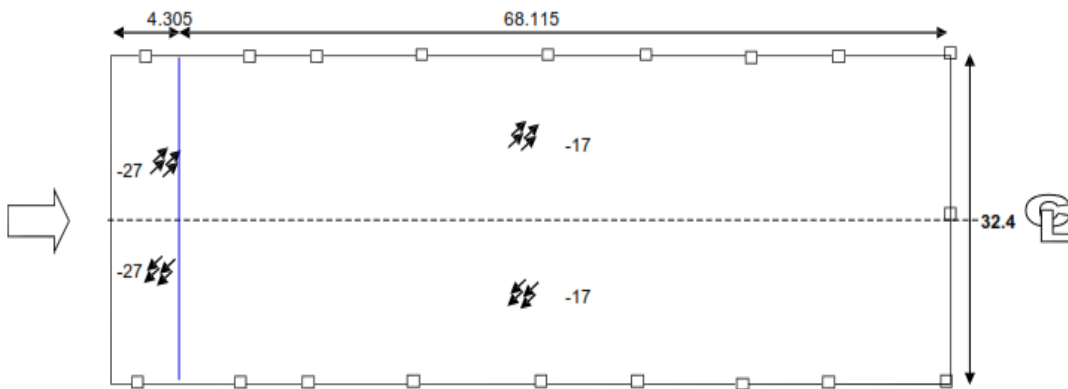


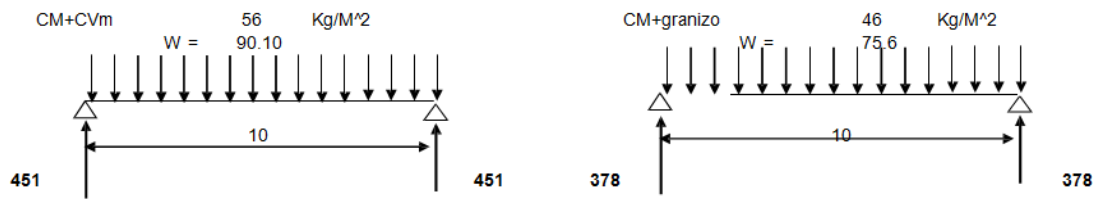
Figura 3.3-4 Distribución de presiones para Theta = 90°.

Reacciones de largueros.

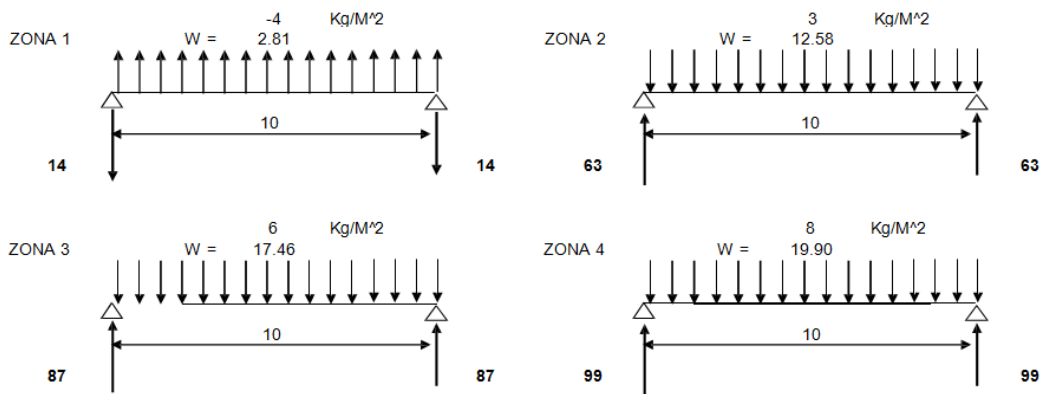
Peso propio = 8.9 Kg/m

Ancho tributaria = 1.45 m

10 MT 12



Viento theta 0°



Viento theta 90°

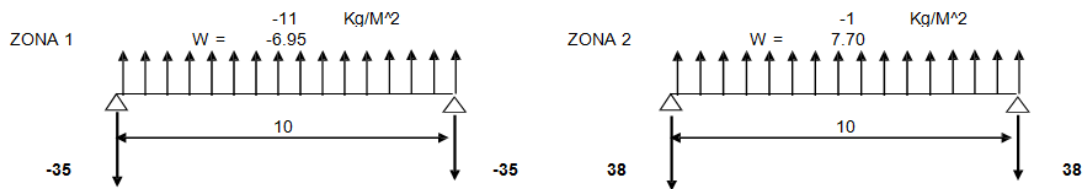


Figura 3.3-5 Reacciones de largueros.

Combinaciones que rigen para diseño de largueros.

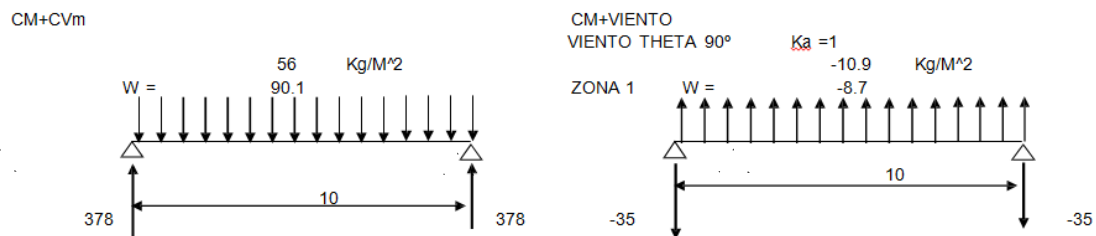


Figura 3.3-6 Largueros que rigen para diseño.

Cálculo de propiedades y dimensiones.

$$F_y = 3500 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$A = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1090.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{rty} = 59.8 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 85.9 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 9.8 \text{ cm}$$

$$r_t = 3.6 \text{ cm}$$

$$\text{Peso } P. = 8.86 \text{ Kg} / \text{m}$$

$$t_w = t_f = 0.266 \text{ cm}$$

$$h_1 = 24.868 \text{ cm}$$

$$h_2 = 1.644 \text{ cm}$$

$$b_1 = 7.088 \text{ cm}$$

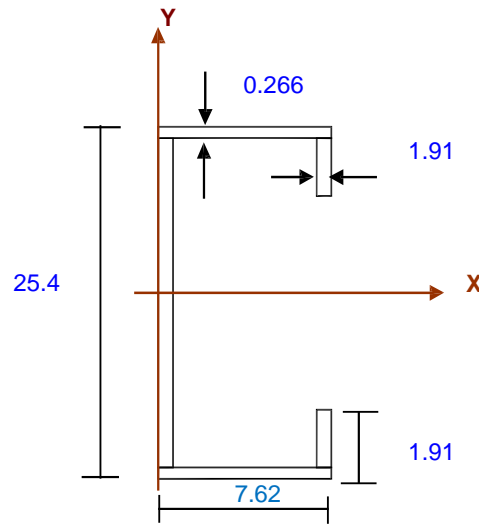


Figura 3.3-7 Propiedades y dimensiones de monten.

$$L = 10 \text{ m}$$

$$\text{Carga para desplazamiento} = 39.35 \text{ kg/m}$$

$$M_{to \text{ Max.}} = 1126 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad \text{Longitud entre atiesadores} = 333 \text{ cm}$$

$$V_{\text{max}} = 451 \text{ Kg}$$

$$\text{Des. Max} = 2.24 \text{ cm}$$

Revisión por Flexión (incluyendo pandeo lateral)

$$\text{RAÍZ } (717 \times 10^4 \text{ Cb}/F_y) = 45.26$$

$$\text{RAÍZ } (3590 \times 10^4 \text{ Cb}/F_y) = 101.28$$

$$L_u/r_t = 33.84$$

$$F_b = [2/3 - (F_y \times (L / r_t)^2 / (1080 \times 10^5 \times C_b))] \times F_y = 2203 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\text{Para } F_y = 3515 \quad 0.6 F_y = 2100$$

$$f_b = 1312 \text{ Kg} / \text{cm}^2 < F_b \quad \text{Ok}$$

Revisión por desplazamiento.

$$\Delta_{adm} = L/240 + 0.5 = 4.67 \text{ cm} > 2.24 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

Cargas / m²

$$\text{cm cubierta} = 16 \text{ kg/m}^2; \quad \text{cvm cubierta} = 40 \text{ kg/m}^2; \quad \text{cva cubierta} = 20 \text{ kg/m}^2$$

Distribución de largueros.

| Ancho | | w viento 90 | | | | | |
|-------------------------|-------|-------------|-------|------------|--------|--------|--------|
| Larguero tributario [m] | w cm | w cvm | w cva | w viento 0 | zona 1 | zona 2 | |
| 1 | 0.48 | 7.68 | 19.20 | 9.60 | -9.69 | -12.93 | -8.08 |
| 2 | 1.205 | 19.28 | 48.20 | 24.10 | -24.34 | -32.45 | -20.28 |
| 3 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -29.29 | -39.05 | -24.40 |
| 4 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -29.29 | -39.05 | -24.40 |
| 5 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -29.29 | -39.05 | -24.40 |
| 6 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -29.29 | -39.05 | -24.40 |
| 7 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -19.52 | -39.05 | -24.40 |
| 8 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -19.52 | -39.05 | -24.40 |
| 9 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -19.52 | -39.05 | -24.40 |
| 10 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -19.52 | -39.05 | -24.40 |
| 11 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -14.64 | -39.05 | -24.40 |
| 12 | 0.8 | 12.80 | 32.00 | 16.00 | -8.08 | -21.54 | -13.46 |
| 13 | 0.8 | 12.80 | 32.00 | 16.00 | -8.08 | -21.54 | -13.46 |
| 14 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -14.64 | -39.05 | -24.40 |
| 15 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -14.64 | -39.05 | -24.40 |
| 16 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -12.20 | -39.05 | -24.40 |
| 17 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -12.20 | -39.05 | -24.40 |
| 18 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -12.20 | -39.05 | -24.40 |
| 19 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -12.20 | -39.05 | -24.40 |
| 20 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -12.20 | -39.05 | -24.40 |
| 21 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -12.20 | -39.05 | -24.40 |
| 22 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -12.20 | -39.05 | -24.40 |
| 23 | 1.45 | 23.20 | 58.00 | 29.00 | -12.20 | -39.05 | -24.40 |
| 24 | 1.205 | 19.28 | 48.20 | 24.10 | -10.14 | -32.45 | -20.28 |
| 25 | 0.875 | 14.00 | 35.00 | 17.50 | -7.36 | -23.56 | -14.73 |

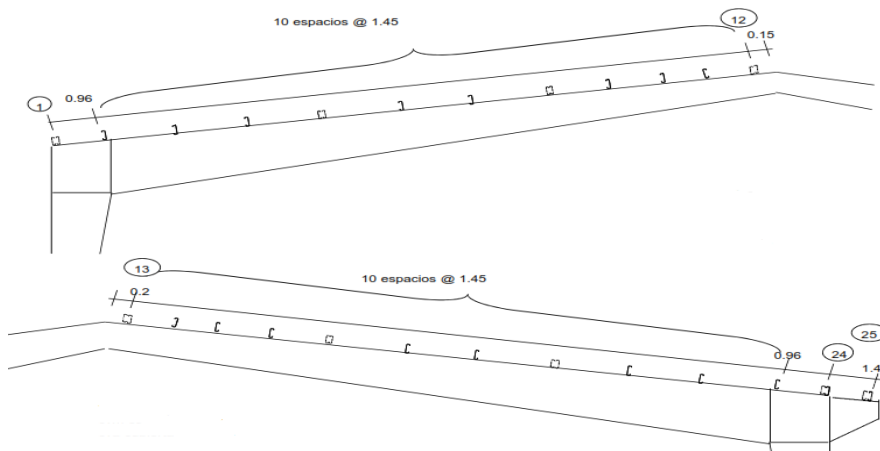


Figura 3.3-8 Distribución de largueros en cubierta.

Análisis de carga sobre faldón lateral (Figura 3.3-9).

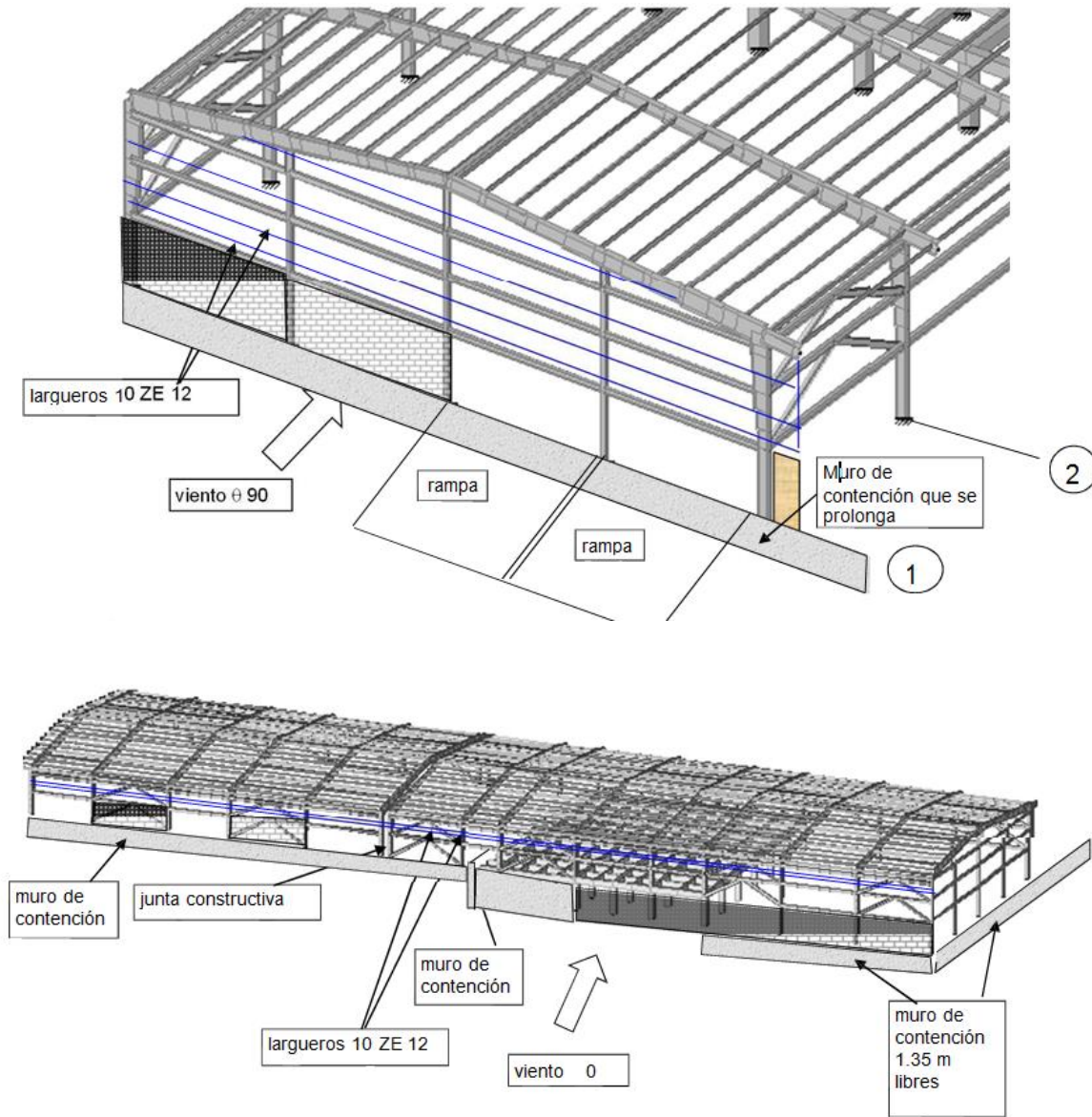


Figura 3.3-9 Cargas sobre faldón lateral.

Presiones sobre faldón (Fig. 4.3.3-10).

| Viento 0° | | Presión ext. | Presión int | presión neta |
|-----------------------------------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| C _{pe} = 0.8 Barlovento | d/b = 0.620 | 16.83 | -6.31 | 16.8 |
| C _{pe} = -0.38 Sotavento | d/b = 1.614 | -7.99 | -6.31 | -14.3 |

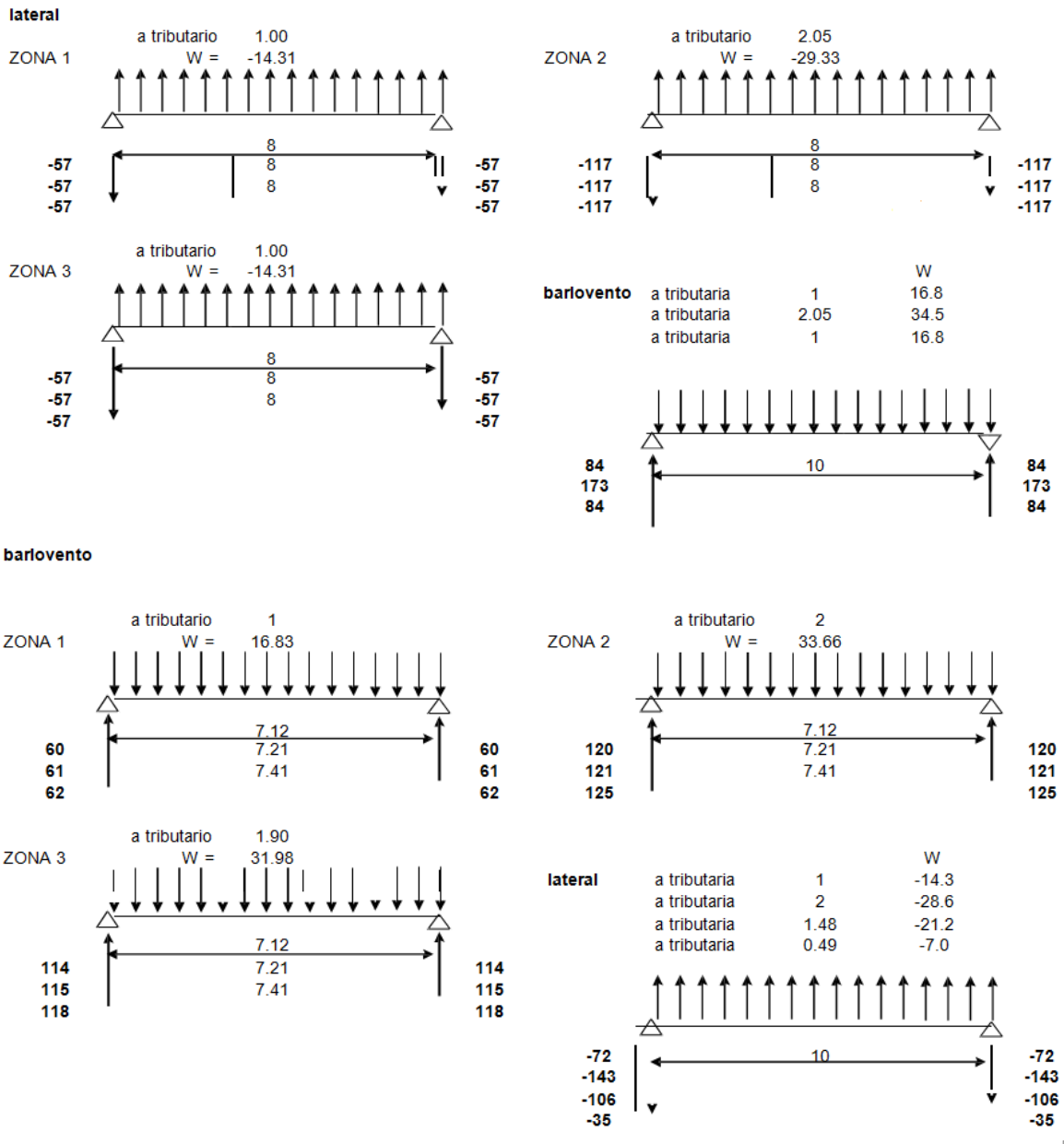


Figura 3.3-10 Presiones sobre faldón lateral.

Análisis de losas en sótano.

| | | | | | |
|------------|------|-----|---------|---------|------------------------|
| d mínimo = | 7.4 | b | r corto | r largo | w [kg/m ²] |
| h = | 15.0 | 100 | 2.5 | 3.5 | 1060 |

Coefficientes NTC RDF (Edición 2004)

| | | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 0 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1 |
| 998 | 553 | 489 | 432 | 381 | 333 | 288 |
| 630 | 312 | 268 | 228 | 192 | 158 | 126 |

Coefficientes interpolados **m = 0.760**

| |
|--------------|
| De 0.7 a 0.8 |
| 401 |
| 206 |

Acciones:

| | |
|-----------------|------------------|
| C+ = 206 | C- = 401 |
| M+ = 55 kg -m/m | M- = 301 kg -m/m |
| V = 804 kg/m | |

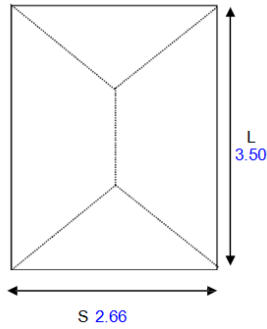


Figura 3.3-11 Dimensiones de losa.

Refuerzo por Flexión:

| Posición | Pcalculado | P por norma | As necesario | # | @ | As | |
|----------|------------|-------------|--------------|---|----|------|----|
| (-) | 0.0007 | 0.0026 | 3.29 | 4 | 25 | 5.07 | Ok |
| (+) | 0.0004 | 0.0026 | 3.03 | 4 | 2 | 5.07 | Ok |

Separación máxima 43.75 cms.

Revisión por cortante:

Vu = 1125 Kg/m Vcr = 7071 Kg/m Ok

Diagrama de armado:

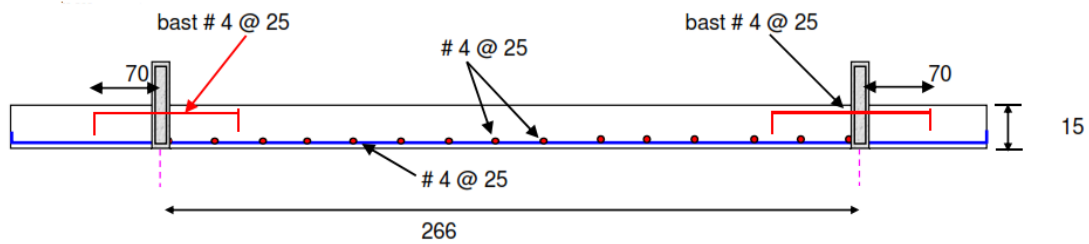


Figura 3.3-12 Armado de losa.

Descargas en bordes solo para el tablero mayor:

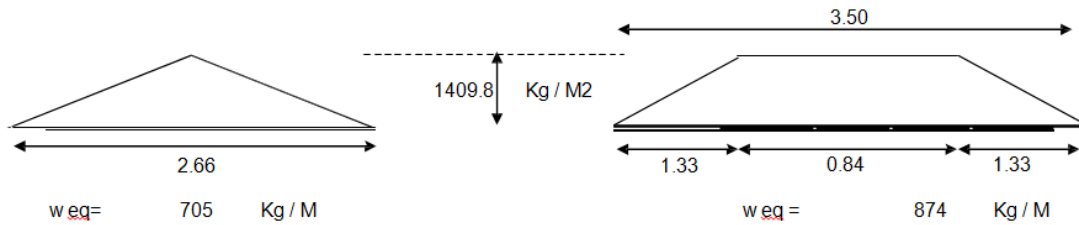


Figura 3.3-13 Bordos de losa.

Calculo de fuerza sísmica:

Manual de Obras Civiles de la CFE (diseño por sismo) (Edición 2008).

Ordenadas del espectro Zona II

Estructura grupo B

$T_a = 0.2$ $T_b = 1.5$

$c = 0.3$ $a_o = 0.08$

$a = 0.3$ $r = 2/3$

$Q = 2.00$ $Q' = 1.60$ (se reduce 0.8 por irregularidad en elevación)

Factor grupo 1.00

$a' = 0.1875$ (coeficiente sísmico)

| H entrepiso | Nivel | w_i | h_i/H | $W_i h_i$ | $\frac{\sum w_i * a}{\sum w_i h_i}$ | | V sísmico |
|----------------|-------|---------|---------|-----------|-------------------------------------|--------|-----------|
| 7.47 | 2 | 197123 | 1.000 | 197123 | 0.44134 | 86999 | 86999 |
| 4.00 | 1 | 1489748 | 0.349 | 519529 | 0.44134 | 229290 | 316288 |
| 11.47 | | 1686871 | | 716652 | | | |

Comprobación $V_{basal} / w_i = 0.188$ Ok

Estructura metálica:

Posición del Centro de Masas a través de las descargas de las columnas para el caso CM+Cva

| Nudo | X | Z | Nudo | Ry | Qx | Qz |
|------|-------|-------|-------|--------|-----------|------|
| 1 | 0.00 | 10.00 | 1 | 5.323 | 53.23 | 0 |
| 2 | 31.94 | 10.00 | 2 | 10.647 | 106.47 | 340 |
| 3 | 0.00 | 15.00 | 3 | 15.97 | 239.55 | 0 |
| 4 | 31.94 | 15.00 | 4 | 21.293 | 319.395 | 680 |
| 5 | 0.00 | 25.00 | 5 | 26.617 | 665.425 | 0 |
| 6 | 31.94 | 25.00 | 6 | 31.94 | 798.5 | 1020 |
| 7 | 0.00 | 35.00 | 7 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | 31.94 | 35.00 | 8 | 5.323 | 186.305 | 170 |
| 9 | 0.00 | 42.00 | 9 | 10.647 | 447.174 | 0 |
| 10 | 31.94 | 42.00 | 10 | 15.97 | 670.74 | 510 |
| 483 | 8.04 | 72.00 | 483 | 21.293 | 1533.096 | 171 |
| 484 | 15.97 | 72.00 | 484 | 26.617 | 1916.424 | 425 |
| 485 | 23.90 | 72.00 | 485 | 31.94 | 2299.68 | 763 |
| 495 | 31.94 | 72.00 | 495 | 0 | 0 | 0 |
| 496 | 31.94 | 62.00 | 496 | 5.323 | 330.026 | 170 |
| 497 | 31.94 | 52.00 | 497 | 10.647 | 553.644 | 340 |
| 498 | 0.00 | 72.00 | 498 | 15.97 | 1149.84 | 0 |
| 499 | 0.00 | 62.00 | 499 | 21.293 | 1320.166 | 0 |
| 500 | 0.00 | 52.00 | 500 | 26.617 | 1384.084 | 0 |
| 501 | 0.00 | 0.60 | 501 | 31.94 | 19.164 | 0 |
| 502 | 31.94 | 0.60 | 502 | 0 | 0 | 0 |
| | | | Sumas | 335.37 | 13992.913 | 4590 |

$$X_m = 13.687 \quad Z_m = 41.724$$

$$V_{sismo} = 86999 \text{ Kg}$$

SÓTANO

Posición del Centro de Masas a través de las descargas de las columnas para el caso CM+Cva

| Nudo | X | Z | NUDO | axial sup | Ry | axial | Qx | Qz |
|------|-------|-------|------|-----------|-------|-------|---------|---------|
| 1 | 0.00 | 15.00 | 1 | -9054 | 19004 | 9950 | 149250 | 0 |
| 2 | 5.32 | 15.00 | 2 | | 31922 | 31922 | 478830 | 169921 |
| 3 | 10.65 | 15.00 | 3 | | 30616 | 30616 | 459240 | 325969 |
| 4 | 15.97 | 15.00 | 4 | | 30806 | 30806 | 462090 | 491972 |
| 5 | 21.29 | 15.00 | 5 | | 30717 | 30717 | 460755 | 654057 |
| 6 | 26.62 | 15.00 | 6 | | 31149 | 31149 | 467235 | 829093 |
| 7 | 31.94 | 15.00 | 7 | -9815 | 26453 | 16638 | 249570 | 531418 |
| 8 | 0.00 | 20.00 | 8 | | 24728 | 24728 | 494560 | 0 |
| 9 | 5.32 | 20.00 | 9 | | 44227 | 44227 | 884540 | 235420 |
| 10 | 10.65 | 20.00 | 10 | | 42076 | 42076 | 841520 | 447983 |
| 11 | 15.97 | 20.00 | 11 | | 42405 | 42405 | 848100 | 677208 |
| 12 | 21.29 | 20.00 | 12 | | 42245 | 42245 | 844900 | 899523 |
| 13 | 26.62 | 20.00 | 13 | | 43032 | 43032 | 860640 | 1145383 |
| 14 | 31.94 | 20.00 | 14 | | 33354 | 33354 | 667080 | 1065327 |
| 15 | 0.00 | 25.00 | 15 | -11182 | 24234 | 13052 | 326300 | 0 |
| 16 | 5.32 | 25.00 | 16 | | 43274 | 43274 | 1081850 | 230348 |

| | | | | | | | | |
|----|-------|-------|----|--------|--------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 17 | 10.65 | 25.00 | 17 | | 41173 | 41173 | 1029325 | 438369 |
| 18 | 15.97 | 25.00 | 18 | | 41503 | 41503 | 1037575 | 662803 |
| 19 | 21.29 | 25.00 | 19 | | 41339 | 41339 | 1033475 | 880231 |
| 20 | 26.62 | 25.00 | 20 | | 42122 | 42122 | 1053050 | 1121161 |
| 21 | 31.94 | 25.00 | 21 | -12154 | 32687 | 20533 | 513325 | 655824 |
| 22 | 0.00 | 30.00 | 22 | | 23209 | 23209 | 696270 | 0 |
| 23 | 5.32 | 30.00 | 23 | | 41390 | 41390 | 1241700 | 220319 |
| 24 | 10.65 | 30.00 | 24 | | 39330 | 39330 | 1179900 | 418747 |
| 25 | 15.97 | 30.00 | 25 | | 39668 | 39668 | 1190040 | 633498 |
| 26 | 21.29 | 30.00 | 26 | | 39495 | 39495 | 1184850 | 840967 |
| 27 | 26.62 | 30.00 | 27 | | 40300 | 40300 | 1209000 | 1072665 |
| 28 | 31.94 | 30.00 | 28 | | 31479 | 31479 | 944370 | 1005439 |
| 29 | 0.00 | 35.00 | 29 | -9844 | 28078 | 18234 | 638190 | 0 |
| 30 | 5.32 | 35.00 | 30 | | 50320 | 50320 | 1761200 | 267853 |
| 31 | 10.65 | 35.00 | 31 | | 47947 | 47947 | 1678145 | 510492 |
| 32 | 15.97 | 35.00 | 32 | | 48270 | 48270 | 1689450 | 770872 |
| 33 | 21.29 | 35.00 | 33 | | 48114 | 48114 | 1683990 | 1024491 |
| 34 | 26.62 | 35.00 | 34 | | 49025 | 49025 | 1715875 | 1304898 |
| 35 | 31.94 | 35.00 | 35 | -10693 | 36899 | 26206 | 917210 | 837020 |
| 36 | 0.00 | 42.00 | 36 | -9988 | 16617 | 6629 | 278418 | 0 |
| 37 | 5.32 | 42.00 | 37 | | 27685 | 27685 | 1162770 | 147367 |
| 38 | 10.65 | 42.00 | 38 | | 26475 | 26475 | 1111950 | 281879 |
| 39 | 15.97 | 42.00 | 39 | | 26627 | 26627 | 1118334 | 425233 |
| 40 | 21.29 | 42.00 | 40 | | 26556 | 26556 | 1115352 | 565457 |
| 41 | 26.62 | 42.00 | 41 | | 27016 | 27016 | 1134672 | 719085 |
| 42 | 31.94 | 42.00 | 42 | -10805 | 21710 | 10905 | 458010 | 348306 |
| | | | | | Sumas | 1391741 | 37894896 | 22856597 |

$X_m = 16.423$ $Z_m = 27.228$ $V_{s\acute{m}ico} = 229290 \text{ Kg}$

Localización del centro de masa (Tabla 3.3-2, Figura 3.3-14).

| Eje | Desp [cm] | K [Kg/cm] | x | k z |
|-------|-----------|-----------|-------|---------|
| A | 0.32 | 56250 | 0.00 | 0 |
| B | 0.330 | 54545 | 31.83 | 1736291 |
| Sumas | | 110795 | | 1736291 |

| Eje | Desp [cm] | K[Kg/cm] | z | k x |
|-----|-----------|----------|-------|--------|
| 1 | 1.45 | 2759 | 72.00 | 198621 |
| 2 | 2.22 | 1802 | 62.00 | 111712 |
| 3 | 2.28 | 1754 | 52.00 | 91228 |
| 4 | 2.06 | 1942 | 42.00 | 81553 |
| 5 | 2.07 | 1932 | 35.00 | 67633 |
| 6 | 2.06 | 1942 | 25.00 | 48544 |
| 7 | 2.07 | 1932 | 15.00 | 28986 |
| 8 | 2.19 | 1826 | 10.00 | 18265 |
| 9 | 3.81 | 1050 | 0.00 | 0 |

Tabla 3.3-2 Valores para el centro de masa.

$$X_c = 15.671$$

$$Z_c = 38.168$$

$$e_{cx} = 1.984$$

$$e_{cz} = 3.556$$

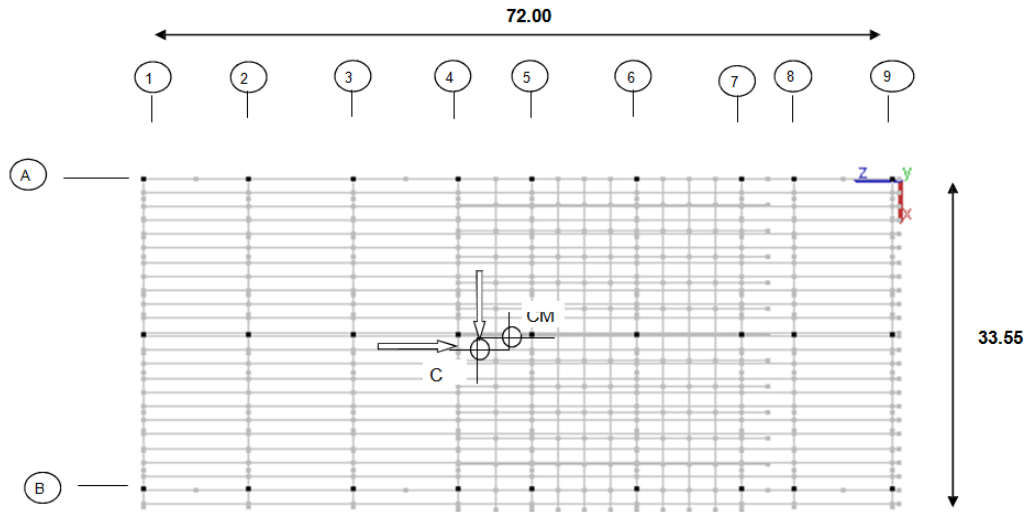


Figura 3.3-14 Centro de masa.

Distribución de fuerzas sísmicas en estructura metálica

Datos:

$$e_{x1} = 12.5339 \text{ m} \quad e_{z1} = 6.3315 \text{ m}$$

$$e_{x2} = -3.6441 \text{ m} \quad e_{z2} = -1.3707 \text{ m}$$

$$V = 86999 \text{ Kg}$$

$$\text{Torsor X} = 1090430 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Torsor Z} = 550828 \text{ Kg-m}$$

Distribución de fuerzas sentido Z

| Eje | Rjz | Xj | Rjz Xj | Xr | Xjt | Rjx Xjt | Rjx Xjt ² | Cd | Ct |
|-------|--------|-------|------------|--------|---------|---------|----------------------|-------|---------|
| A | 56250 | 0.00 | 0 | 15.671 | 15.671 | 881502 | 13814133 | 0.508 | 0.02384 |
| B | 54545 | 31.83 | 1736290.91 | 15.671 | -16.161 | -881502 | 14245824 | 0.492 | -0.0238 |
| Sumas | 110795 | | 1736291 | | | | 28059957 | 1.000 | 0.000 |

Distribución de fuerzas sentido X

| Eje | Rjz | Zj | Rjz Zj | Zr | Zjt | Rjz Zjt | Rjz Zjt^2 | Cd | Ct |
|-------|-------|-------|-----------|--------|--------|---------|-----------|-------|--------|
| 1 | 2759 | 72.00 | 198620.69 | 38.168 | 33.832 | 93330 | 3157550 | 0.163 | 0.003 |
| 2 | 1802 | 62.00 | 111711.71 | 38.168 | 23.832 | 42941 | 1023369 | 0.106 | 0.001 |
| 3 | 1754 | 52.00 | 91228.07 | 38.168 | 13.832 | 24267 | 335662 | 0.104 | 0.001 |
| 4 | 1942 | 42.00 | 81553.39 | 38.168 | 3.8321 | 7441 | 28515 | 0.115 | 0.000 |
| 5 | 1932 | 35.00 | 67632.85 | 38.168 | -3.167 | -6122 | 19392 | 0.114 | 0.000 |
| 6 | 1942 | 25.00 | 48543.68 | 38.168 | -13.16 | -25569 | 336686 | 0.115 | -0.001 |
| 7 | 1932 | 15.00 | 28985.50 | 38.168 | -23.16 | -44769 | 1037200 | 0.114 | -0.001 |
| 8 | 1826 | 10.00 | 18264.84 | 38.168 | -28.16 | -51448 | 1449187 | 0.108 | -0.001 |
| 9 | 1050 | 0.00 | 0 | 38.168 | -38.16 | -40071 | 1529436 | 0.062 | -0.001 |
| Sumas | 16939 | | 646541 | | | | 8916996 | 1.000 | 0.000 |

Sentido Z

| Eje | Vd | Vtz | Vtz | Vtotalz | V tx | Ftotal z | Ftx |
|-----|-------|--------|--------|---------|--------|----------|--------|
| A | 44169 | 13131 | 13131 | 57300 | 25995 | 57300 | 25995 |
| B | 42830 | -13131 | -13131 | 29699 | -25995 | 29699 | -25995 |

En la figura 3.3-15 se muestran las fuerzas en el sentido Z.

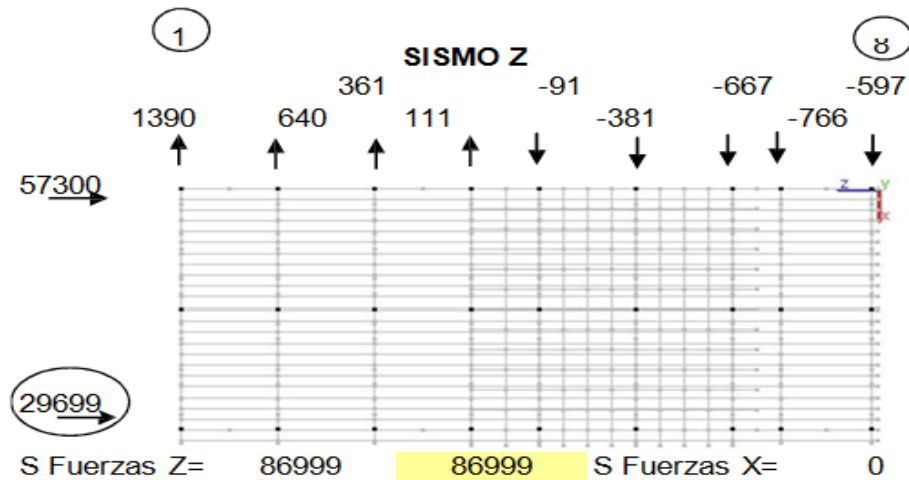


Figura 3.3-15 Distribución de fuerzas en el sentido Z.

En la figura 3.3-16 se muestran las fuerzas en el sentido X.

Sentido X

| Eje | Vd | Vtx | Vtx | Vtotalx | V tz | Ftotal x | Ftz |
|-----|-------|-------|-------|---------|------|----------|------|
| 1 | 14168 | 2752 | 2752 | 16920 | 1390 | 16920 | 1390 |
| 2 | 9254 | 1266 | 1266 | 10520 | 640 | 10520 | 640 |
| 3 | 9010 | 716 | 716 | 9726 | 361 | 9726 | 361 |
| 4 | 9973 | 219 | 219 | 10192 | 111 | 10192 | 111 |
| 5 | 9924 | -181 | -181 | 9744 | -91 | 9744 | -91 |
| 6 | 9973 | -754 | -754 | 9219 | -381 | 9219 | -381 |
| 7 | 9924 | -1320 | -1320 | 8604 | -667 | 8604 | -667 |
| 8 | 9381 | -1517 | -1517 | 7863 | -766 | 7863 | -766 |
| 9 | 5392 | -1182 | -1182 | 4210 | -597 | 4210 | -597 |

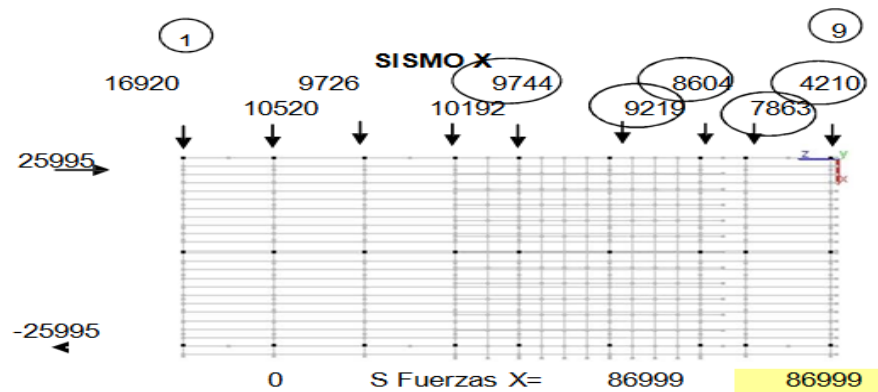


Figura 3.3-16 Distribución de fuerzas en el sentido X.

Algunas fuerzas distribuidas resultan en un valor menor al cortante directo, se aplica el cortante directo en estos casos.

Localización del centro de rigidez (Figura 3.3-17)

| Eje | Desp [cm] | K [Kg/cm] | x | k z |
|-----|-----------|-----------|-------|------------|
| A | 0.028 | 714286 | 0.00 | 0 |
| A2 | 0.016 | 750000 | 5.32 | 3992250 |
| A3 | 0.015 | 800000 | 10.65 | 8517600 |
| A4 | 0.015 | 800000 | 15.97 | 12776000 |
| A5 | 0.015 | 800000 | 21.29 | 17034400 |
| A6 | 0.016 | 750000 | 26.62 | 19962750 |
| B | 0.028 | 714286 | 31.94 | 22814285.7 |
| | | 5328571 | | 85097286 |

| Eje | Desp [cm] | K [Kg/cm] | z | k x |
|-----|-----------|-----------|-------|----------|
| 4 | 0.061 | 295082 | 42.00 | 12393443 |
| 5 | 0.058 | 310345 | 35.00 | 10862069 |
| 5' | 0.051 | 274510 | 30.00 | 8235294 |
| 6 | 0.055 | 327273 | 25.00 | 8181818 |
| 6' | 0.048 | 291667 | 20.00 | 5833333 |
| 7 | 0.041 | 439024 | 15.00 | 6585366 |
| | | 1937900 | | 52091323 |

$$X_c = 15.970$$

$$ecx = -0.453$$

$$Z_c = 26.880$$

$$ecz = 0.348$$

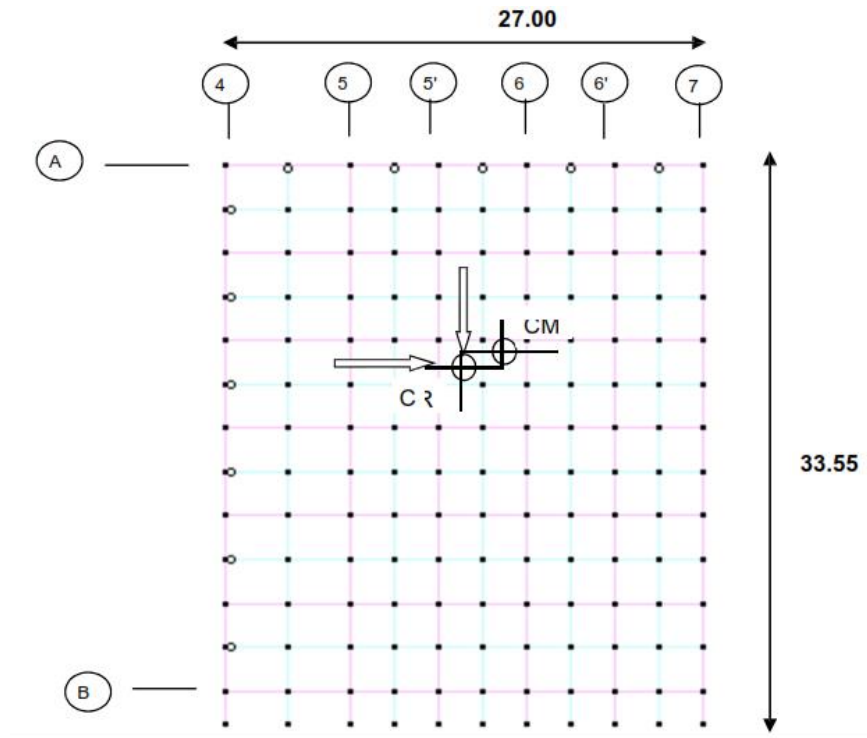


Figura 3.3-17 Localización del centro de rigidez.

Distribución de fuerzas sísmicas en sótano.

$$ex1 = 3.222 \text{ m} \quad ez1 = -0.680 \text{ m}$$

$$ex2 = -2.352 \text{ m} \quad ez2 = -0.453 \text{ m}$$

$$V = 229290 \text{ Kg} \quad \text{Torsor X} = 738813 \text{ Kg-m} \quad \text{Torsor Z} = 155811 \text{ Kg-m}$$

Fuerzas en sentido Z (figura 3.3-18).

| Eje | Rjz | Xj | Rjz Xj | Xr | Xjt | Rjx Xjt | Rjx Xjt ² | Cd | Ct |
|-------|---------|-------|------------|--------|---------|-----------|----------------------|-------|--------|
| A | 714286 | 0.00 | 0 | 15.970 | 15.970 | 11407143 | 182172071 | 0.134 | 0.015 |
| A2 | 750000 | 5.32 | 3992250 | 15.970 | 10.647 | 7985250 | 85018957 | 0.141 | 0.010 |
| A3 | 800000 | 10.65 | 8517600 | 15.970 | 5.323 | 4258400 | 22667463 | 0.150 | 0.005 |
| A4 | 800000 | 15.97 | 12776000 | 15.970 | 0.000 | 0 | 0 | 0.150 | 0.000 |
| A5 | 800000 | 21.29 | 17034400 | 15.970 | -5.323 | -4258400 | 22667463 | 0.150 | -0.005 |
| A6 | 750000 | 26.62 | 19962750 | 15.970 | -10.647 | -7985250 | 85018957 | 0.141 | -0.010 |
| B | 714286 | 31.94 | 22814285.7 | 15.970 | -15.970 | -11407143 | 182172071 | 0.134 | -0.015 |
| SUMAS | 5328571 | | 85097286 | | | | 579716983 | 1.000 | 0.000 |

| Eje | Vd | Vtz | Vtz | Vtotalz | V tx | Ftotal z | Ftx |
|-----|-------|-------|-------|---------|--------|----------|--------|
| A | 30736 | 2379 | 2379 | 33114 | 11279 | 33114 | 11279 |
| A2 | 32273 | 1665 | 1665 | 33938 | 7895 | 33938 | 7895 |
| A3 | 34424 | 888 | 888 | 35312 | 4210 | 35312 | 4210 |
| A4 | 34424 | 0 | 0 | 34424 | 0 | 34424 | 0 |
| A5 | 34424 | -888 | -888 | 33536 | -4210 | 33536 | -4210 |
| A6 | 32273 | -1665 | -1665 | 30608 | -7895 | 30608 | -7895 |
| B | 30736 | -2379 | -2379 | 28357 | -11279 | 28357 | -11279 |

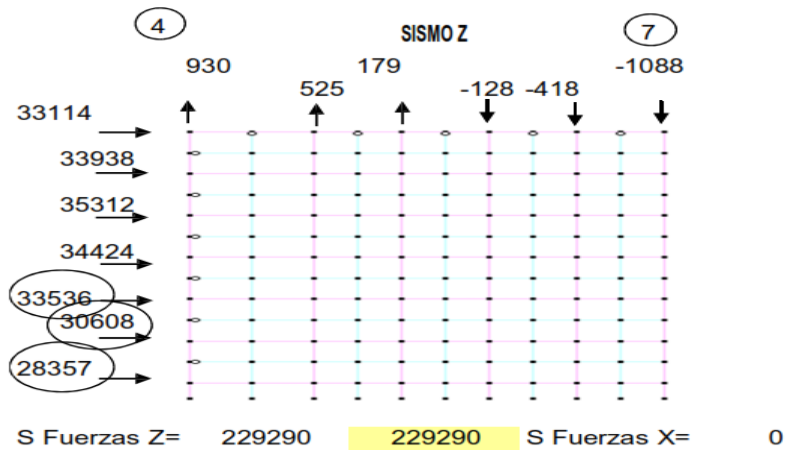


Fig. 3.3-18 fuerzas en Z.

Fuerzas en sentido X (figura 3.3-19).

| Eje | Rjz | Zj | Rjz Zj | Zr | Zjt | Rjz Zjt | Rjz Zjt^2 | Cd | Ct |
|-------|---------|-------|------------|--------|--------|----------|-----------|-------|--------|
| 4 | 295082 | 42.00 | 12393442.6 | 26.880 | 15.119 | 4461554 | 67457405 | 0.152 | 0.006 |
| 5 | 310345 | 35.00 | 10862069 | 26.880 | 8.1197 | 2519910 | 20460942 | 0.160 | 0.003 |
| 5' | 274510 | 30.00 | 8235294.12 | 26.880 | 3.1197 | 856391 | 2671693 | 0.142 | 0.001 |
| 6 | 327273 | 25.00 | 8181818.18 | 26.880 | -1.880 | -615367 | 1157069 | 0.169 | -0.001 |
| 6' | 291667 | 20.00 | 5833333.33 | 26.880 | -6.880 | -2006751 | 13807028 | 0.151 | -0.003 |
| 7 | 439024 | 15.00 | 6585365.85 | 26.880 | -11.88 | -5215737 | 61964462 | 0.227 | -0.007 |
| SUMAS | 1937900 | | 52091323 | | | | 167518598 | 1.000 | 0.000 |

| Eje | Vd | Vtx | Vtx | Vtotalx | V tz | Ftotal x | Ftz |
|-----|-------|-------|-------|---------|-------|----------|-------|
| 4 | 34914 | 4411 | 4411 | 39325 | 930 | 39325 | 930 |
| 5 | 36720 | 2492 | 2492 | 39211 | 525 | 39211 | 525 |
| 5' | 32480 | 847 | 847 | 33326 | 179 | 33326 | 179 |
| 6 | 38722 | -608 | -608 | 38114 | -128 | 38114 | -128 |
| 6' | 34510 | -1984 | -1984 | 32525 | -418 | 32525 | -418 |
| 7 | 51945 | -5157 | -5157 | 46788 | -1088 | 46788 | -1088 |

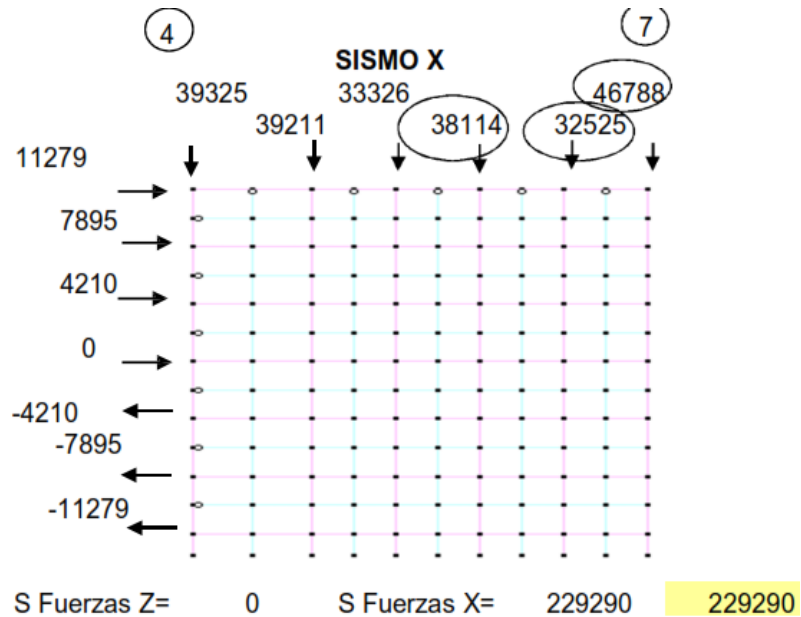


Fig. 3.3-19 fuerzas en X.

Algunas fuerzas distribuidas resultan en un valor menor al cortante directo, se aplica el cortante directo en estos casos.

Las fuerzas sísmicas se distribuyen entre las columnas de cada marco.

Combinaciones de cargas analizadas.

CM+CVm (peso propio, peso láminas, lámparas y misceláneos con carga viva máxima).

CM+Viento 0° (La carga viva ayudaría a la estabilidad por lo que no se considera).

CM+Viento 90° (La carga viva ayudaría a la estabilidad por lo que no se considera).

Sismo 1 CM+Cva+Sx+0.3Sz (Para las combinaciones con sismo se empleó la carga viva Cva).

Sismo 2 CM+Cva+Sx-0.3Sz

Sismo 3 CM+Cva-Sx+0.3Sz

Sismo 4 CM+Cva-Sx-0.3Sz

Sismo 5 CM+Cva+0.3Sx+Sz

Sismo 6 CM+Cva+0.3Sx-Sz

Sismo 7 CM+Cva-0.3Sx+Sz

Sismo 8 CM+Cva-0.3Sx-Sz

Dimensionamiento de marcos.

Marco eje 1

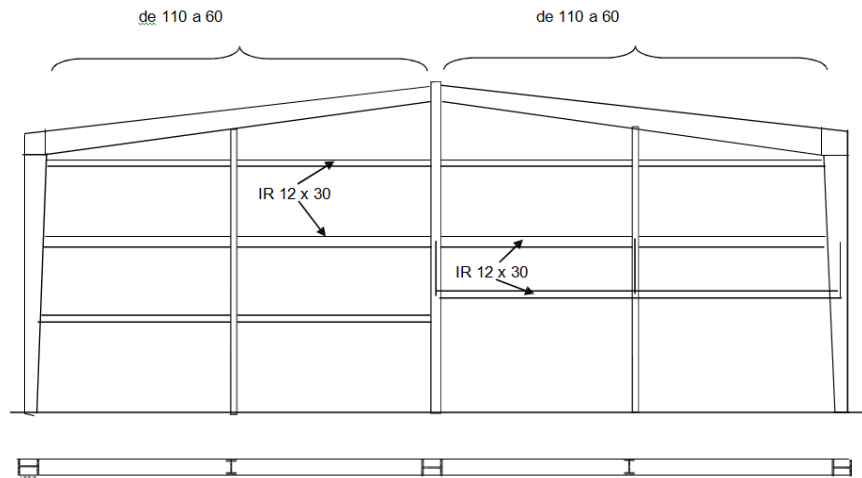


Figura 3.3-20 Marco tipo eje 1.

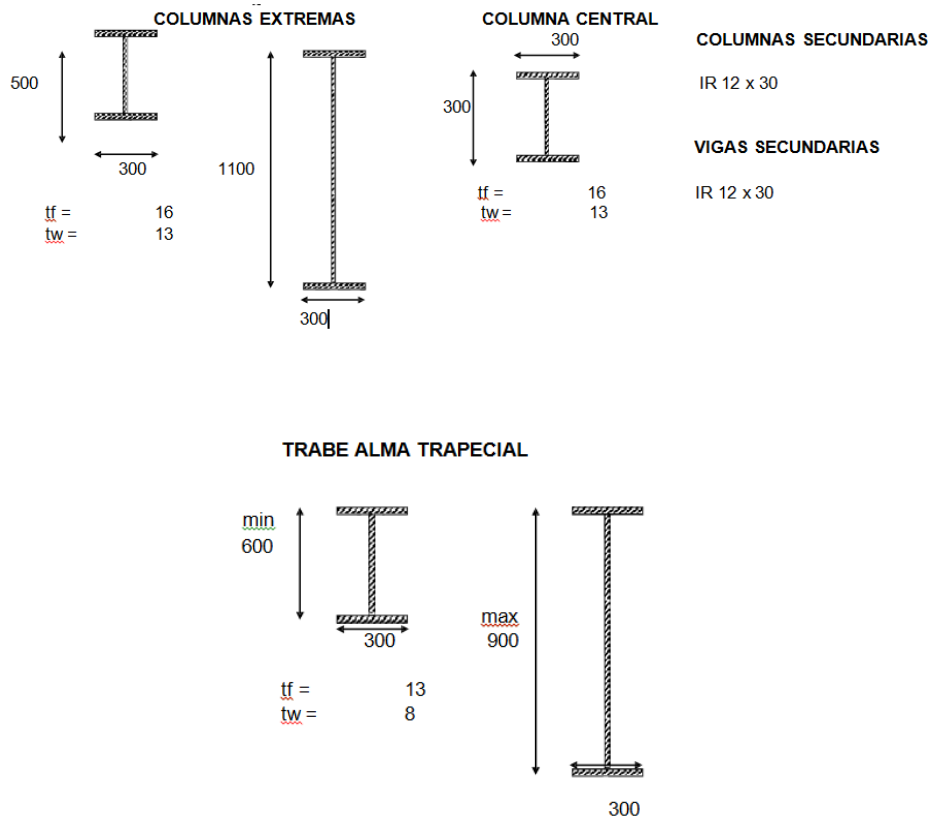


Figura 3.3-20' Tipos de columnas de marco eje 1.

Marco eje 2 al 15.

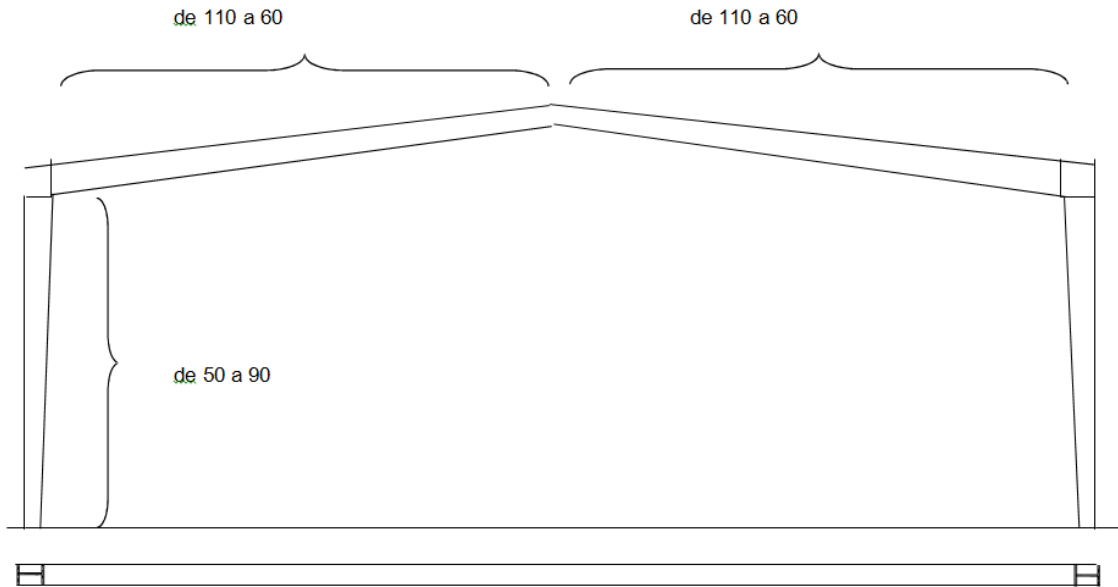


Figura 3.3-21 Marco tipo eje 2 al 15.

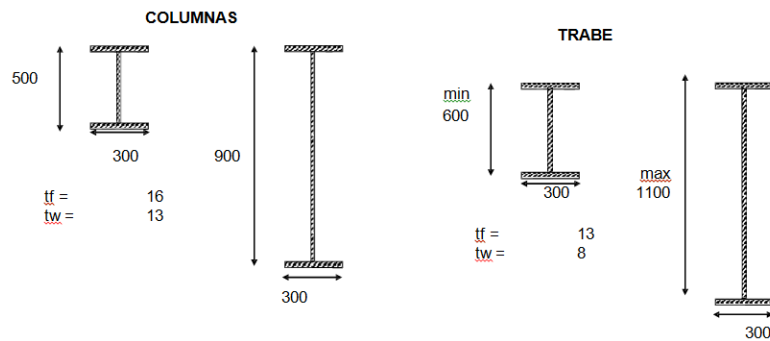


Figura 3.3-22 Tipos de columnas y trabe de marco 2 al 15.

Revisión por flexión en elementos de alma trapezoidal.

Se revisa la condición más desfavorable.

$$\frac{(bf-tw)/2}{tf} = 11.50 \quad \text{Lim} = 15.90 \quad \text{Ok}$$

$$dw/tw = 106.8 \quad \text{Lim} = 322 \quad \text{Ok}$$

Propiedades de la sección.

| | |
|--------|-------|
| do = | 60 |
| d1 = | 110 |
| gama = | 0.83 |
| zeta = | 350 |
| l = | 1395 |
| Af = | 38.1 |
| Ao = | 45.67 |

Ito = 5492
 rto = 10.97
 hw = 1.036
 hs = 1.898

Fwgama = 690.7676
 Fsgama = 202.3788

| | H 110 | H 60 | |
|--------|--------------|-------------|--------------------|
| Weight | 127 | 102 | kg/m |
| Area | 162 | 129 | cm ² |
| Ix | 307951 | 110210 | cm ⁴ |
| Iy | 5720 | 5718 | cm ⁴ |
| J | 78 | 68 | cm ⁴ |
| E | 2038207 | 2038207 | kg/cm ² |
| G | 783926 | 783926 | kg/cm ² |
| Sxt | 5599 | 3149 | cm ³ |
| Sxb | 5599 | 3149 | cm ³ |
| Syl | 381 | 381 | cm ³ |
| Syr | 381 | 381 | cm ³ |
| rx | 44 | 29 | cm |
| ry | 6 | 7 | cm |
| D | 110 | 60 | cm |
| B | 30 | 30 | cm |
| tw | 0.8 | 0.79 | cm |
| tf | 1.3 | 1.27 | cm |

M1 = 2067 fb1 = 66

M2 = 59369 fb2 = 1060

Caso 3 fb1 = fb2

B = 0.93

Fbgama = 1659 > fb2 Ok

Revisión de la necesidad de colocar atiesadores en el alma.

Reacción de 2 largueros en tramo central:

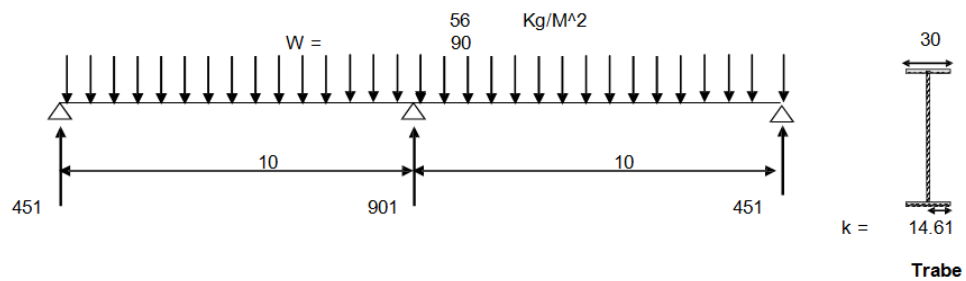


Figura 3.3-23 Fuerzas aplicadas a largueros.

Se emplea el menor espesor de alma de 0.79 cm $R/tw*(N+k) = 48.20 \text{ kg/cm}^2 < 0.75 F_y$

No se requieren atiesadores.

Estructuración general.

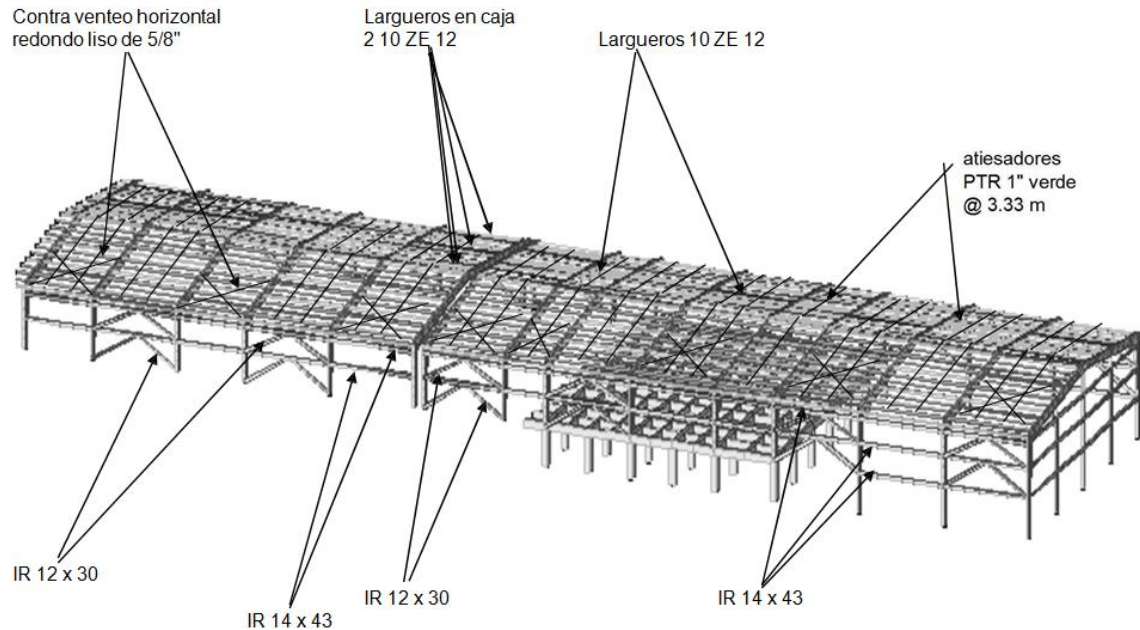


Figura 3.3-24 Estructuración general de la nave.

Estado general de las secciones, se revisa la eficiencia de los elementos en el programa de apoyo, presenta un sobre esfuerzo máximo del 4% el cual es considerado como aceptable.

Diseño de conexiones (CM+CV).

CM+Sismo dominante (sismo1)

Conexión de rodilla (Figura 3.3-25)

ASTM 325

$$F_t = 3090 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_v = 1230 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 2.85$$

$$I = 27103.5$$

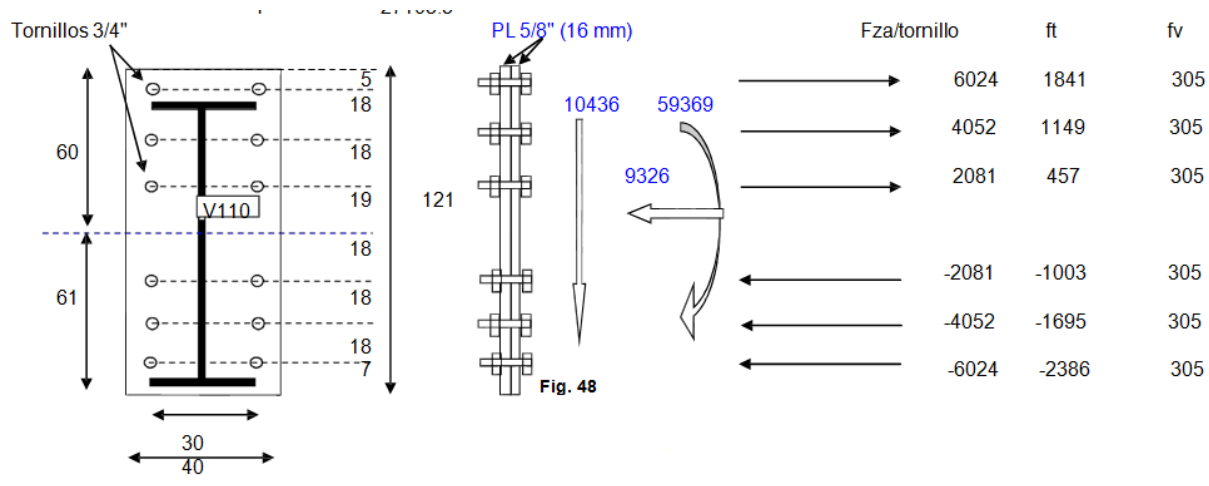


Figura 3.3-25 Conexión de rodilla.

Conexión de cumbrera.

ASTM 325 Ft = 3090

Fv = 1230 Kg/cm²

At = 1.98 cm²

I = 14276 cm⁴

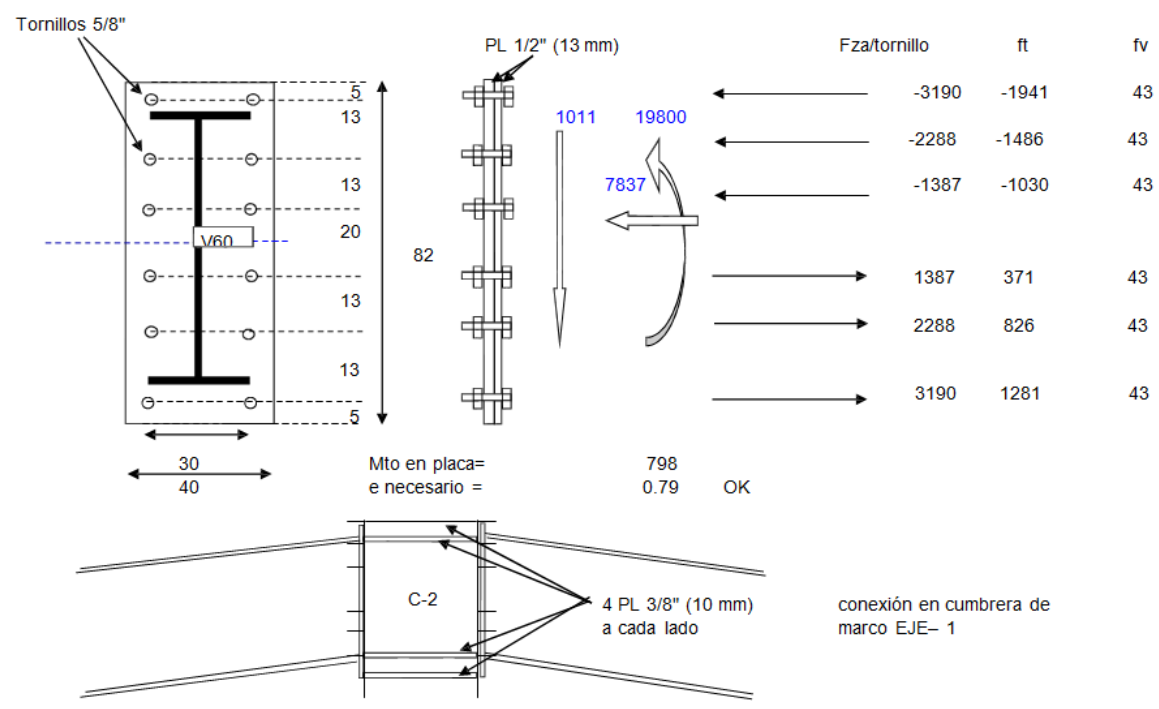


Figura 3.3-26 Conexión de cumbrera.

Diseño de soldaduras.

Rodilla

Acciones

$$t_s = 0.6 \text{ cm}$$

$$[\text{Kg-cm, Kg}]$$

$$D = 110 \text{ cm}$$

$$M = 5936900$$

$$t_f = 1.27 \text{ cm}$$

$$V = 10436$$

$$t_w = 0.79 \text{ cm}$$

$$N = 9326$$

$$f_{b1} = 632$$

$$t_{s1} = 0.7 \text{ cm}$$

$$t_{s2} = 0.6 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = 225$$

$$A_{s2} = 153$$

$$A_t = 378$$

$$I_{s1} = 353730$$

$$I_{s2} = 163259$$

$$I_{st} = 516989$$

$$F_{adm1} = 751$$

$$F_{adm2} = 644$$

$$f_{b1} = 632$$

$$f_{b2} = 459$$

$$f_{v1} = 28$$

$$f_{v2} = 28$$

$$f_{n1} = 25$$

$$f_{n2} = 25$$

$$f_{total1} = 657$$

$$f_{total2} = 485$$

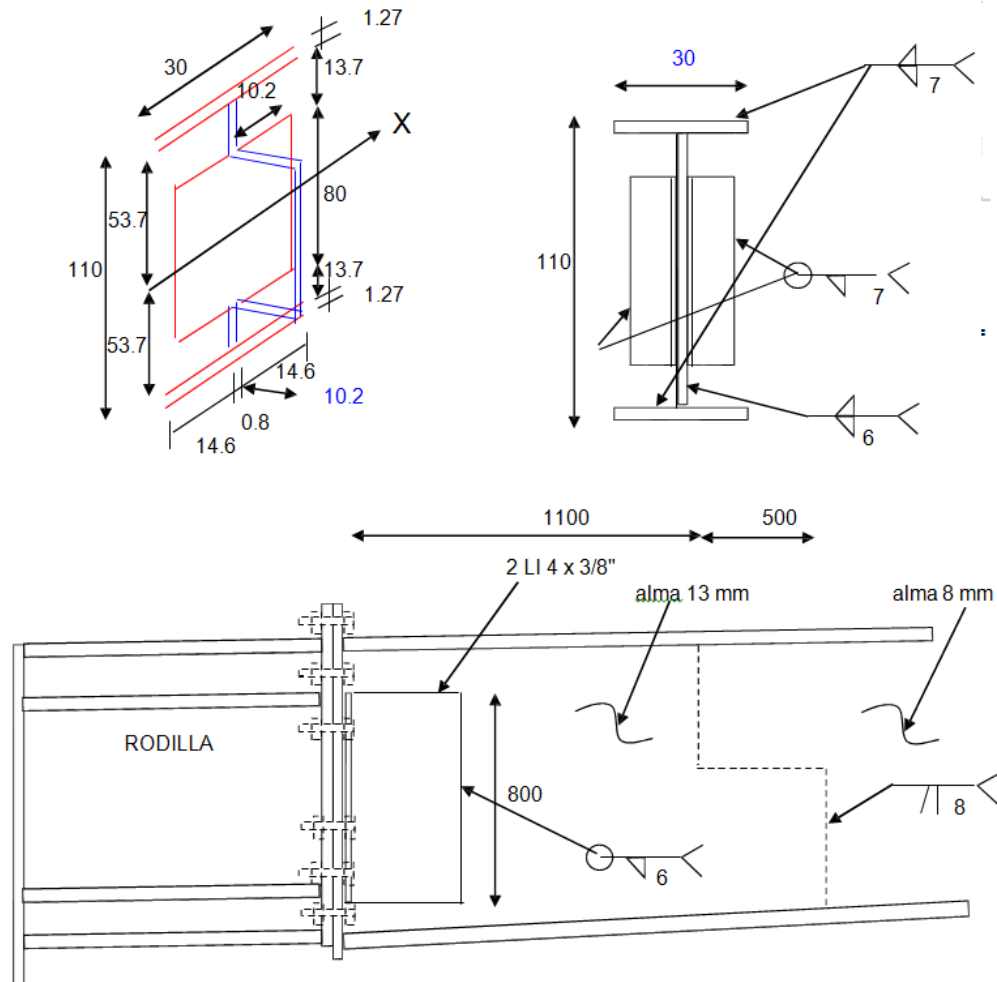


Figura 3.3-27 Diseño de soldadura.

Propiedades de la soldadura.

| Acciones | [Kg-cm, Kg] |
|-------------|------------------|
| D = 60 | M = 1980000 |
| tf = 1.27 | V = 1011 |
| tw = 0.79 | N = 7837 |
| As = 233.34 | |
| Is = 133839 | fb = 443.82 |
| Ss = 4461.3 | tv = 4.33 |
| fn = 33.59 | f total = 477.42 |

$$F_{\text{permisible}} / \text{cm} = 0.7071 * t * 1 * .6 \quad F_y = 1073 \text{ t}$$

t necesario = 0.445 cm ligeramente excedido, se usará 6 mm en patines.

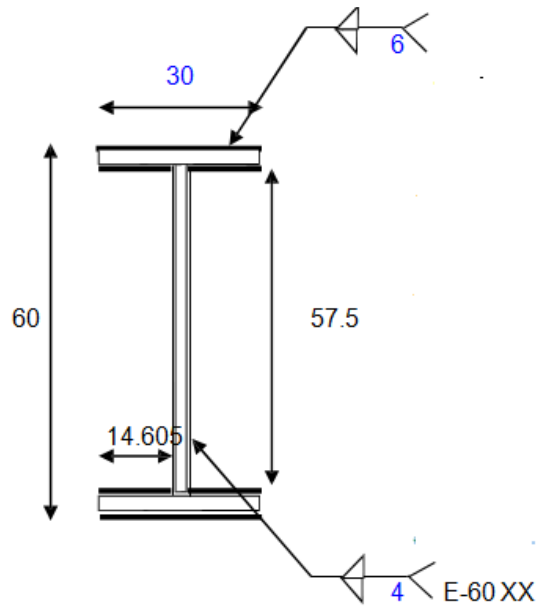


Figura 3.3-28 Espesor de soldadura.

Diseño del refuerzo de rodillas.

Se debe cumplir $d_c/t_a \leq 48/\text{raíz}(F_y) = 30.177$

Proponiendo 2 PL de 16 mm $d_c/t_a = 28.1 \quad F_v = 0.4 F_y$

$t_w \geq M / (F_v \times 0.95 \text{ db} \times d_c) = 0.6238$ No requiere atiesador diagonal

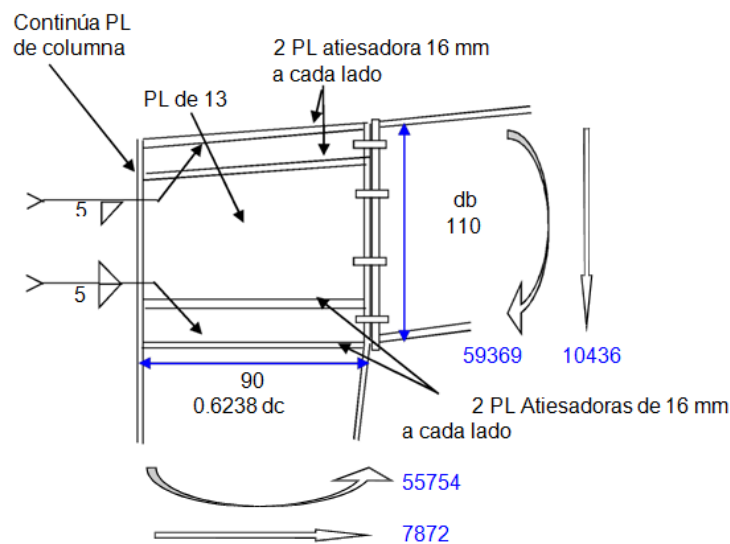


Figura 3.3-29 Espesor de placas atiesadoras.

Revisión por sismo.

Se debe cumplir $dc/ta \leq 48/\text{raíz}(F_y) = 30.177$

Proponiendo 2 PL de 16 mm Se acepta

$$dc/ta = 28.1 \quad F_v = 0.4 F_y$$

$$tw \geq M / (F_v \times 0.95 \text{ db} \times dc) = 0.8424 \quad \text{No requiere atiesador diagonal}$$

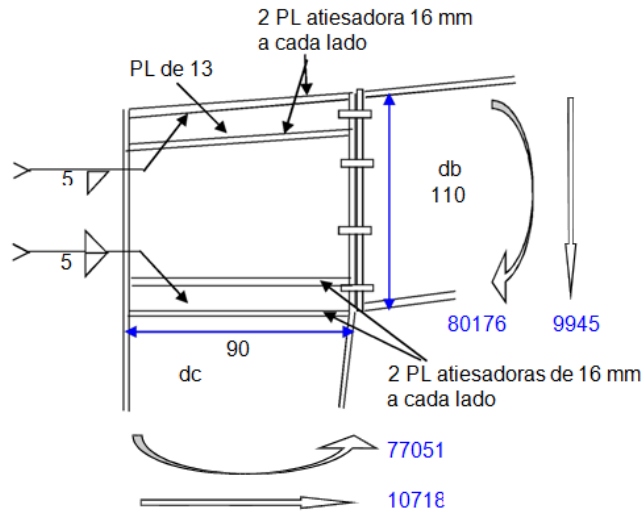


Figura 3.3-29' Espesor de placas atiesadoras.

Diseño de conexiones en arriostramientos.

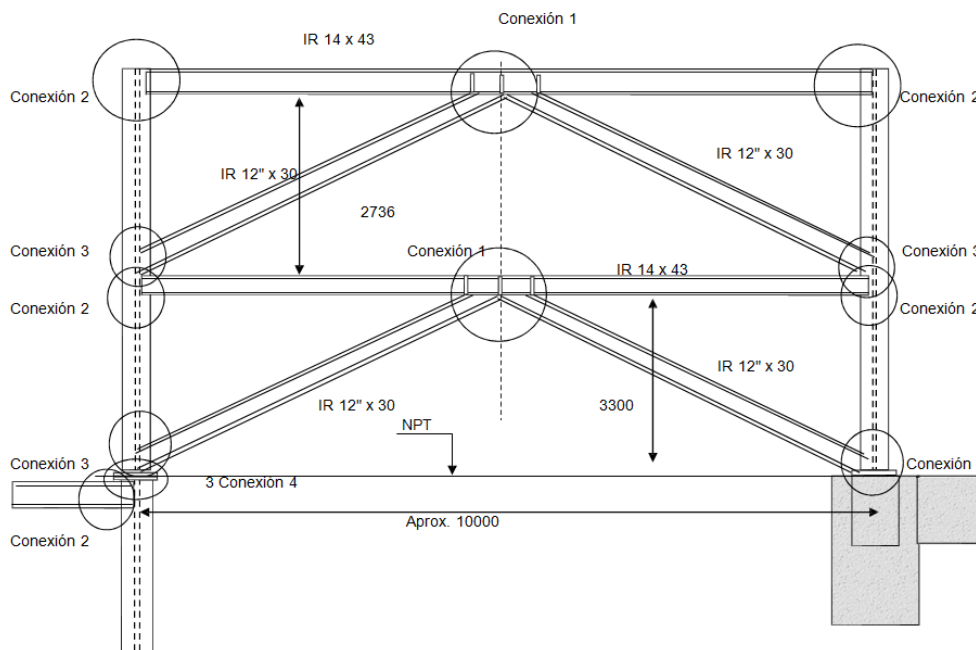


Figura 3.3-30 Conexiones en arriostramientos.

Conexión 1.

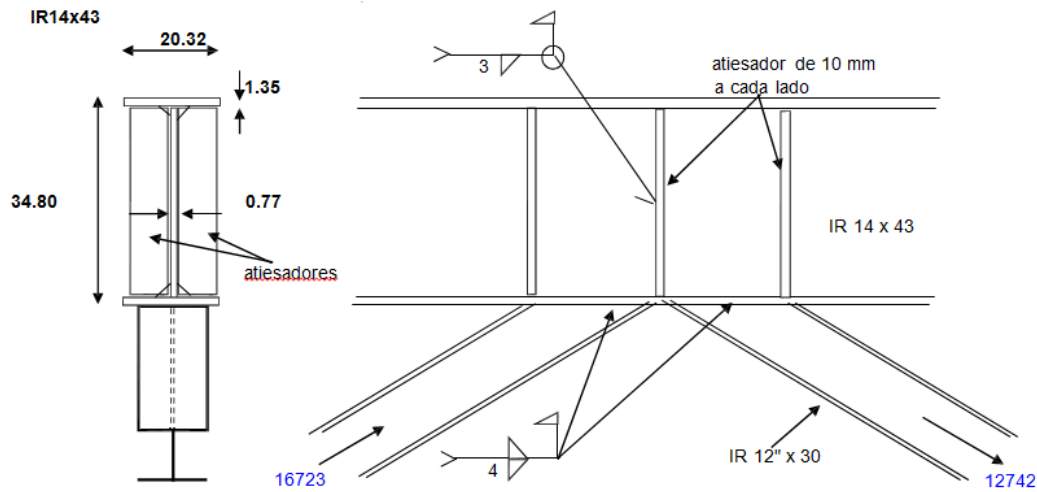


Figura 3.3-31 Detalle conexión # 1.

Capacidad de soldadura de filete $t = 4 \text{ mm}$ $\text{Cap} = 571 \text{ Kg/cm}$

Longitud de soldadura necesaria = 29.29 cm

La longitud del alma es 35 cm el ángulo de inclinación de las diagonales oscila entre 28 y 31 grados.

La longitud del alma proyectada es mayor y suficiente para la capacidad de la soldadura.

Diseño de soldadura en columnas y trabes armadas.

Combinación dominante en columna $\text{CM}+\text{CV}$

| H [M] | d [cm] | Elemento | Px [Kg] | Vy [Kg] | Mz [Kg-M] | I [cm ⁴] | Q [cm ³] | S = V Q / I + Px / h [Kg / cm] |
|-------|--------|----------|---------|---------|-----------|----------------------|----------------------|--------------------------------|
| 6.92 | 90 | 564 | 13165 | 7872 | 55754 | 255699 | 2071 | 321.9 |
| 6.6 | 88 | 518 | 13304 | 7870 | 49269 | 243647 | 2027 | 307.3 |
| 5.5 | 81 | 489 | 13949 | 7870 | 40956 | 204846 | 1875 | 325.6 |
| 4.4 | 75 | 463 | 14116 | 7870 | 32653 | 169992 | 1723 | 336.4 |
| 3.3 | 69 | 417 | 14287 | 7870 | 23996 | 138921 | 1572 | 348.8 |
| 2.2 | 62 | 386 | 15373 | 7827 | 15675 | 111470 | 1420 | 379.2 |
| 1.1 | 56 | 353 | 15519 | 7827 | 8610 | 87476 | 1268 | 395.6 |
| 0 | 50 | 353 | 15653 | 7827 | 5 | 66775 | 1117 | 415.5 |

Empleando soldadura continua de arco sumergido E-60 $t = 5 \text{ mm}$ $\text{Cap} / \text{cm} = 376(\text{doble filete})$

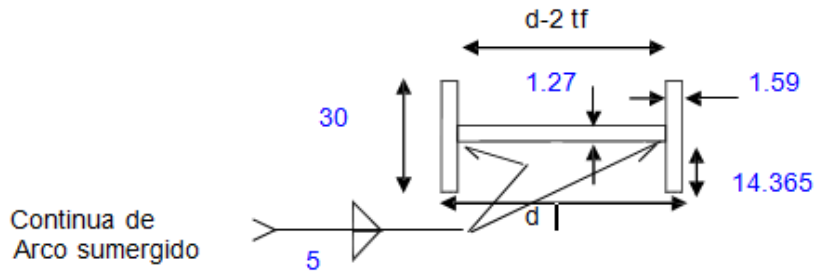


Figura 3.3-32 Detalle soldaduras en columnas.

Combinación dominante en Trabe CM+CVm

| L [M] | d [cm] | Px [Kg] | Vy [Kg] | I [cm ⁴] | Q [cm ³] | $S = V Q / I + P_x / h$ [Kg / cm] |
|-------|--------|---------|---------|----------------------|----------------------|---------------------------------------|
| 0.00 | 110.0 | 7913 | 991 | 306917 | 2047 | 69.0 |
| 2.54 | 101.7 | 8054 | 1692 | 256148 | 1888 | 76.0 |
| 5.07 | 93.3 | 8321 | 3846 | 210744 | 1730 | 97.2 |
| 7.61 | 85.0 | 8609 | 5938 | 170477 | 1571 | 122.6 |
| 10.15 | 76.7 | 9025 | 9280 | 135117 | 1412 | 168.1 |
| 12.68 | 68.3 | 9173 | 10435 | 104437 | 1253 | 197.6 |
| 15.22 | 60.0 | 9326 | 4776 | 78207 | 1095 | 140.4 |

Empleando soldadura continua de arco sumergido E-60 $t = 3\text{mm}$ Cap / cm = 451 (doble filete)

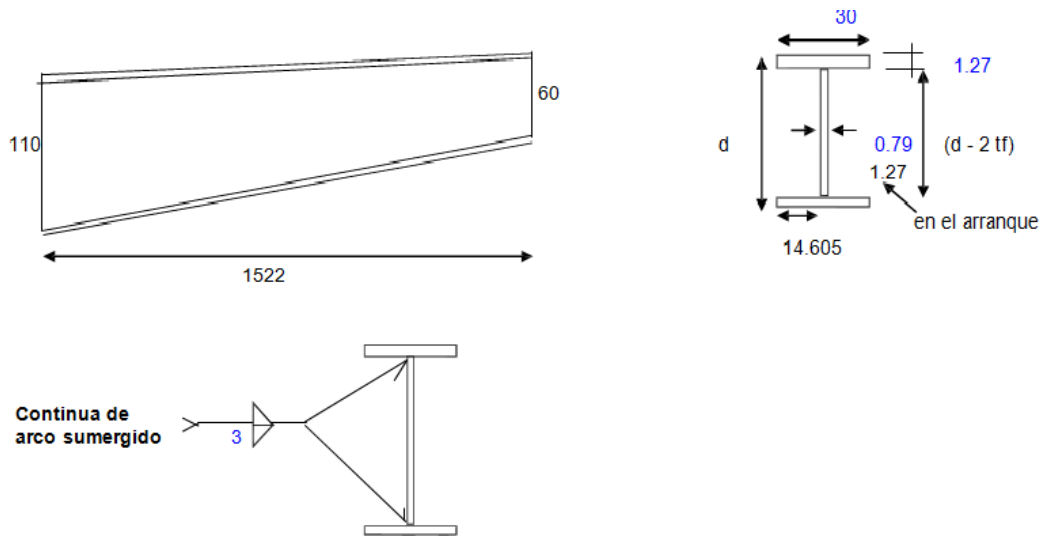


Figura 3.3-33 Detalle soldaduras en traves.

Acciones para diseño de conexión 6,7 y 8.

Combinación que rige el diseño: Sismo 1

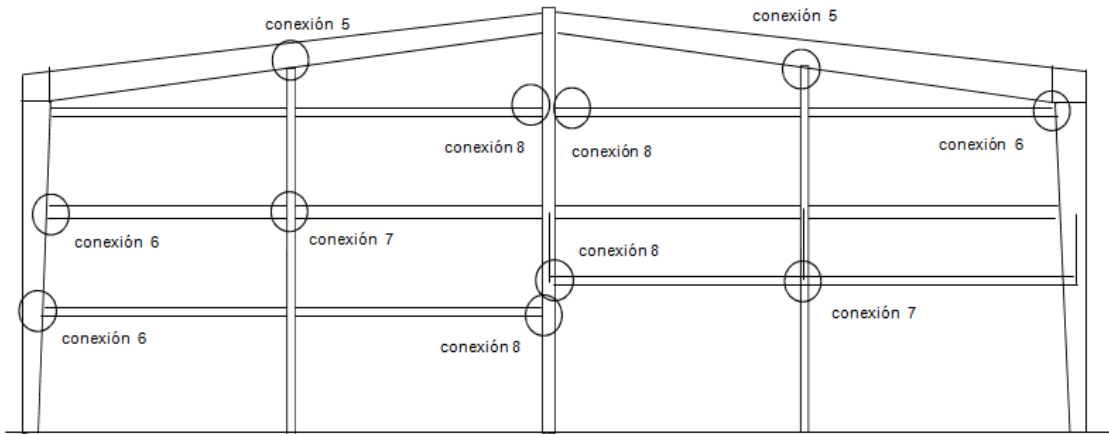


Figura 3.3-34 Ubicación conexión 6,7 y 8.

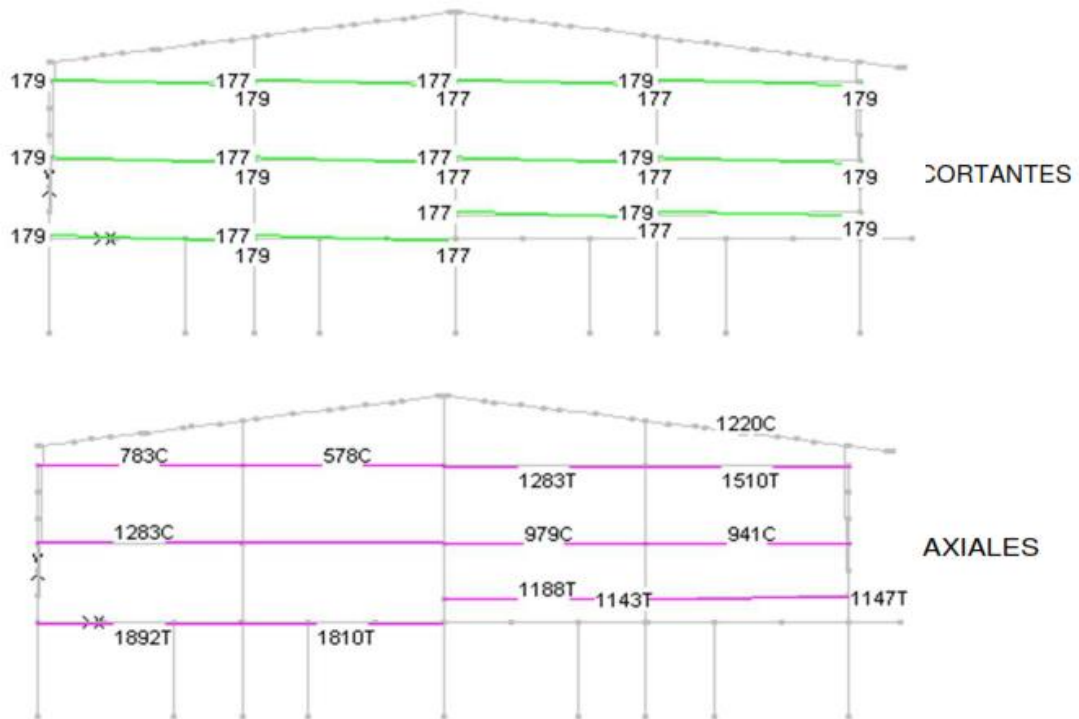


Figura 3.3-35 Cortantes y axiales resultado del programa.

Se diseña la conexión para las acciones máximas según la figura 3.3-36 y 36'.

ASTM 325 $F_t = 3090$ $F_v = 1230 \text{ Kg/cm}^2$

3 tornillos de 1/2" $A_t = 3.81 \text{ cm}^2$

$f_v = 249.4 \text{ Kg/cm}^2$ (en cortante doble)

Revisión por aplastamiento en el alma de la V-2

$F_p = 3028 \text{ Kg/cm}^2$ (condición con sismo)

$f_p = 752 \text{ Kg/cm}^2$ Ok

Revisión por desgarramiento en el alma de la V-2

$F_u \text{ (A-36)} = 3560 \text{ Kg/cm}^2$ $F_v = 1420 \text{ Kg/cm}^2$ (condición con sismo)

Área efectiva = 15.35 cm^2 $f_v = 123 \text{ Kg/cm}^2$ Ok

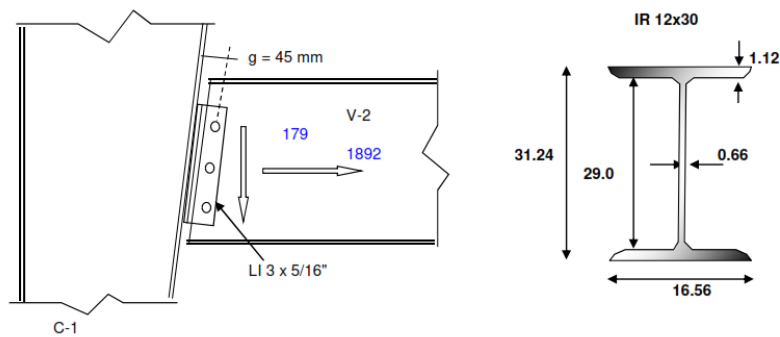


Figura 3.3-36 Conexión 6, detalle.

Datos para revisión de soldadura según Figura.

$M = 805.5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$ $f_n = 120.0 \text{ Kg/cm}^2$
 $V = 179 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$ $f_v = 10.2 \text{ Kg/cm}^2$
 $N = 1892 \text{ Kg}$ $f_{\text{total}} = 120.4 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad de soldadura / cm = 571.0 Kg/cm^2 Ok

Propiedades de soldadura (figura 4.3.3-29')

$A_w = 17.6 \text{ cm}^2$

$I_w = 709.87 \text{ cm}^4$

$S_w = 64.53 \text{ cm}^3$

$t = 4 \text{ mm}$

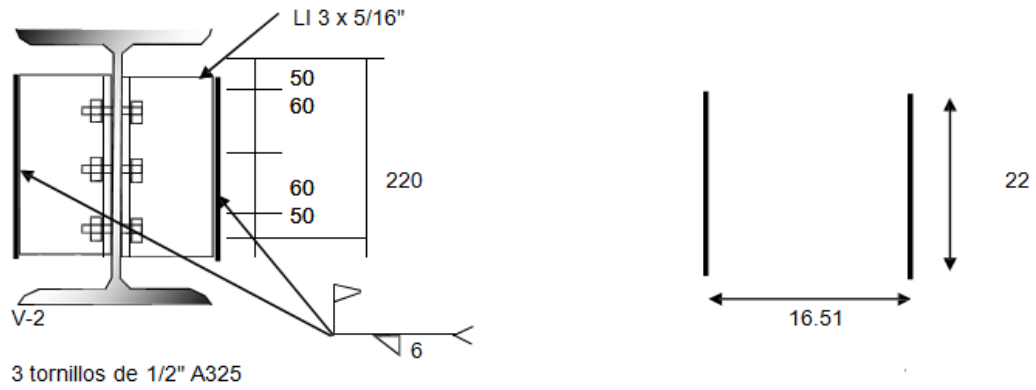


Figura 3.3-36' Conexión 6, detalle y soldadura.

Diseño de placas base y cimentación.

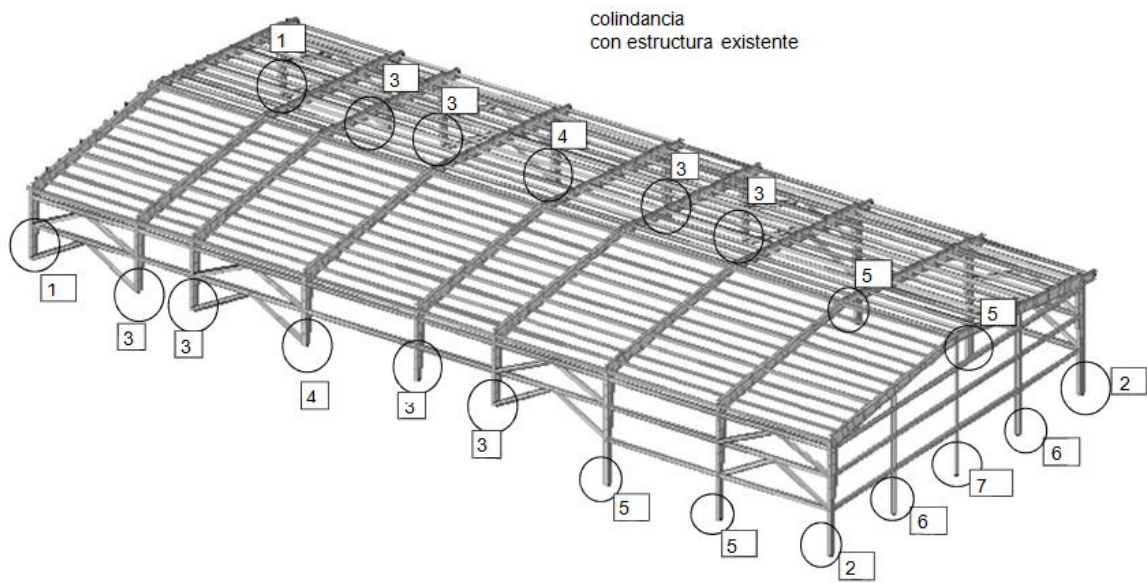


Figura 3.3-37 Ubicación de placas base.

Acciones para diseño.

Placas tipo 2

| Nudo | Rx | Ry | Rz | Mx | Ty | Mz | ex | ez |
|------|-----|------|-----|-----|----|-----|--------|--------|
| 47 | 22 | 5321 | -16 | -66 | -3 | -88 | 0.0124 | 0.0165 |
| 51 | -41 | 6112 | -17 | -69 | 3 | 164 | 0.0113 | 0.0268 |

Revisión por sismos

| NUDO | Rx | Ry | Rz | Mx | Ty | Mz | ex | ez |
|------|-------|-------|------|-------|----|--------|--------|---------|
| 47 | -8247 | -2464 | -204 | -816 | -4 | 32988 | 0.3312 | 13.3880 |
| 51 | -7964 | 13668 | 18 | 72 | 1 | 31856 | 0.0053 | 2.3307 |
| 47 | 8038 | 12921 | 3 | 11 | -1 | -32150 | 0.0009 | 2.4882 |
| 51 | 7649 | -1707 | -191 | -765 | 4 | -30596 | 0.4482 | 17.9238 |
| 47 | -7999 | -3154 | -32 | -129 | -4 | 31998 | 0.0409 | 10.1452 |
| 51 | -7719 | 12648 | 160 | 642 | 0 | 30874 | 0.0508 | 2.4410 |
| 47 | 8285 | 12231 | 174 | 697 | 0 | -33140 | 0.0570 | 2.7095 |
| 51 | 7895 | -2727 | -49 | -196 | 4 | -31578 | 0.0719 | 11.5798 |
| 47 | -2836 | 3726 | -332 | -1328 | -3 | 11345 | 0.3564 | 3.0448 |
| 51 | -2786 | 9478 | -221 | -885 | 2 | 11143 | 0.0934 | 1.1757 |
| 47 | -2011 | 1425 | 240 | 961 | -2 | 8044 | 0.6744 | 5.6449 |
| 51 | -1968 | 6076 | 253 | 1013 | 1 | 7870 | 0.1667 | 1.2953 |
| 47 | 2049 | 8341 | -270 | -1080 | -2 | -8197 | 0.1295 | 0.9827 |
| 51 | 1898 | 4865 | -284 | -1136 | 3 | -7592 | 0.2335 | 1.5605 |
| 47 | 2874 | 6041 | 302 | 1209 | -1 | -11497 | 0.2001 | 1.9032 |
| 51 | 2716 | 1463 | 190 | 761 | 2 | -10866 | 0.5202 | 7.4272 |

Relación de módulos 12.07

Datos de anclas

| AREAi | bi | hi |
|-------|-------|-------|
| 5.07 | 7.50 | 7.50 |
| 5.07 | 7.50 | 27.50 |
| 5.07 | 7.50 | 47.50 |
| 5.07 | 7.50 | 67.50 |
| 5.07 | 24.00 | 7.50 |
| 5.07 | 24.00 | 67.50 |
| 5.07 | 56.00 | 7.50 |
| 5.07 | 56.00 | 67.50 |
| 5.07 | 72.50 | 7.50 |
| 5.07 | 72.50 | 27.50 |
| 5.07 | 72.50 | 47.50 |
| 5.07 | 72.50 | 67.50 |

Datos de la Placa.

Base Peralte Espesor Fy

80.0 75.0 2.54 2530

Fuerzas Actuantes.

P Mx My

3154.0 12900.0 3199800.0

Vx Vy Mz

7999.0 32.0 400.0

a= 22.03 h= 4217.55 Fc= 67.15

Ancla Fuerza T Esfuerzo T Fuerza V Esfuerzo V

1 0.00 0.00 667.29 131.62

2 0.00 0.00 666.82 131.52

3 0.00 0.00 666.35 131.43

4 0.00 0.00 665.88 131.34

5 373.78 73.72 667.29 131.62

6 432.26 85.26 665.88 131.34

7 6343.32 1251.15 667.29 131.62

8 6401.80 1262.68 665.89 131.34

9 9421.36 1858.26 667.29 131.62

10 9440.85 1862.10 666.83 131.52

11 9460.35 1865.95 666.36 131.43

12 9479.84 1869.79 665.89 131.34

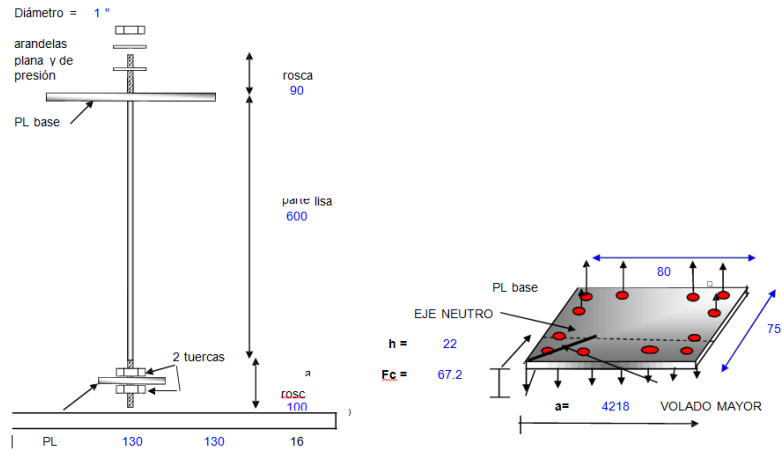


Figura 3.3-38 Placa base tipo 2 y anclas.

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

Factor de esfuerzo permisible $F_e = 1.33$

Revisión por aplastamiento en el concreto:

$$F_{ap} = .35f'c = 116 \text{ Kg/cm}^2 > 67.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Revisión de las anclas.

Tensión:

$$F_t = 0.6 F_y \quad F_e = 2019 \text{ Kg/cm}^2 > 1870 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Fza de extracción 20539 Ok

Cortante:

$$F_v = 0.4 F_y \quad F_e = 1346 \text{ Kg/cm}^2 > 131 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Revisión de la placa base

$$\text{Volado} = 15.0 \text{ cm} \quad M_{to}/\text{cm} = 5040$$

$$\text{Espesor necesario} \quad e = \text{raiz} (6 * M_{to} / b F_b) = 3.46 \text{ cm} > 2.54 \text{ cm}$$

Se requieren cartabones de 16 mm.

Nomenclatura de zapatas.

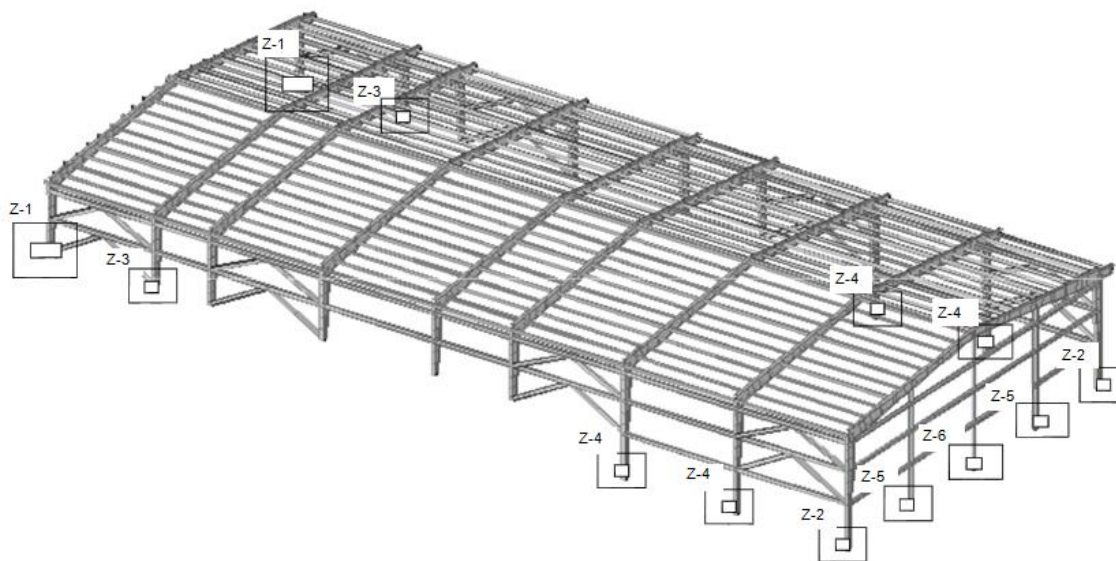


Figura 3.3-39 Ubicación y nomenclatura de zapatas.

Diseño de traves sótano.

Traves principales, sentido X.

Diseño por flexión CM+CV

Diseño por flexión CM+CV + Sismo

| Posición | M | P calculado | Posición | M | P calculado |
|----------|-------|-------------|----------|-------|-------------|
| (-) | 9105 | 0.0013 | (-) | 18824 | 0.0022 |
| (-) | 13036 | 0.0019 | (-) | 18910 | 0.0022 |
| (-) | 12129 | 0.0018 | (-) | 16962 | 0.0020 |
| (-) | 12192 | 0.0018 | (-) | 17007 | 0.0020 |
| (-) | 11967 | 0.0017 | (-) | 16962 | 0.0020 |
| (-) | 12799 | 0.0019 | (-) | 18910 | 0.0022 |
| (-) | 10046 | 0.0015 | (-) | 18824 | 0.0022 |
| (+) | 11524 | 0.0017 | (+) | 12041 | 0.0014 |
| (+) | 9513 | 0.0014 | (+) | 9507 | 0.0011 |
| (+) | 9806 | 0.0014 | (+) | 9468 | 0.0011 |
| (+) | 9782 | 0.0014 | (+) | 9468 | 0.0011 |
| (+) | 9670 | 0.0014 | (+) | 9507 | 0.0011 |
| (+) | 10256 | 0.0015 | (+) | 12041 | 0.0014 |

Armado de sección (Figura 3.3-40 y 40').

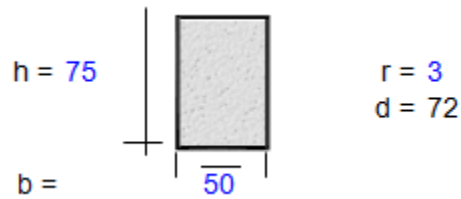


Figura 3.3-40 Sección de trabe analizada.

| Posición | P diseño | As nec. | varillas | # | varillas | # As | P empleado |
|---------------------------|----------|---------|----------|---|----------|---------|------------|
| (-) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | | 11.40 | 0.0032 |
| (-) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | 1 | 6 14.25 | 0.0040 |
| (-) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | 1 | 6 14.25 | 0.0040 |
| (-) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | 1 | 6 14.25 | 0.0040 |
| (-) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | 1 | 6 14.25 | 0.0040 |
| (-) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | 1 | 6 14.25 | 0.0040 |
| (-) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | | 11.40 | 0.0032 |
| (+) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | | 11.40 | 0.0032 |
| (+) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | | 11.40 | 0.0032 |
| (+) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | | 11.40 | 0.0032 |
| (+) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | | 11.40 | 0.0032 |
| (+) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | | 11.40 | 0.0032 |
| (+) | 0.0026 | 9.49 | 4 | 6 | | 11.40 | 0.0032 |
| Requiere acero intermedio | | | 4 | 4 | | 5.07 | |

Revisión por cortante.

Fac red = 1.00

V límite = 101823 Kg

| Posición | V | Posición | V | Vcr | Sep. Calc | Sep. Max |
|----------|------|----------|------|-------|-----------|----------|
| E-1 | 2270 | E-1 | 5048 | 10704 | 28.2 | 36.0 |
| E-1 | 3384 | E-1 | 5059 | 11348 | 28.2 | 36.0 |

| Estribos | No | @ (cm) |
|----------|----|--------|
| 6 | 3 | 15 |
| 5 | 3 | 20 |
| El resto | 3 | 25 |

| Posición | V | Posición | V | Vcr | Sep. Calc | Sep. Max |
|----------|-------|----------|-------|-------|-----------|----------|
| E-2 | 11525 | E-2 | 13618 | 10704 | 63.5 | 36.0 |
| E-2 | 12341 | E-2 | 14683 | 10704 | 52.4 | 36.0 |

| Estribos | No | @ (cm) |
|----------|----|--------|
| 5 | 3 | 15 |
| 5 | 3 | 20 |
| El resto | 3 | 25 |

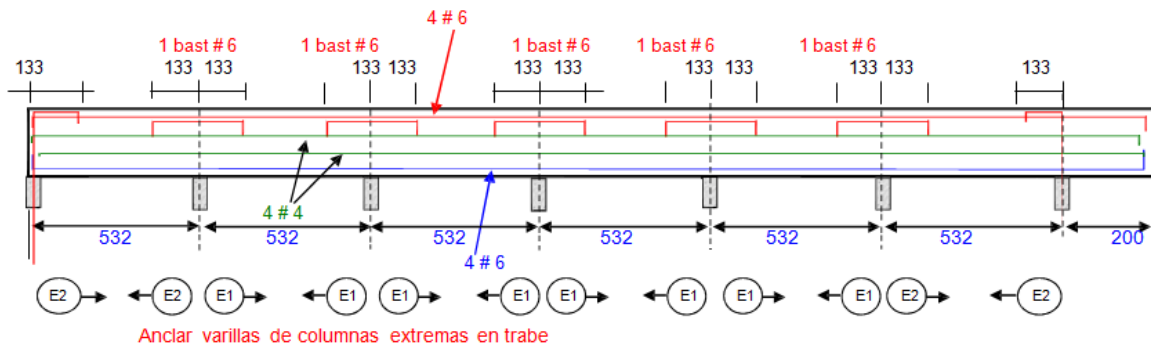


Figura 3.3-40' Armado de sección de trabe.

Trabes secundarias sentido X.

Diseño por flexión CM+CV

Diseño por flexión CM+CV + Sismo

| Posición | M | P calculado | Posición | M | P calculado |
|----------|------|-------------|----------|------|-------------|
| (-) | 0 | 0.0000 | (-) | 0 | 0.0000 |
| (-) | 5930 | 0.0021 | (-) | 6090 | 0.0017 |
| (-) | 5415 | 0.0019 | (-) | 5398 | 0.0015 |
| (-) | 5473 | 0.0019 | (-) | 5443 | 0.0015 |
| (-) | 5466 | 0.0019 | (-) | 5443 | 0.0015 |
| (-) | 5844 | 0.0021 | (-) | 6090 | 0.0017 |
| (-) | 4446 | 0.0016 | (-) | 5590 | 0.0015 |
| (+) | 4906 | 0.0017 | (+) | 5175 | 0.0014 |
| (+) | 2994 | 0.0010 | (+) | 3119 | 0.0008 |
| (+) | 3173 | 0.0011 | (+) | 3137 | 0.0009 |
| (+) | 3160 | 0.0011 | (+) | 3137 | 0.0009 |
| (+) | 3115 | 0.0011 | (+) | 3119 | 0.0008 |
| (+) | 3818 | 0.0013 | (+) | 5175 | 0.0014 |

Armado de sección (Figura 3.3-41 y 41').

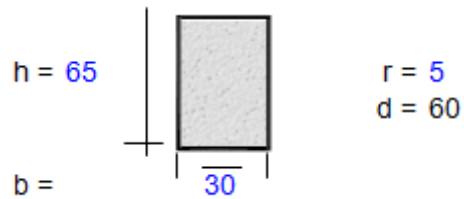


Figura 3.3-41 Sección de trabe analizada.

Revisión por cortante:

| Posición | Pdiseño | As nec. | varillas | # | varillas | # | As | P empleado |
|----------|------------------|---------|----------|---|----------|---|------|------------|
| (-) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | | | 7.92 | 0.0044 |
| (-) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | 1 | 5 | 9.90 | 0.0055 |
| (-) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | 1 | 5 | 9.90 | 0.0055 |
| (-) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | 1 | 5 | 9.90 | 0.0055 |
| (-) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | 1 | 5 | 9.90 | 0.0055 |
| (-) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | 1 | 5 | 9.90 | 0.0055 |
| (-) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | | | 7.92 | 0.0044 |
| (+) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | | | 7.92 | 0.0044 |
| (+) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | | | 7.92 | 0.0044 |
| (+) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | | | 7.92 | 0.0044 |
| (+) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | | | 7.92 | 0.0044 |
| (+) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | | | 7.92 | 0.0044 |
| (+) | 0.0026 | 4.74 | 4 | 5 | | | 7.92 | 0.0044 |
| Requiere | acero intermedio | | 2 | 4 | | | 2.53 | |

Fac red = 1.00

V límite = 50912 Kg

| Posición | V | Posición | V | Vcr | Sep. Calc | Sep. Max |
|----------|------|----------|------|------|-----------|----------|
| E-1 | 5459 | E-1 | 5367 | 5864 | 161.6 | 30.0 |
| E-1 | 5306 | E-1 | 5230 | 6312 | 257.4 | 30.0 |

| Estribos | No | @ (cm) |
|----------|----|--------|
| 6 | 3 | 15 |
| 5 | 3 | 20 |
| El resto | 3 | 25 |

| Posición | V | Posición | V | Vcr | Sep. Calc | Sep. Max |
|----------|------|----------|------|------|-----------|----------|
| E-2 | 4103 | E-2 | 6280 | 5864 | 275.3 | 30.0 |
| E-2 | 6254 | E-2 | 4103 | 5864 | 99.4 | 30.0 |
| Estribos | No | @ (cm) | | | | |
| 5 | 3 | 15 | | | | |
| 5 | 3 | 20 | | | | |
| El resto | 3 | 25 | | | | |

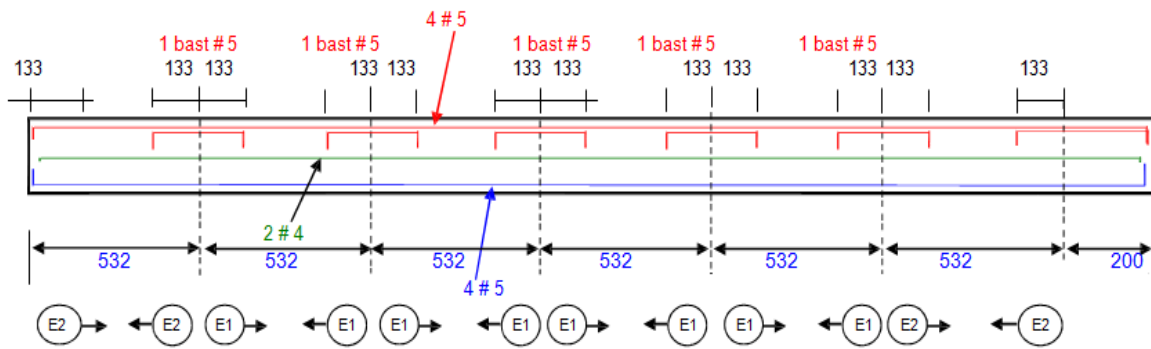


Figura 3.3-41 Armado de sección de trabe secundaria.

Zapata aislada Z1.

Acciones en zapata.

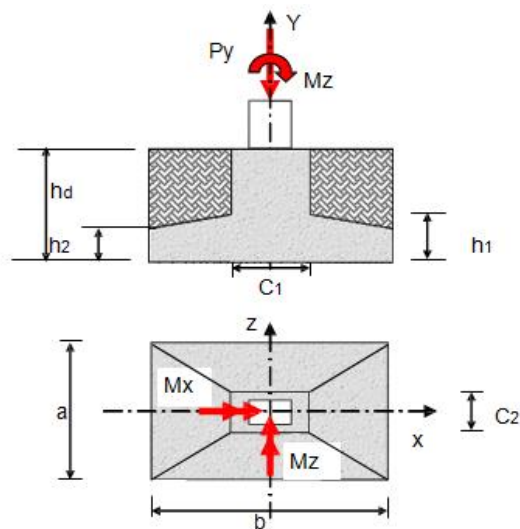


Figura 3.3-42 Acciones en zapatas tipo.

Acciones CM+CV+Sismo.

$F_c = 1.1$

| | | |
|---------|-----------|-----------|
| Py (Kg) | Mz (Kg-m) | Mx (Kg-m) |
| 51790 | 10483 | 31349 |

Terreno:

| | | | | |
|-----------------------|------|------------|-----------------------|----------------------|
| f adm terr | hd | incremento | f adm terr inc | P vol tierra |
| (kg/cm ²) | (cm) | (%) | (kg/cm ²) | (Kg/m ³) |
| 3.5 | 150 | 0 | 3.5 | 1700 |

Dimensiones de Zapata.

| | | | | | |
|------|------|------|------|------|------|
| b | a | h1 | h2 | C1 | C2 |
| (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 215 | 280 | 40 | 30 | 70 | 110 |

Análisis de cargas

P col 51790 Kg

P dado 2033 Kg

P tierra 10329 Kg

P losa 5057 Kg

P total 69209 Kg

Presiones sobre el terreno

Ecuación de la escuadría

Excentricidades Presiones extremas

e b = 15 máxima = 2.751 Kg/cm²

e a = 45 mínima = -0.452 Kg/cm²

No aplica

Teoría del ancho equivalente

Anchos equivalentes:

$$b' = 185 \text{ cms} \quad a' = 189 \text{ cms}$$

Si aplica

Área efectiva y presión máxima:

$$A \text{ efectiva} = 34985 \text{ cm}^2$$

$$\text{Presión máx} = 1.98 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad última:

$$q_u = 3.50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

$$\text{Esfuerzo neto} = 1.538 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por flexión de losa.

| | | | |
|------------------|---------------------|--------|----------------|
| cm | cm | cm | $\alpha=0.363$ |
| volado Mx = 85.0 | volado Mz = 72.5 cm | r = 5 | |
| Franja Mx = 175 | franja Mz = 215 cm | d = 35 | |

| Posición | Mto / m | franja central | P calculado | P por norma | As nec |
|--------------|--------------|----------------|--------------|-------------|------------|
| Mx | 555771 | 1140888 | 0.0028 | 0.0030 | 10.50 |
| Mz | 404328 | 310539 | 0.0010 | 0.0030 | 10.50 |
| Varilla # | 3 | 4 | 5 | | |
| | (Separación) | (Separación) | (Separación) | | |
| | 6.8 | 12.1 | 18.9 | | |
| | 6.8 | 12.1 | 18.9 | | |
| Se colocarán | No | 5 @ | 18 | para Mx | p = 0.0031 |
| Se colocarán | No | 5 @ | 25 | para Mz | p = 0.0023 |
| Superior | | 3 @ | 25 | | 0.0008 Ok |

Cortante (como viga ancha)

$$V_x = 6923 \text{ Kg/m} \quad V_{u_x} = 7615 \text{ Kg/m} \quad V_{cr_x} = 10408 \text{ Kg/m} \quad \text{Ok}$$

$$V_z = 5000 \text{ Kg/m} \quad V_{u_z} = 5500 \text{ Kg/m} \quad V_{cr_z} = 9711 \text{ Kg/m} \quad \text{Ok}$$

Cortante por penetración.

$$b_o = 500 \text{ cm} \quad J_{cx} = 35479063 \text{ cm}^4 \quad \gamma = 0.72$$

$$A_{cr} = 17500 \text{ cm}^2 \quad J_{cz} = 57453229 \text{ cm}^4 \quad FR = 0.7$$

$$V_u = 59205 \text{ kg} \quad v_{u_x} = 5.24 \text{ Kg/cm}^2 \quad V_{cr} = 9.90 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

$$v_{u_z} = 3.91 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Diagrama de armado Z -1.

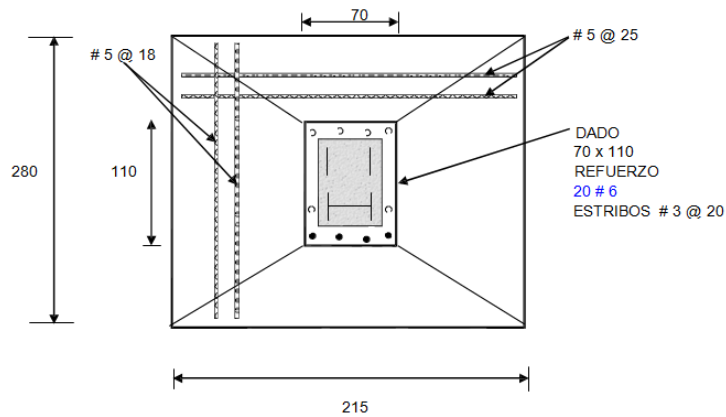


Figura 3.3-43 Planta armado de zapata Z-1.

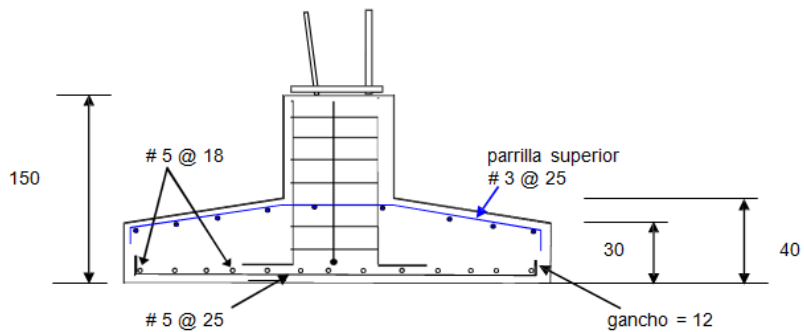


Figura 3.3-44 Corte armado de zapata Z-1.

Zapata aislada Z2.

Acciones en zapata

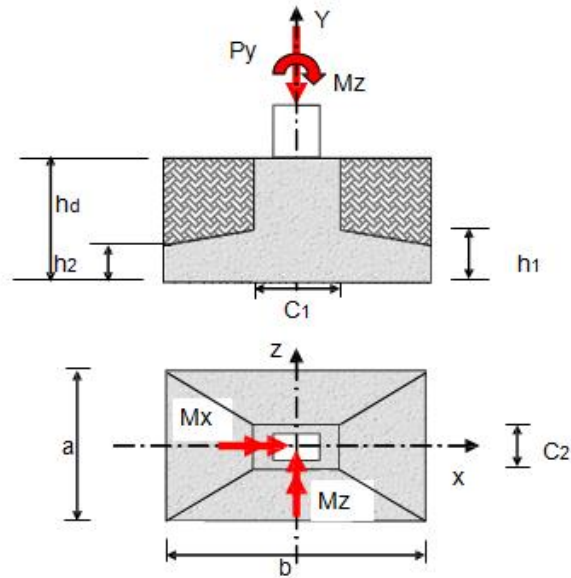


Figura 3.3-45 Acciones en zapatas tipo.

Acciones CM+CV+Sismo.

| Py (Kg) | Mz (Kg-m) | Mx (Kg-m) |
|---------|-----------|-----------|
| 12231 | 33140 | 697 |

Terreno:

| f adm terr (kg/cm ²) | hd (cm) | incremento (%) | f adm terr inc (kg/cm ²) | P vol tierra (Kg/m ³) |
|-------------------------------------|------------|-------------------|---|--------------------------------------|
| 3.5 | 170 | 0 | 3.5 | 1700 |

Dimensiones de Zapata.

| b (cm) | a (cm) | h1 (cm) | h2 (cm) | C1 (cm) | C2 (cm) |
|-----------|-----------|------------|------------|------------|------------|
| 250 | 290 | 35 | 30 | 90 | 90 |

Análisis de cargas

P col 12231 Kg

P dado 2624 Kg

P tierra 15088 Kg

P losa 5655 Kg

P total 35598 Kg

Presiones sobre el terreno

Ecuación de la escuadría

Excentricidades Presiones extremas

e b = 93 máxima = 1.608 Kg/cm²

e a = 2 mínima = -0.626 Kg/cm²

No aplica

Teoría del ancho equivalente.

Anchos equivalentes:

b ' = 64 cms a ' = 286 cms

Si aplica

Área efectiva y presión máxima:

A efectiva = 18255 cm²

Presión máx = 1.95 kg/cm²

Capacidad última:

q u = 3.50 kg/cm² Ok

Esfuerzo neto = 0.814 kg/cm²

Diseño por flexión de losa.

| cm | cm | cm | |
|-------------------|----------------------|--------|---------|
| Volado Mx = 100 | volado Mz = 80 | r = 5 | α=0.401 |
| Franja Mx = 187.5 | franja Mz = 187.5 cm | d = 30 | |

| Posición | Mto / m | franja central | Pcalculado | P por norma | As nec |
|--------------|--------------|----------------|--------------|-------------|-----------|
| Mx | 406876 | 22259 | 0.0013 | 0.0030 | 9.00 |
| Mz | 260401 | 1058363 | 0.0036 | 0.0036 | 10.74 |
| Varilla # | 3 | 4 | 5 | | |
| | (Separación) | (Separación) | (Separación) | | |
| | 7.9 | 14.1 | 22 | | |
| | 6.6 | 11.8 | 18.4 | | |
| Se colocarán | No | 5 | @ 25 | para Mx | p =0.0026 |
| Se colocarán | No | 5 | @ 18 | para Mz | p =0.0037 |
| Superior | | 3 | @ 25 | | 0.0010 Ok |

Cortante (como viga ancha)

$V_x = 5289 \text{ Kg/m}$ $V_{u_x} = 5818 \text{ Kg/m}$ $V_{cr_x} = 8580 \text{ Kg/m}$ Ok

$V_z = 3662 \text{ Kg/m}$ $V_{u_z} = 4028 \text{ Kg/m}$ $V_{cr_z} = 9276 \text{ Kg/m}$ Ok

Cortante por penetración.

$b_o = 480 \text{ cm}$ $J_{cx} = 35100000 \text{ cm}^4$ $\gamma = 1.0$

$A_{cr} = 14400 \text{ cm}^2$ $J_{cz} = 35100000 \text{ cm}^4$ $F_R = 0.7$

$V_u = 16341 \text{ Kg}$ $V_{u_x} = 1.13 \text{ Kg/cm}^2$ $V_{cr} = 9.90 \text{ Kg/cm}^2$ Ok

$V_{u_z} = 3.63 \text{ Kg/cm}^2$ Ok

Diagrama de armado Z -1.

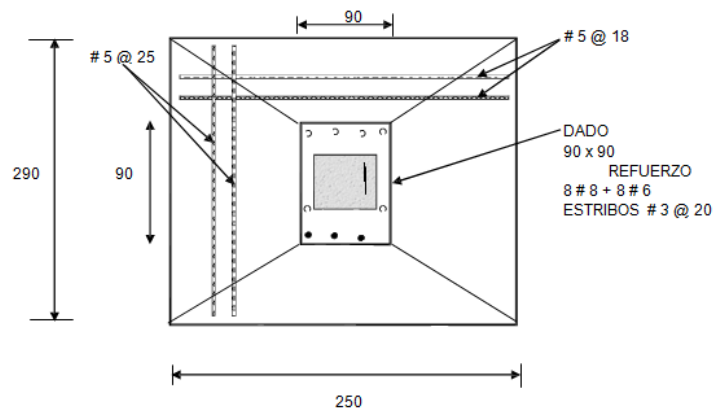


Figura 3.3-46 Planta armado de zapata Z-2.

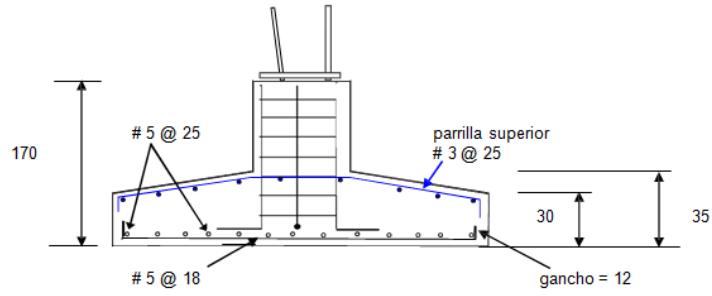


Figura 3.3-47 Corte armado de zapata Z-2.

Diseño de zapatas para columna de concreto.

Acciones de diseño.

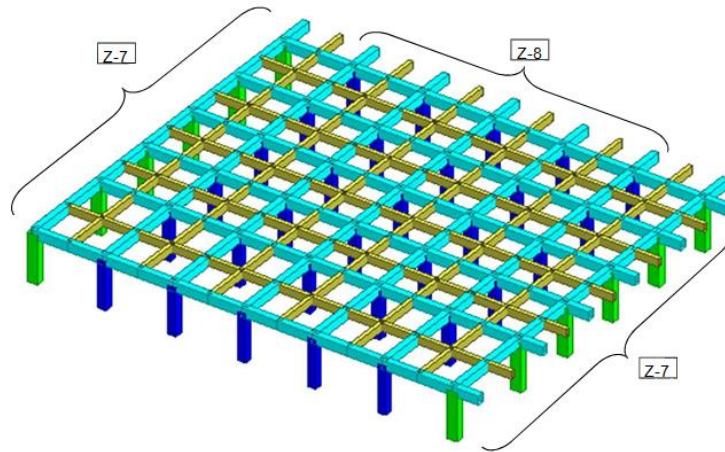


Figura 3.3-48 Distribución de zapatas en sótano.

Dimensiones de Zapata.

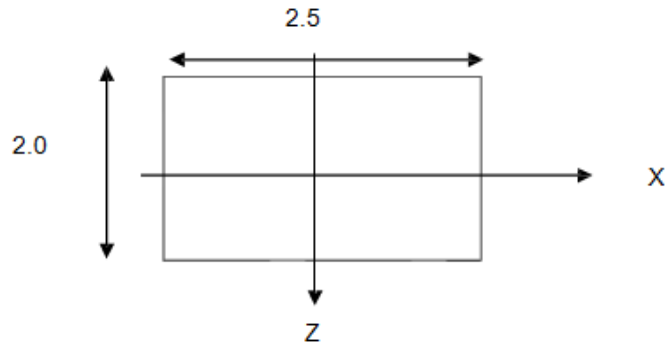


Figura 3.3-49 Dimensiones en planta de zapata Z-7.

Propiedades.

$$A = 5.00 \text{ m}^2$$

$$S_x = 3.33 \text{ m}^3$$

$$S_z = 5.21 \text{ m}^3$$

Condiciones más desfavorables.

SISMO 3

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-----------|--------|
| 1 | -3581 | 22475 | 633 | 807 | -929 | 11837 | 0.7010 | 1.6620 |
| 7 | -7107 | 49830 | 1498 | 2335 | -977 | 17141 | 1.3958 | |
| 8 | -3299 | 22236 | -148 | -244 | -26 | 12049 | 0.6834 | |
| 14 | -7695 | 36897 | 9 | 1708 | -100 | 17497 | 1.1251 | |
| 15 | -3693 | 31232 | -24 | -88 | -1 | 12958 | 0.8761 | |
| 21 | -8867 | 42132 | 1454 | 3078 | -89 | 20511 | 1.3288 | |
| 22 | -3321 | 20701 | -243 | -357 | -53 | 12045 | 0.6560 | |
| 28 | -7568 | 34670 | 1436 | 3259 | -157 | 17311 | 1.1235 | |
| 29 | -3848 | 32351 | 1097 | 1450 | -139 | 13741 | 0.9543 | |
| 35 | -9582 | 53240 | 3282 | 5900 | -295 | 21888 | 1.6620 | |
| 36 | -5590 | 21146 | -2446 | -3194 | -43 | 16513 | 0.8358 | |
| 42 | -8900 | 43027 | -1760 | -562 | -502 | 21826 | 1.2965 | |

Acciones CM+CV+Sismo.

$$F_c = 1.1$$

| Py (Kg) | Mz (Kg-m) | Mx(Kg-m) |
|---------|-----------|-----------|
| 53240 | 21888 | 5900 |

Terreno:

| f adm terr | hd | incremento | f adm terr inc | P vol tierra |
|-----------------------|------|------------|-----------------------|----------------------|
| (kg/cm ²) | (cm) | (%) | (kg/cm ²) | (Kg/m ³) |
| 3.5 | 150 | 0 | 3.5 | 1700 |

Dimensiones de Zapata:

| b | a | h1 | h2 | C1 | C2 |
|------|------|------|------|------|------|
| (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 220 | 240 | 40 | 30 | 80 | 60 |

Análisis de cargas

P col 53240 Kg

P dado 1267 Kg

P tierra 9425 Kg

P losa 4435 Kg

P total 68367 Kg

Presiones sobre el terreno.

Ecuación de la escuadría.

Excentricidades Presiones extremas

e b = 32 máxima = 2.705 Kg/cm²

e a = 9 mínima = -0.115 Kg/cm² No aplica

Teoría del ancho equivalente.

Anchos equivalentes

b ' = 156 cms a ' = 223 cms Si aplica

Área efectiva y presión máxima:

A efectiva = 34741 cm²

Presión máx = 1.97 kg/cm²

Capacidad última:

q u = 3.50 kg/ cm² Ok

Esfuerzo neto = 1.569 kg/cm²

Diseño por flexión de losa

| cm | cm | cm | |
|------------------|--------------------|--------|---------|
| Volado Mx = 90.0 | volado Mz = 70 cm | r = 5 | α=0.424 |
| Franja Mx = 185 | franja Mz = 165 cm | d = 35 | |

| Posición | Mto / m | franja central | Pcalculado | P por norma | As nec | |
|--------------|--------------|----------------|--------------|-------------|---------|------------|
| Mx | 635435 | 183586 | 0.0015 | 0.0030 | 10.50 | |
| Mz | 384399 | 763629 | 0.0019 | 0.0030 | 10.50 | |
| Varilla # | 3 | 4 | 5 | | | |
| | (Separación) | (Separación) | (Separación) | | | |
| | 6.8 | 12.1 | 18.9 | | | |
| | 6.8 | 12.1 | 18.9 | | | |
| Se colocarán | No | 5 | @ | 25 | para Mx | p = 0.0023 |
| Se colocarán | No | 5 | @ | 20 | para Mz | p = 0.0028 |
| Superior | | 3 | @ | 25 | | 0.0008 Ok |

Cortante (como viga ancha)

$V_x = 7845 \text{ Kg/m}$ $V_{u_x} = 8629 \text{ Kg/m}$ $V_{cr_x} = 9711 \text{ Kg/m}$ Ok

$V_z = 4707 \text{ Kg/m}$ $V_{u_z} = 5178 \text{ Kg/m}$ $V_{cr_z} = 10159 \text{ Kg/m}$ Ok

Cortante por penetración

$b_o = 420 \text{ cm}$ $J_{cx} = 31680104 \text{ cm}^4$ $\gamma = 0.83$

$A_{cr} = 14700 \text{ cm}^2$ $J_{cz} = 23843021 \text{ cm}^4$ $FR = 0.7$

$V_u = 59958 \text{ Kg}$ $V_{u_x} = 9.90 \text{ Kg/cm}^2$ $V_{cr} = 9.90 \text{ kg/cm}^2$ Ok

$V_{u_z} = 3.91 \text{ Kg/cm}^2$ Ok

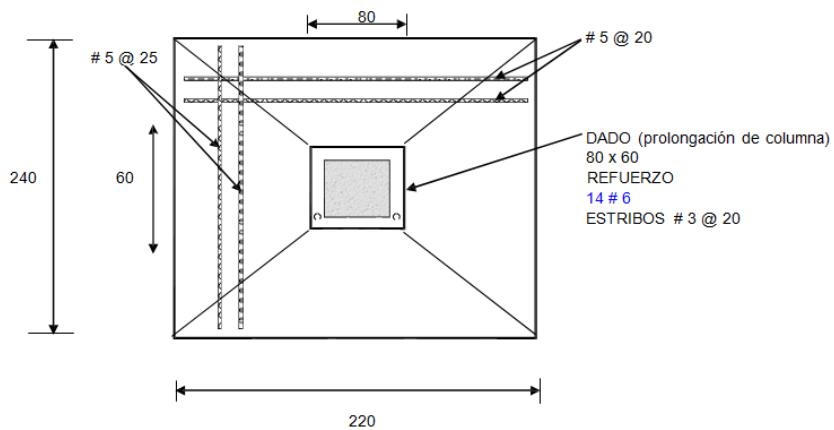


Figura 3.3-50 Dimensiones en planta de zapata Z-7.

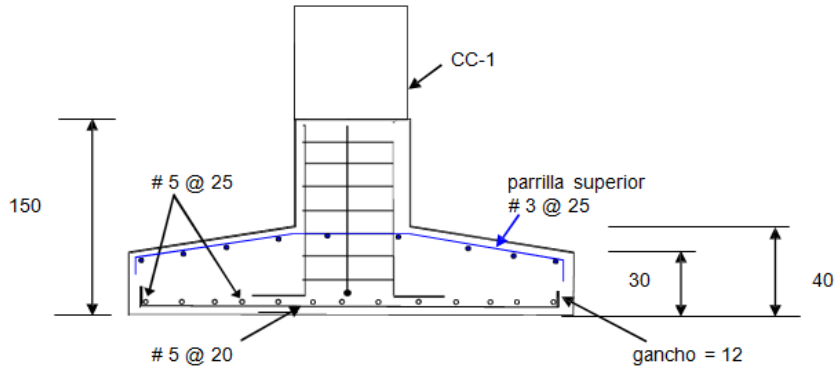


Figura 3.3-51 Dimensiones en corte de zapata Z-7.

Análisis y diseño de muro de contención.

Muro MC-1 Pre dimensionamiento

Condición de construcción

Presiones sobre el terreno

$$R = 23262 \quad e/o = 0.639$$

$$M/cl = 18288 \quad e = 0.786$$

$$e \text{ máx.} = 0.4750 \text{ tensión}$$

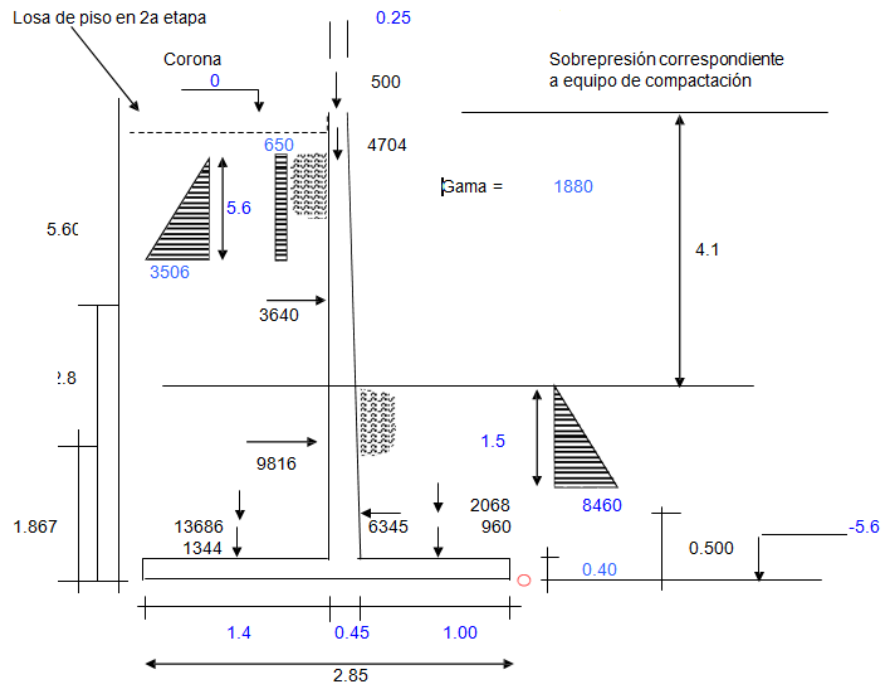


Figura 3.3-52 Pre dimensionamiento de muro de contención.

Escuadría

$$FS = 1.52$$

$$f_{max} = 21671 = 2.167$$

$$f_{min} = -5347 = -0.535$$

$$f_{eq} = 18207 = 1.821$$

$$M_{to} = 910335 = 9103 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{to \text{ muro}} = 24589 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Revisión condición de construcción.

| Sección | h | b | r corto | r largo |
|---------|------|-----|---------|---------|
| Muro | 45.0 | 100 | 5 | 5 |
| Muro | 25.0 | 100 | 5 | 5 |
| Losa | 40.0 | 100 | 5 | 5 |

$$M_{\text{muro -}} = 23199 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \quad V = 9135 \text{ km/m}$$

$$M_{\text{muro+}} = 0 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \quad V = 0 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{losa -}} = 10234 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \quad V = 14285 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{losa +}} = 8653 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \quad V = 13911 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Refuerzo por flexión.

| Posición | P calculado | P por norma | As nec. | # | @ | As | |
|----------|-------------|-------------|---------|---|----|-------|----|
| M muro - | 0.0058 | 0.0058 | 23.13 | 6 | 12 | 23.75 | Ok |
| M muro+ | 0.0000 | 0.0030 | 6.0 | 5 | 17 | 11.64 | Ok |
| M losa - | 0.0032 | 0.0032 | 11.28 | 5 | 17 | 11.64 | Ok |
| M losa + | 0.0027 | 0.0030 | 10.50 | 6 | 12 | 23.75 | Ok |

Revisión por cortante.

$$M_{\text{muro -}} = V_u = 12789 \text{ Kg/m} \quad V_{cr} = 22627 \text{ Kg/m} \quad \text{Ok}$$

$$M_{\text{muro+}} = V_u = 0 \text{ Kg/m} \quad V_{cr} = 11314 \text{ Kg/m} \quad \text{Ok}$$

$$M_{\text{losa -}} = V_u = 19999 \text{ Kg/m} \quad V_{cr} = 19799 \text{ Kg/m} \quad \text{Excedido Ok}$$

$$M_{\text{losa +}} = V_u = 19475 \text{ Kg/m} \quad V_{cr} = 19799 \text{ Kg/m} \quad \text{Ok}$$

Presión máxima sobre el terreno.

2.37 Kg / cm²

1.99 Kg / cm²

Revisión condición de servicio.

| Sección | h | b | r corto | r largo |
|---------|------|-----|---------|---------|
| Muro | 45.0 | 100 | 5 | 5 |
| Muro | 30.0 | 100 | 5 | 5 |
| Muro | 25.0 | 100 | 5 | 5 |
| Losa | 40.0 | 100 | 5 | 5 |

M muro - = 6853 kg -m/m V = 8832 kg/m

M muro+ = 8679 kg -m/m V = 6657 kg/m

M losa - = 3406 kg -m/m V = 5930 kg/m

M losa + = 3311 kg -m/m V = 5932 kg/m

Refuerzo por flexión.

Separación máxima 50 cms

Cara opuesta

| Posición | P calculado | P por norma | As nec. | # | @ | As | |
|------------|-------------|-------------|---------|---|----|-------|----|
| M muro - = | 0.0016 | 0.0030 | 12.00 | 6 | 12 | 23.75 | Ok |
| M muro+ = | 0.0055 | 0.0055 | 11.04 | 5 | 17 | 11.64 | Ok |
| M losa - = | 0.0010 | 0.0030 | 10.50 | 5 | 17 | 11.64 | Ok |
| M losa + = | 0.0010 | 0.0030 | 10.50 | 6 | 12 | 23.75 | Ok |

Revisión por cortante.

M muro - = Vu = 12365 Kg/m Vcr = 22627 Kg/m Ok

M muro+ = Vu = 9320 Kg/m Vcr = 11314 Kg/m Ok

M losa - = Vu = 8302 Kg/m Vcr = 19799 Kg/m Ok

M losa + = Vu = 8305 Kg/m Vcr = 19799 Kg/m Ok

Presión máxima sobre el terreno = 0.99 Kg / cm²

Diagrama de armado.

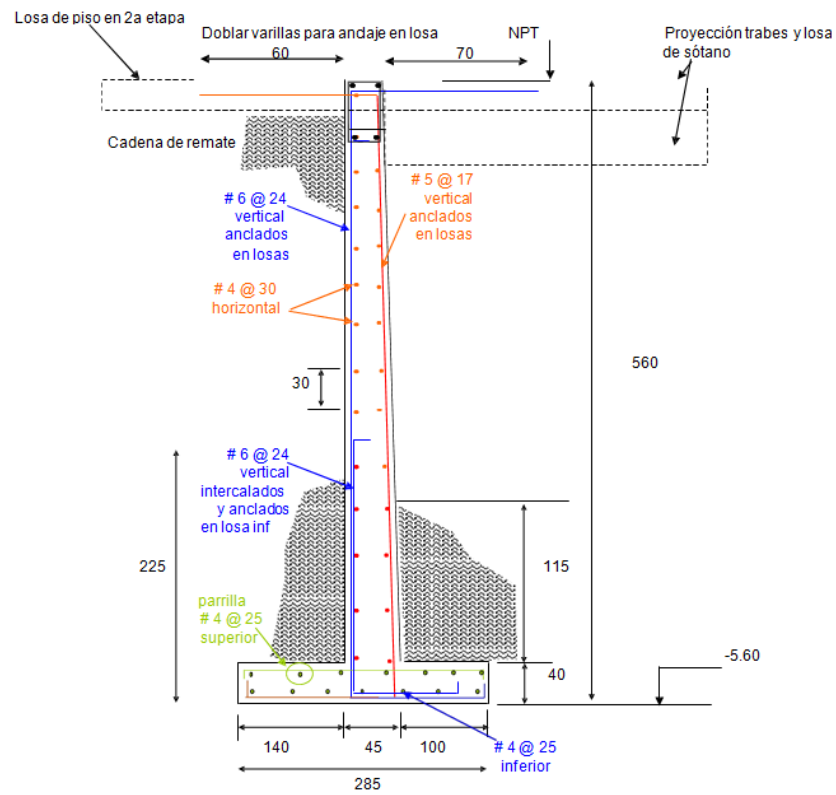


Figura 3.3-53 Armado de muro de contención.

Ampliación sótano.

Se diseñó la ampliación de sótano y se revisó el estado de la cimentación de las columnas del eje 7 para que sirvieran de apoyo a las nuevas trabes.

La geometría de esta nueva ampliación se desfasó de la geometría existente para dar mayor espacio entre columnas (figura 3.3-54 y 55).

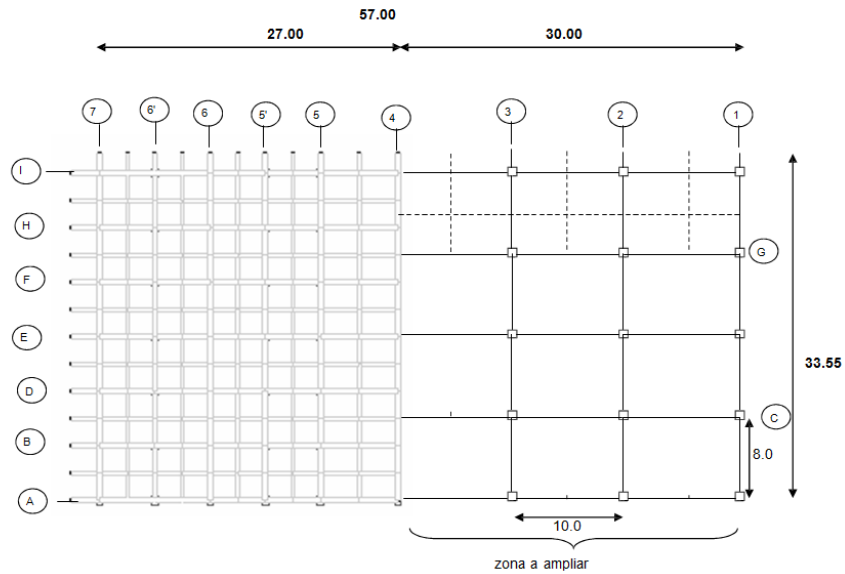


Figura 3.3-54 Vista planta ampliación.

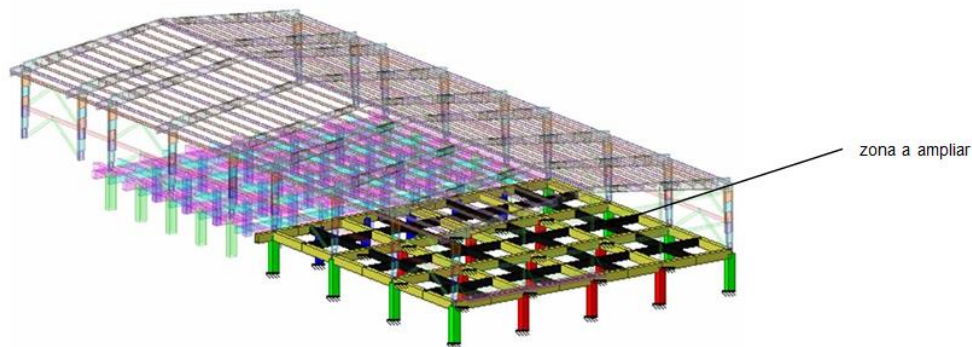


Figura 3.3-55 Vista 3D ampliación.

Análisis de losas en ampliación sótano.

| h = | b | r corto | r largo | w [kg/m²] |
|------------|----------|----------------|----------------|-----------------------------|
| 20.0 | 100 | 2.5 | 3.5 | 1180 |

Coefficientes NTC RDF (2004)

| | | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 0 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1 |
| 998 | 553 | 489 | 432 | 381 | 333 | 288 |
| 630 | 312 | 268 | 228 | 192 | 158 | 126 |

Coefficientes interpolados $m = 0.800$

| |
|--------------|
| De 0.7 a 0.8 |
| 0.80 |
| 381 |
| 192 |

Acciones:

| | |
|----------------------------|----------------------------|
| $C+ = 2192$ | $C- = 381$ |
| $M+ = 362 \text{ kg -m/m}$ | $M- = 719 \text{ kg -m/m}$ |
| $V = 81298 \text{ kg/m}$ | |

Refuerzo por flexión.

| Posición | Pcalculado | P por norma | As necesario | # | @ | As | |
|----------|------------|-------------|--------------|---|----|------|----|
| (-) | 0.0009 | 0.0026 | 4.61 | 4 | 25 | 5.07 | Ok |
| (+) | 0.0005 | 0.0026 | 4.35 | 4 | 25 | 5.07 | Ok |

Refuerzo por cortante.

$V_u = 1817 \text{ Kg/m}$ $V_{cr} = 9899 \text{ Kg/m}$ Ok

Diagrama de armado

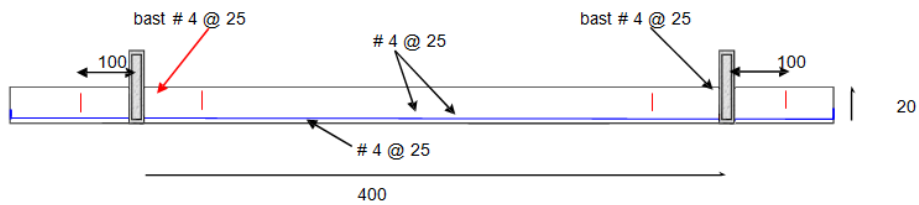


Figura 3.3-56 Diagrama de armado.

Descargas en bordes

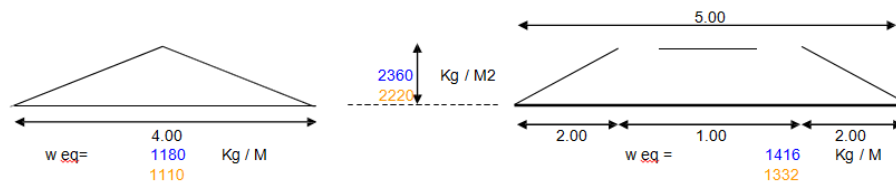


Figura 3.3-57 Descargas en bordes de losa.

Localización del nuevo centro de masas.

| Nudo | X | Z | N | Qx | Qz |
|------|-------|-------|---------|-----------|------------|
| 1 | 0.00 | 15.00 | 21194 | 317910 | 0 |
| 2 | 5.32 | 15.00 | 35429 | 531435 | 188588.567 |
| 3 | 10.65 | 15.00 | 34072 | 511080 | 362764.584 |
| 4 | 15.97 | 15.00 | 34188 | 512820 | 545982.36 |
| 5 | 21.29 | 15.00 | 34169 | 512535 | 727560.517 |
| 6 | 26.62 | 15.00 | 34722 | 520830 | 924195.474 |
| 7 | 31.94 | 15.00 | 29063 | 435945 | 928272.22 |
| 8 | 0.00 | 20.00 | 24040 | 480800 | 0 |
| 9 | 5.32 | 20.00 | 43081 | 861620 | 229320.163 |
| 10 | 10.65 | 20.00 | 40965 | 819300 | 436154.355 |
| 11 | 15.97 | 20.00 | 41309 | 826180 | 659704.73 |
| 12 | 21.29 | 20.00 | 41132 | 822640 | 875823.676 |
| 13 | 26.62 | 20.00 | 41874 | 837480 | 1114560.26 |
| 14 | 31.94 | 20.00 | 32559 | 651180 | 1039934.46 |
| 15 | 0.00 | 25.00 | 24268 | 606700 | 0 |
| 16 | 5.32 | 25.00 | 43442 | 1086050 | 231241.766 |
| 17 | 10.65 | 25.00 | 41319 | 1032975 | 439923.393 |
| 18 | 15.97 | 25.00 | 41571 | 1039275 | 663888.87 |
| 19 | 21.29 | 25.00 | 41485 | 1037125 | 883340.105 |
| 20 | 26.62 | 25.00 | 42280 | 1057000 | 1125366.76 |
| 21 | 31.94 | 25.00 | 32733 | 818325 | 1045492.02 |
| 23 | 5.32 | 30.00 | 41418 | 1242540 | 220468.014 |
| 24 | 10.65 | 30.00 | 39483 | 1184490 | 420375.501 |
| 25 | 15.97 | 30.00 | 40361 | 1210830 | 644565.17 |
| 26 | 21.29 | 30.00 | 39646 | 1189380 | 844182.278 |
| 27 | 26.62 | 30.00 | 40363 | 1210890 | 1074341.97 |
| 28 | 31.94 | 30.00 | 31954 | 958620 | 1020610.76 |
| 29 | 0.00 | 35.00 | 25873 | 905555 | 0 |
| 30 | 5.32 | 35.00 | 50141 | 1754935 | 266900.543 |
| 31 | 10.65 | 35.00 | 47258 | 1654030 | 503155.926 |
| 32 | 15.97 | 35.00 | 44622 | 1561770 | 712613.34 |
| 33 | 21.29 | 35.00 | 47431 | 1660085 | 1009948.28 |
| 34 | 26.62 | 35.00 | 48774 | 1707090 | 1298217.56 |
| 35 | 31.94 | 35.00 | 34398 | 1203930 | 1098672.12 |
| 36 | 0.00 | 42.00 | 37918 | 1592556 | 0 |
| 37 | 5.32 | 42.00 | 58017 | 2436714 | 308824.491 |
| 38 | 10.65 | 42.00 | 54633 | 2294586 | 581677.551 |
| 39 | 15.97 | 42.00 | 69295 | 2910390 | 1106641.15 |
| 40 | 21.29 | 42.00 | 54625 | 2294250 | 1163130.13 |
| 41 | 26.62 | 42.00 | 57038 | 2395596 | 1518180.45 |
| 42 | 31.94 | 42.00 | 46586 | 1956612 | 1487956.84 |
| 43 | 0.00 | 52.00 | 64405 | 3349060 | 0 |
| 44 | 31.94 | 52.00 | 64557 | 3356964 | 2061950.58 |
| 46 | 31.94 | 62.00 | 66169 | 4102478 | 2113437.86 |
| 47 | 0.00 | 72.00 | 31692 | 2281824 | 0 |
| 48 | 8.04 | 72.00 | 64479 | 4642488 | 518346.681 |
| 49 | 15.97 | 72.00 | 59879 | 4311288 | 956267.63 |
| 50 | 23.90 | 72.00 | 64301 | 4629672 | 1536858.2 |
| 51 | 31.94 | 72.00 | 31836 | 2292192 | 1016841.84 |
| 234 | 23.96 | 62.00 | 133500 | 8277000 | 3197992.5 |
| 235 | 15.97 | 62.00 | 125036 | 7752232 | 1996824.92 |
| 236 | 7.99 | 62.00 | 134032 | 8309984 | 1070245.52 |
| | | | 3000045 | 127849560 | 48647528.4 |

$$X_m = 16.216$$

$$Z_m = 42.616$$

Localización del centro de rigidez.

| Eje | Desp [cm] | K [Kg/cm] | x | k z | EJE | Desp [cm] | K [Kg/cm] | z | k x |
|-----|-----------|----------------|--------|-----------------|-----|----------------|-----------|------------------|----------|
| A | 0.052 | 346154 | 0.000 | 0 | 1 | 0.042 | 333333 | 72.00 | 24000000 |
| B | 0.047 | 255319 | 5.323 | 1359063.83 | 2 | 0.042 | 333333 | 62.00 | 20666667 |
| C | 0.042 | 142857 | 7.985 | 1140714.29 | 3 | 0.042 | 333333 | 52.00 | 17333333 |
| D | 0.045 | 266667 | 10.647 | 2839200 | 4 | 0.041 | 341463 | 42.00 | 14341463 |
| E | 0.04 | 450000 | 15.970 | 7186500 | 5 | 0.045 | 311111 | 35.00 | 10888889 |
| F | 0.045 | 266667 | 21.293 | 5678133.33 | 5' | 0.046 | 304348 | 30.00 | 9130435 |
| G | 0.042 | 142857 | 23.955 | 3422142.86 | 6 | 0.046 | 304348 | 25.00 | 7608696 |
| H | 0.047 | 255319 | 26.617 | 6795829.79 | 6' | 0.046 | 304348 | 20.00 | 6086957 |
| I | 0.052 | 346154 | 31.940 | 11056153.8 | 7 | 0.047 | 297872 | 15.00 | 4468085 |
| | | <u>2471994</u> | | <u>39477738</u> | | <u>2863490</u> | | <u>114524524</u> | |

$$X_c = 15.970 \quad Z_c = 39.995$$

$$e_{cx} = -0.246 \quad e_{cz} = 2.621$$

Manual de Obras Civiles de la CFE (diseño por sismo)

Ordenadas del espectro

Zona II Estructura Grupo B

$$T_a = 0.2 \quad T_b = 1.5$$

$$c = 0.3 \quad a_o = 0.08$$

$$a = 0.3 \quad r = 2/3$$

$$Q = 2.00$$

$$Q' = 2.00 \quad \text{La estructura se vuelve regular}$$

$$\text{Factor grupo} = 1.00$$

$$a' = 0.1500 \quad (\text{coeficiente sísmico})$$

| H entrepiso | nivel | w _i | h _i /H | W _i h _i | w _i *a' / w _i h _i | V sísmico |
|-------------|-------|----------------|-------------------|-------------------------------|--|-----------|
| 7.47 | 2 | 197123 | 1.000 | 197123 | 0.38571 | 76033 |
| 4.00 | 1 | 3000045 | 0.349 | 1046223 | 0.38571 | 403542 |
| 11.47 | | 3197168 | | 1243346 | | 76033 |

$$\text{Comprobación} \quad V_{\text{basal}} / w_i = 0.150 \text{ Ok}$$

Distribución de las nuevas fuerzas sísmicas en el sótano ampliado.

ex1= 9.632 m ez1= 2.987 m

ex2= -3.079 m ez2= -3.601 m

V= 403542 Kg Torsor X = 3886808 Kg-m Torsor Z = 1452994 Kg-m

Sentido Z

| Eje | Rjz | Xj | Rjz Xj | Xr | Xjt | Rjx Xjt | Rjx Xjt^2 | Cd | Ct |
|-------|---------|-------|------------|-------|---------|----------|-----------|-------|----------|
| A | 346154 | 0.00 | 0 | 15.90 | 15.970 | 5528077 | 88283388 | 0.140 | 0.00448 |
| B | 255319 | 5.32 | 1359063.83 | 15.97 | 10.647 | 2718383 | 28942624 | 0.103 | 0.00220 |
| C | 142857 | 7.99 | 1140714.29 | 15.97 | 7.985 | 1140714 | 9108604 | 0.058 | 0.00092 |
| D | 266667 | 10.65 | 2839200 | 15.97 | 5.323 | 1419467 | 7555821 | 0.108 | 0.00115 |
| E | 450000 | 15.97 | 7186500 | 15.97 | 0.000 | 0 | 0 | 0.182 | 0.00000 |
| F | 266667 | 21.29 | 5678133.33 | 15.97 | -5.323 | -1419467 | 7555821 | 0.108 | -0.00115 |
| G | 142857 | 23.96 | 3422142.86 | 15.97 | -7.985 | -1140714 | 9108604 | 0.058 | -0.00092 |
| H | 255319 | 26.62 | 6795829.79 | 15.97 | -10.647 | -2718383 | 28942624 | 0.103 | -0.00220 |
| I | 346154 | 31.94 | 11056153.8 | 15.97 | -15.970 | -5528077 | 88283388 | 0.140 | -0.00448 |
| SUMAS | 2471994 | | 39477738 | | | | 267780873 | 1.000 | 0.000 |

| Eje | Vd | Vtz | Vtz | Vtotalz | V tx | Ftotal z | Ftx |
|-----|-------|-------|-------|---------|--------|----------|--------|
| A | 56508 | 6507 | 6507 | 63015 | 17406 | 63015 | 17406 |
| B | 41680 | 3200 | 3200 | 44879 | 8559 | 44879 | 8559 |
| C | 23321 | 1343 | 1343 | 24664 | 3592 | 24664 | 3592 |
| D | 43532 | 1671 | 1671 | 45203 | 4469 | 45203 | 4469 |
| E | 73461 | 0 | 0 | 73461 | 0 | 73461 | 0 |
| F | 43532 | -1671 | -1671 | 41861 | -4469 | 41861 | -4469 |
| G | 23321 | -1343 | -1343 | 21978 | -3592 | 21978 | -3592 |
| H | 41680 | -3200 | -3200 | 38480 | -8559 | 38480 | -8559 |
| I | 56508 | -6507 | -6507 | 50001 | -17406 | 50001 | -17406 |

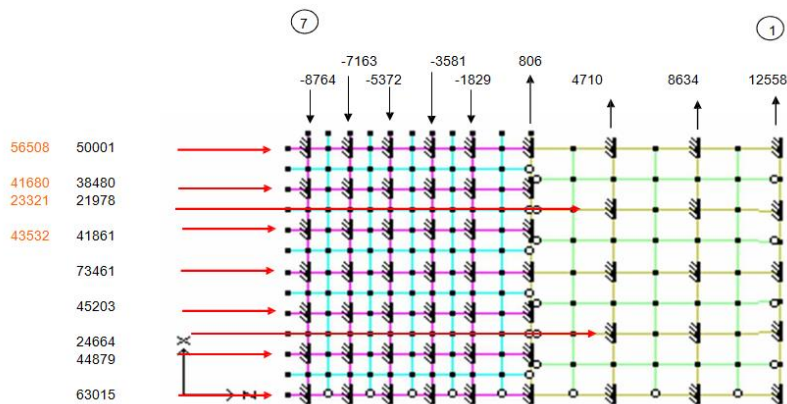


Figura 3.3-58 Centro de masas sentido Z.

S Fuerzas Z= 403542 S Fuerzas X= 0

Sentido X

| EJE | Rjz | Zj | Rjz Zj | Zr | Zjt | Rjz Zjt | Rjz Zjt^2 | Cd | Ct |
|-------|---------|-------|------------|--------|------------|----------|-----------|-------|--------|
| 1 | 333333 | 72.00 | 24000000 | 39.995 | 32.0052696 | 10668423 | 341445760 | 0.116 | 0.009 |
| 2 | 333333 | 62.00 | 20666666.7 | 39.995 | 22.0052696 | 7335090 | 161410630 | 0.116 | 0.006 |
| 3 | 333333 | 52.00 | 17333333.3 | 39.995 | 12.0052696 | 4001757 | 48042166 | 0.116 | 0.003 |
| 4 | 341463 | 42.00 | 14341463.4 | 39.995 | 2.00526959 | 684726 | 1373061 | 0.119 | 0.001 |
| 5 | 311111 | 35.00 | 10888888.9 | 39.995 | -4.9947304 | -1553916 | 7761392 | 0.109 | -0.001 |
| 5' | 304348 | 30.00 | 9130434.78 | 39.995 | -9.9947304 | -3041874 | 30402715 | 0.106 | -0.002 |
| 6 | 304348 | 25.00 | 7608695.65 | 39.995 | -14.99473 | -4563614 | 68430156 | 0.106 | -0.004 |
| 6' | 304348 | 20.00 | 6086956.52 | 39.995 | -19.99473 | -6085353 | 121674987 | 0.106 | -0.005 |
| 7 | 297872 | 15.00 | 4468085.11 | 39.995 | -24.99473 | -7445239 | 186091738 | 0.104 | -0.006 |
| SUMAS | 2863490 | | 114524524 | | | | 966632605 | 1.000 | 0.000 |

| Eje | Vd | Vtx | Vtx | Vtotalx | V tz | Ftotal x | Ftz |
|-----|-------|--------|--------|---------|-------|----------|-------|
| 1 | 46976 | 33592 | 33592 | 80567 | 12558 | 80567 | 12558 |
| 2 | 46976 | 23096 | 23096 | 70072 | 8634 | 70072 | 8634 |
| 3 | 46976 | 12600 | 12600 | 59576 | 4710 | 59576 | 4710 |
| 4 | 48121 | 2156 | 2156 | 50277 | 806 | 50277 | 806 |
| 5 | 43844 | -4893 | -4893 | 38951 | -1829 | 38951 | -1829 |
| 5' | 42891 | -9578 | -9578 | 33313 | -3581 | 33313 | -3581 |
| 6 | 42891 | -14369 | -14369 | 28521 | -5372 | 28521 | -5372 |
| 6' | 42891 | -19161 | -19161 | 23730 | -7163 | 23730 | -7163 |
| 7 | 41978 | -23443 | -23443 | 18535 | -8764 | 18535 | -8764 |

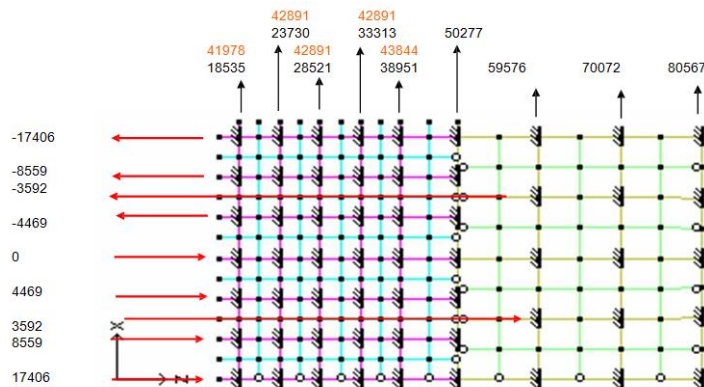


Figura 3.3-59 Centro de masas sentido X.

S Fuerzas Z= 0

S Fuerzas X= 403542

Trabes principales, sentido X (eje 4)

CM+CV

CM+CV+Sismo

| Posición (-) | M | P calculado | POSICIÓN | M | P calculado |
|--------------|-------|-------------|----------|-------|-------------|
| | 5551 | 0.0006 | (-) | 22709 | 0.0019 |
| (-) | 25039 | 0.0027 | (-) | 32600 | 0.0027 |
| (-) | 22950 | 0.0024 | (-) | 29155 | 0.0024 |
| (-) | 9313 | 0.0010 | (-) | 16595 | 0.0014 |
| (-) | 22950 | 0.0024 | (-) | 29503 | 0.0025 |
| (-) | 25039 | 0.0027 | (-) | 32895 | 0.0027 |
| (-) | 3320 | 0.0003 | (-) | 20677 | 0.0017 |
| (+) | 9147 | 0.0009 | (+) | 14859 | 0.0012 |
| (+) | 22589 | 0.0024 | (+) | 22208 | 0.0018 |
| (+) | 6941 | 0.0007 | (+) | 6649 | 0.0005 |
| (+) | 6995 | 0.0007 | (+) | 6948 | 0.0006 |
| (+) | 23050 | 0.0024 | (+) | 6447 | 0.0005 |
| (+) | 9207 | 0.0010 | (+) | 14738 | 0.0012 |

| Posición | P diseño | As nec. | varillas | # | varillas | # | As | P empleado |
|----------|------------------|---------|----------|---|----------|---|-------|------------|
| (-) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0027 |
| (-) | 0.0027 | 11.55 | 4 | 6 | 1 | 6 | 14.25 | 0.0034 |
| (-) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | 1 | 6 | 14.25 | 0.0034 |
| (-) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | 1 | 6 | 14.25 | 0.0034 |
| (-) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | 1 | 6 | 14.25 | 0.0034 |
| (-) | 0.0027 | 11.66 | 4 | 6 | 1 | 6 | 14.25 | 0.0034 |
| (-) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0027 |
| (+) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0027 |
| (+) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0027 |
| (+) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0027 |
| (+) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0027 |
| (+) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0027 |
| (+) | 0.0026 | 11.20 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0027 |
| Requiere | acero intermedio | | 4 | 4 | | | 5.07 | |

Dimensiones y armado de sección.

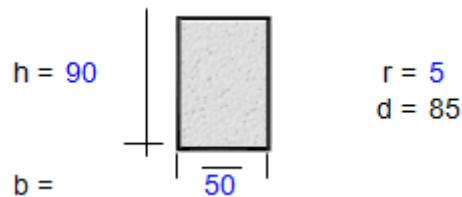


Figura 3.3-60 Dimensiones de sección.

Revisión por cortante

$FR = 0.99$

V límite = 120208 Kg

| Posición | V | Posición | V | Vcr | Sep. Calc | Sep. Max |
|----------|-------|----------|-------|-------|-----------|----------|
| E-1 | 20934 | E-1 | 23809 | 12099 | 23.7 | 42.5 |
| E-1 | 20700 | E-1 | 2284 | 12739 | 25.1 | 42.5 |

Estribos No @ (cm)

6 3 15

5 3 20

El resto 3 25

| | | | | | | |
|-----|-------|-----|-------|-------|------|------|
| E-2 | 22467 | E-2 | 26754 | 12099 | 21.0 | 42.5 |
| E-2 | 22452 | E-2 | 26342 | 12099 | 21.1 | 42.5 |

Estribos No @ (cm)

6 3 15

5 3 20

El resto 3 25

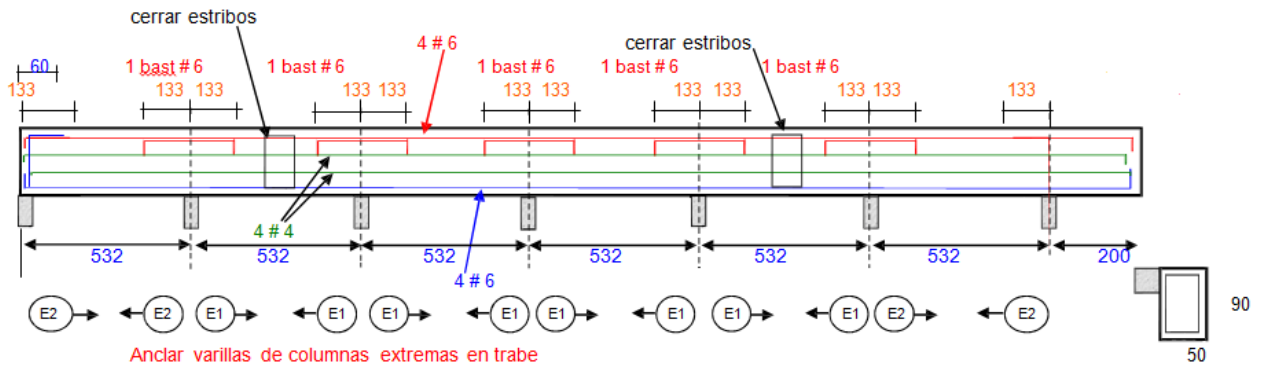


Figura 3.3-60' Armado de trabe eje 4.

Trabes secundarias ejes 3',2' y 1'.

Diseño por flexión

CM+CV

CM+CV+Sismo

| Posición | M | P calculado | Posición | M | P calculado |
|----------|-------|-------------|----------|-------|-------------|
| (-) | 0 | 0.0000 | (-) | 0 | 0.0000 |
| (-) | 23080 | 0.0063 | (-) | 23018 | 0.0048 |
| (-) | 24857 | 0.0068 | (-) | 24546 | 0.0052 |
| (-) | 22387 | 0.0061 | (-) | 23499 | 0.0050 |
| (-) | 0 | 0.0000 | (-) | 0 | 0.0000 |
| (+) | 18843 | 0.0051 | (+) | 19114 | 0.0040 |
| (+) | 12801 | 0.0034 | (+) | 12700 | 0.0026 |
| (+) | 13020 | 0.0034 | (+) | 12885 | 0.0026 |
| (+) | 18023 | 0.0048 | (+) | 19100 | 0.0040 |

| Posición | P diseño | As nec. | varillas | # | varillas | # | As | P empleado |
|----------|-------------|---------|----------|---|----------|---|-------|------------|
| (-) | 0.0026 | 5.53 | 3 | 6 | | | 8.55 | 0.0041 |
| (-) | 0.0063 | 13.24 | 3 | 6 | 2 | 6 | 14.25 | 0.0068 |
| (-) | 0.0068 | 14.37 | 3 | 6 | 2 | 6 | 14.25 | 0.0068 |
| (-) | 0.0061 | 12.81 | 3 | 6 | 2 | 6 | 14.25 | 0.0068 |
| (-) | 0.0026 | 5.53 | 3 | 6 | | | 8.55 | 0.0041 |
| (+) | 0.0051 | 10.64 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0054 |
| (+) | 0.0034 | 7.07 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0054 |
| (+) | 0.0034 | 7.19 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0054 |
| (+) | 0.0048 | 10.14 | 4 | 6 | | | 11.40 | 0.0054 |
| Requiere | Acero inter | | 4 | 4 | | | 5.07 | |

Dimensiones y armado de sección.

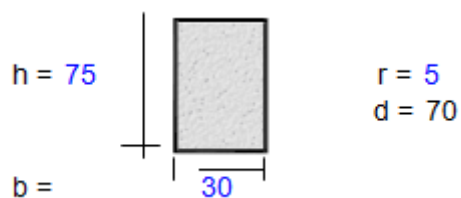


Figura 3.3-61 Dimensiones de sección.

Revisión por cortante

Fac red = 0.99

V límite = 59397 Kg

| Posición | V | Posición | V | Vcr | Sep. Calc | Sep. Max |
|----------|-------|----------|-------|------|-----------|----------|
| E-1 | 15001 | E-1 | 14453 | 6673 | 23.4 | 35.0 |
| E-1 | 14914 | E-1 | 14362 | 7960 | 25.9 | 35.0 |

Estribos No @ (cm)

10 3 15

6 3 20

El resto 3 25

E-2 15777 E-2 16382 6673 21.7 35.0

E-2 16451 E-2 15957 7317 21.3 35.0

Estribos No @ (cm)

10 3 15

6 3 20

El resto 3 25

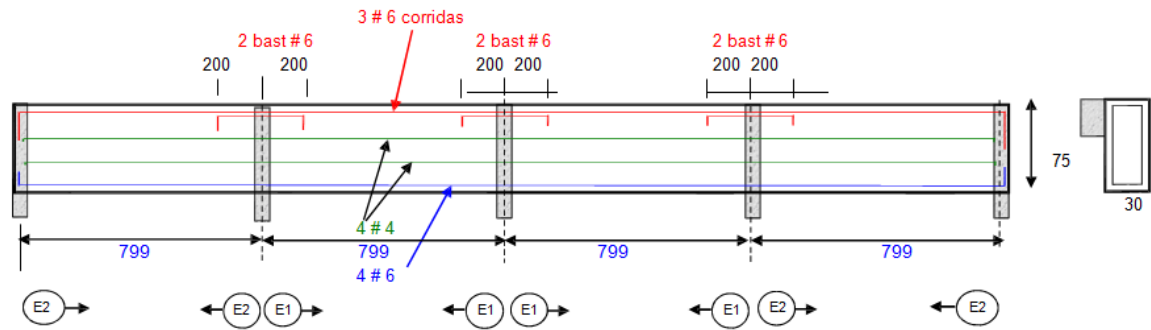


Figura 3.3-61' Armado de traves secundarias.

Diseño de zapatas para columnas de concreto

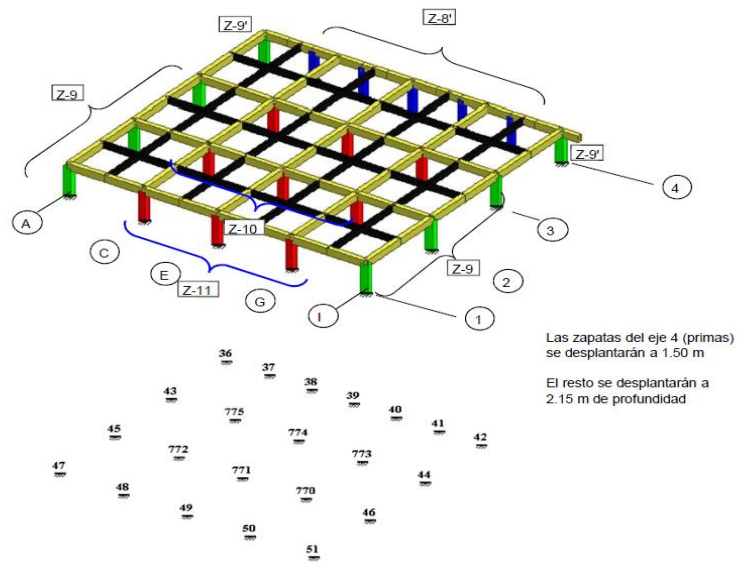


Figura 3.3-62 Distribución de zapatas.

Dimensiones de zapatas.

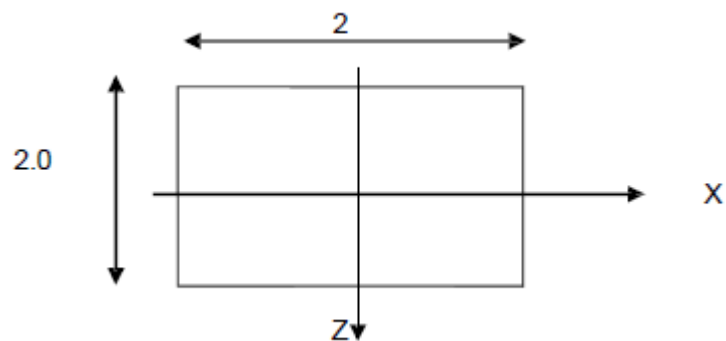


Figura 3.3-63 Dimensión de zapatas.

Propiedades.

| | | |
|------|------|----------------|
| A = | 4.00 | m ² |
| Sx = | 2.67 | m ³ |
| Sz = | 2.67 | m ³ |

Zapatas Z-8'

CM+CV

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|------|-------|-------|-------|------|-------|-----------|--------|
| 37 | 607 | 60305 | -3047 | -3083 | -157 | -1004 | 1.6609 | 2.1690 |
| 38 | -374 | 56816 | -2515 | -2290 | 115 | 386 | 1.5208 | |
| 39 | 40 | 72285 | 6685 | 9571 | 8 | -78 | 2.1690 | |
| 40 | 417 | 56741 | -2525 | -2316 | -105 | -493 | 1.5239 | |
| 41 | -472 | 59665 | -2931 | -2947 | 159 | 771 | 1.6311 | |

Sismo 1

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|-------|-------|-------|--------|------|-------|-----------|--------|
| 37 | -8122 | 61554 | -6020 | -10444 | -483 | 16829 | 2.5616 | 2.5616 |
| 38 | -8582 | 54867 | -4624 | -7584 | -20 | 17475 | 2.3114 | |
| 39 | -8233 | 69164 | 4294 | 4612 | -157 | 17063 | 2.5419 | |
| 40 | -7756 | 55225 | -3511 | -4828 | -237 | 16491 | 2.1801 | |
| 41 | -9038 | 54394 | -3174 | -3766 | 1 | 18268 | 2.1861 | |

Sismo 2

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|------|-------|-------|--------|-----|--------|-----------|--------|
| 37 | 9006 | 55385 | -3474 | -4322 | -40 | -18170 | 2.2281 | 2.5347 |
| 38 | 7654 | 55295 | -3562 | -4955 | 226 | -16296 | 2.1793 | |
| 39 | 8159 | 69126 | 4288 | 4604 | 149 | -16903 | 2.5347 | |
| 40 | 8484 | 54866 | -4573 | -7458 | 8 | -17280 | 2.2993 | |
| 41 | 8015 | 60516 | -5797 | -10007 | 453 | -16618 | 2.5113 | |

Sismo 3

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-----------|--------|
| 37 | -8049 | 60458 | -2378 | -1609 | -269 | 16672 | 2.1970 | 2.8813 |
| 38 | -8513 | 53803 | -1283 | 525 | -11 | 17329 | 2.0146 | |
| 39 | -8166 | 69472 | 8422 | 13597 | -133 | 16924 | 2.8813 | |
| 40 | -7691 | 54191 | -292 | 2979 | -207 | 16359 | 2.0800 | |
| 41 | -8969 | 53432 | 167 | 4339 | -145 | 18134 | 2.1785 | |

Sismo 4

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|------|-------|-------|-------|-----|--------|-----------|--------|
| 37 | 9080 | 54290 | 168 | 4513 | 174 | -18327 | 2.2138 | 2.8846 |
| 38 | 7723 | 54230 | -221 | 3155 | 235 | -16442 | 2.0906 | |
| 39 | 8227 | 69434 | 8416 | 13589 | 173 | -17043 | 2.8846 | |
| 40 | 8549 | 53832 | -1354 | 348 | 38 | -17413 | 2.0118 | |
| 41 | 8085 | 59554 | -2456 | -1901 | 307 | -16752 | 2.1883 | |

Sismo 5

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|-------|-------|-------|--------|------|------|-----------|--------|
| 37 | -2213 | 60673 | -9377 | -18608 | -578 | 4763 | 2.3932 | 2.3932 |
| 38 | -2980 | 56259 | -8151 | -16126 | 55 | 5827 | 2.2297 | |
| 39 | -2574 | 68791 | -524 | -5873 | -78 | 5338 | 2.1402 | |
| 40 | -2148 | 56305 | -7638 | -14856 | -186 | 4826 | 2.1457 | |
| 41 | -3150 | 57659 | -7989 | -15407 | 329 | 6214 | 2.2523 | |

Sismo 6

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|-------|-------|-------|-------|------|------|-----------|--------|
| 37 | -1969 | 57021 | 2762 | 10841 | 136 | 4240 | 1.9911 | 2.8311 |
| 38 | -2749 | 52710 | 2987 | 10907 | 86 | 5338 | 1.9269 | |
| 39 | -2350 | 69819 | 13236 | 24077 | 2 | 4872 | 2.8311 | |
| 40 | -1931 | 52860 | 3092 | 11166 | -86 | 4384 | 1.9046 | |
| 41 | -2919 | 54452 | 3146 | 11612 | -157 | 5768 | 2.0131 | |

Sismo 7

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|------|-------|-------|--------|------|-------|-----------|--------|
| 37 | 2926 | 58822 | -8614 | -16772 | -445 | -5737 | 2.3146 | 2.3146 |
| 38 | 1890 | 56387 | -7832 | -15337 | 129 | -4305 | 2.1463 | |
| 39 | 2343 | 68780 | -526 | -5876 | 14 | -4852 | 2.1218 | |
| 40 | 2724 | 56197 | -7957 | -15645 | -113 | -5306 | 2.1906 | |
| 41 | 1966 | 59496 | -8776 | -17279 | 464 | -4252 | 2.2948 | |

Sismo 8

| Nudo | FX | PY | RZ | MX | TY | MZ | Escuadría | |
|------|------|-------|-------|-------|-----|-------|-----------|--------|
| 37 | 3170 | 55171 | 3525 | 12678 | 269 | -6260 | 2.0895 | 2.8474 |
| 38 | 2121 | 52839 | 3306 | 11696 | 160 | -4794 | 1.9394 | |
| 39 | 2568 | 69807 | 13234 | 24074 | 94 | -5318 | 2.8474 | |
| 40 | 2941 | 52752 | 2773 | 10377 | -13 | -5747 | 1.9235 | |
| 41 | 2197 | 56289 | 2359 | 9739 | -21 | -4698 | 1.9486 | |

ZAPATA AISLADA

Z -8'

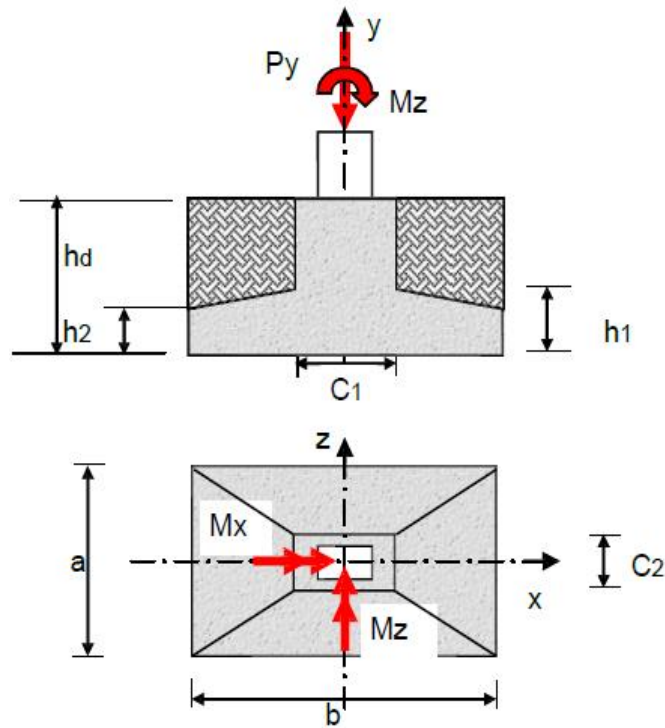


Figura 3.3-64 Fuerzas actuantes en zapatas tipo.

Acciones CM+CV+Sismo

$F_c = 1.1$

| P_y (Kg) | M_z (Kg-m) | M_x (Kg-m) |
|------------|--------------|--------------|
| 69434 | 17043 | 13589 |

Terreno:

| $f_{adm\ terr}$ | h_d | incremento | $f_{adm\ terr\ inc}$ | $P\ vol\ tierra$ |
|-----------------------|-------|------------|-----------------------|----------------------|
| (kg/cm ²) | (cm) | (%) | (kg/cm ²) | (Kg/m ³) |
| 3.5 | 150 | 0 | 3.5 | 1700 |

Dimensiones de Zapata.

| b | a | h_1 | h_2 | C_1 | C_2 |
|------|------|-------|-------|-------|-------|
| (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 270 | 270 | 35 | 30 | 60 | 60 |

Análisis de cargas

P col 69434 Kg

P dado 994 Kg

P tierra 13858 Kg

P losa 5686 Kg

P total 89972 Kg

Presiones sobre el terreno. Ecuación de la escuadría:

Excentricidades Presiones extremas

e b = 19 máxima = 2.168 Kg/cm²

e a = 15 mínima = 0.30 Kg/cm² No aplica.

Teoría del ancho equivalente

Anchos equivalentes:

b ' = 232 cms a ' = 240 cms Si aplica

Área efectiva y presión máxima

A efectiva = 7290 cm²

Presión máx = 2.17 kg/cm²

Capacidad última:

q u = 3.50 kg/cm² Ok

Esfuerzo neto = 1.78 kg/cm²

Diseño por flexión de losa.

| | | | |
|-------------------|----------------------|--------|---------|
| cm | cm | cm | α=0.401 |
| Volado Mx = 105.0 | volado Mz = 105 cm | r = 5 | |
| Franja Mx = 157.5 | franja Mz = 157.5 cm | d = 30 | |

| Posición | Mto / m | franja central | P calculado | P por norma | As nec |
|----------|---------|----------------|-------------|-------------|--------|
| Mx | 532554 | 516643 | 0.0018 | 0.0030 | 9.00 |
| Mz | 532554 | 647961 | 0.0022 | 0.0030 | 9.00 |

| Varilla # | 3 | 4 | 5 | | |
|--------------|--------------|--------------|--------------|----|-------------------------|
| | (Separación) | (Separación) | (Separación) | | |
| | 7.9 | 14.1 | 22.0 | | |
| | 7.9 | 14.1 | 22.0 | | |
| Se colocarán | No | 5 | @ | 25 | para M_x $p = 0.0026$ |
| Se colocarán | No | 5 | @ | 25 | para M_z $p = 0.0026$ |
| Superior | | 3 | @ | 30 | 0.0008 Ok |

Cortante (como viga ancha)

$$V_x = 6763 \text{ Kg/m} \quad V_{u_x} = 7439 \text{ Kg/m} \quad V_{cr_x} = 8580 \text{ Kg/m} \quad \text{Ok}$$

$$V_z = 6763 \text{ Kg/m} \quad V_{u_z} = 7439 \text{ Kg/m} \quad V_{cr_z} = 9580 \text{ Kg/m} \quad \text{Ok}$$

Cortante por penetración.

$$b_o = 360 \text{ cm} \quad J_{cx} = 14985000 \text{ cm}^4 \quad \gamma = 1.00$$

$$A_{cr} = 10800 \text{ cm}^2 \quad J_{cz} = 14985000 \text{ cm}^4 \quad F_R = 0.7$$

$$V_u = 77470 \text{ Kg} \quad v_{u_x} = 8.97 \text{ Kg/cm}^2 \quad V_{cr} = 9.90 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

$$v_{u_z} = 9.43 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Diagrama de armado Z -8'.

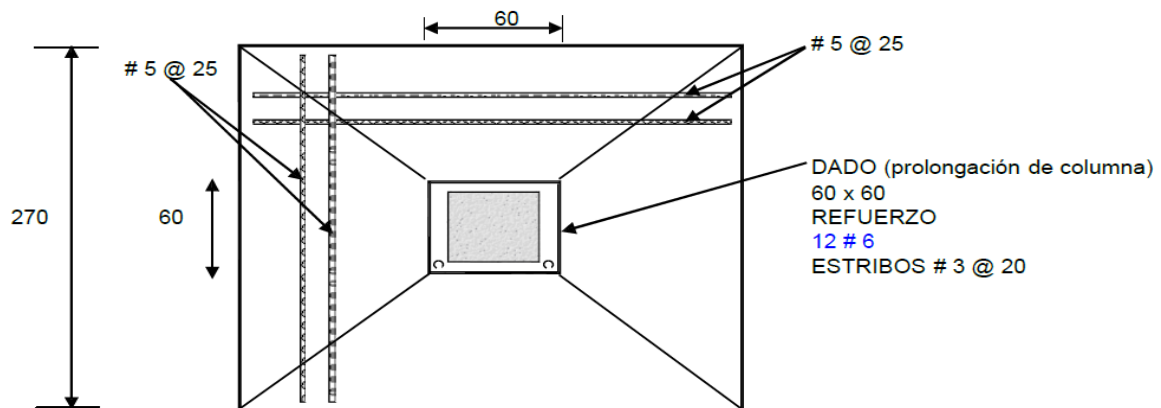


Figura 3.3-65 Planta armado de zapatas.

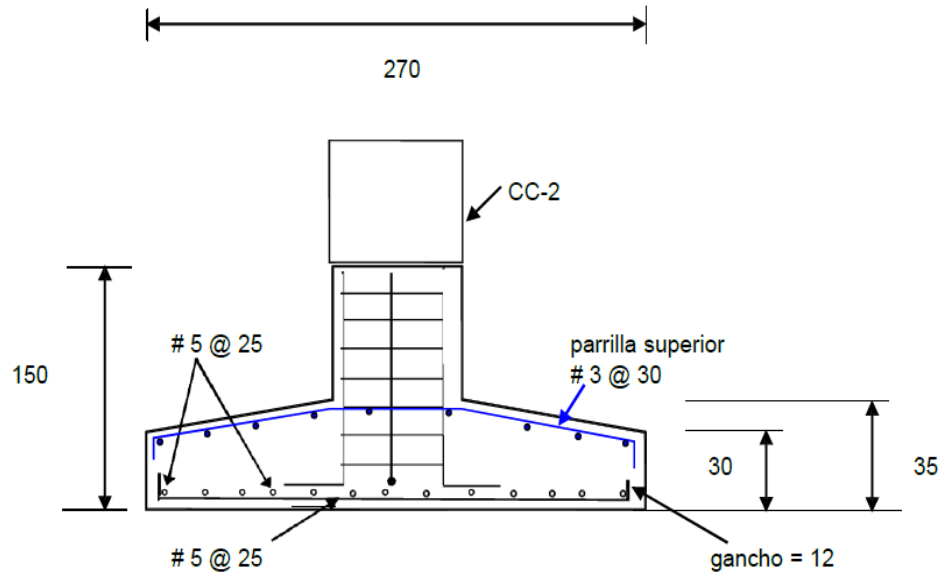
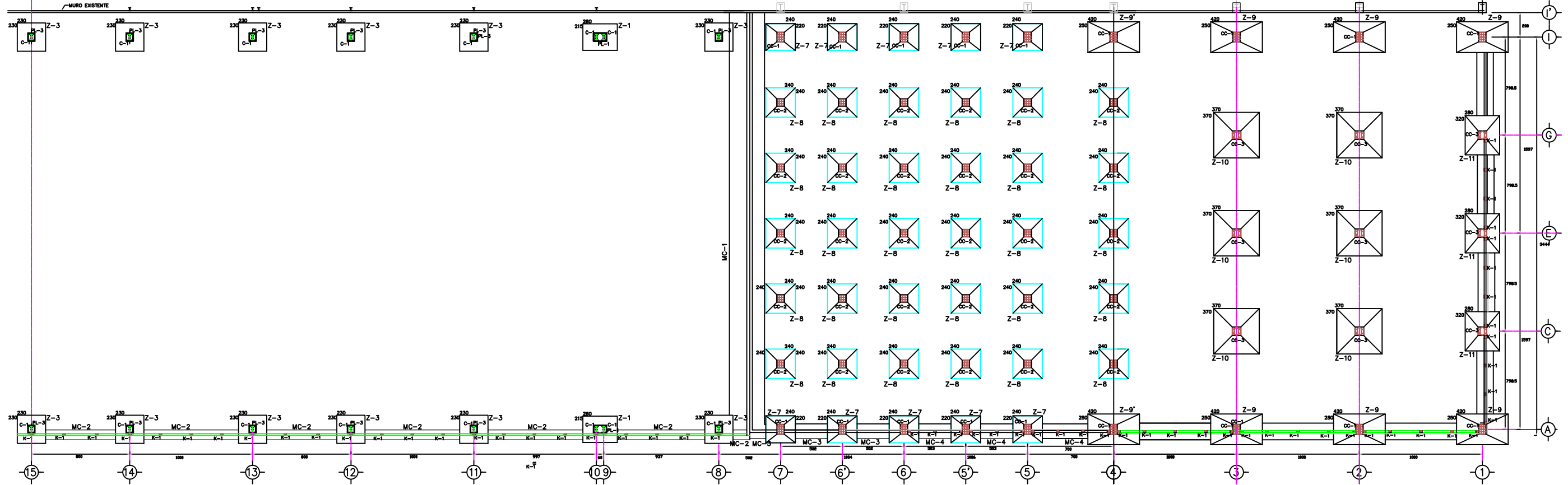
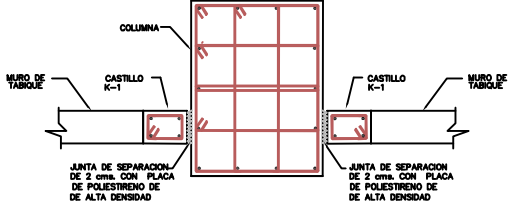


Figura 3.3-65' Corte armado de zapatas.

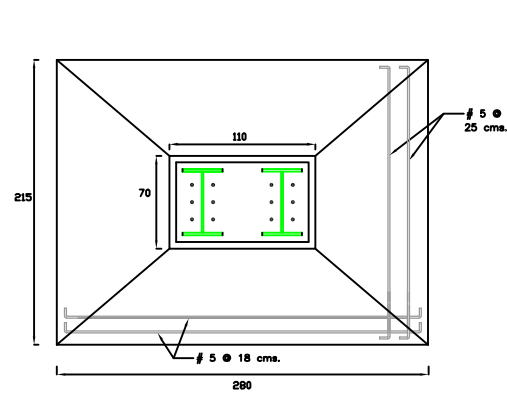


PLANTA DE CIMENTACION

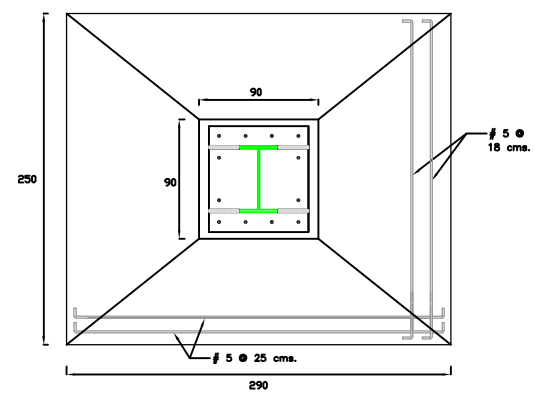


DETALLE DE JUNTA CONSTRUCTIVA

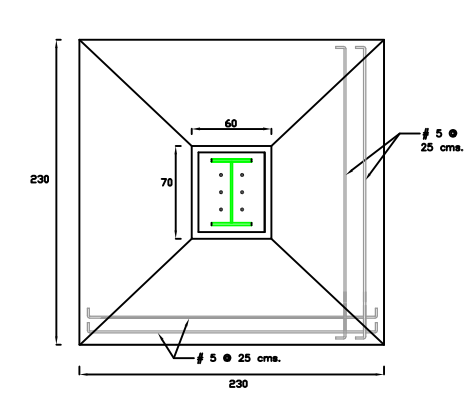
| | | |
|--|--|--|
| IDDIMSA <small>INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL MEXICANA DE CV</small> | | |
| <small>PROYECTISTA</small> Roman Zahuanitla Rojas | | |
| <small>SUPERVISOR</small> Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| <small>CLIENTE</small> NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| <small>PROYECTO</small> AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| <small>DIRECCION</small> STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| <small>CONTENIDO DE LA OBRA</small> PLANTA DE CIMENTACION | | |
| <small>PREDESIGN</small> cotas en metros | <small>PLANO NUM.</small> EST1 | |
| <small>ESCALA</small> SIN | | |
| <small>PLANO ACTUALIZADO AL</small> MARZO.09 | | |



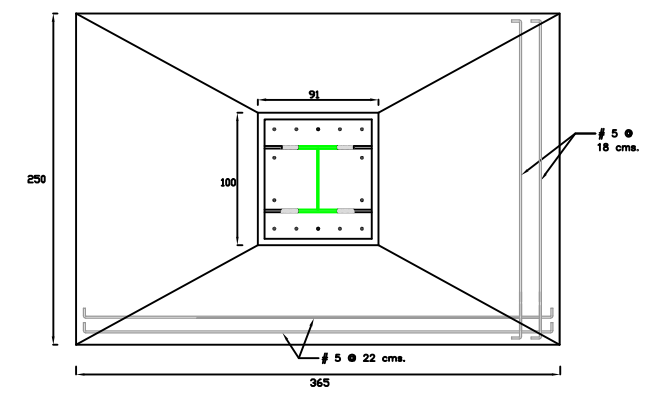
PLANTA



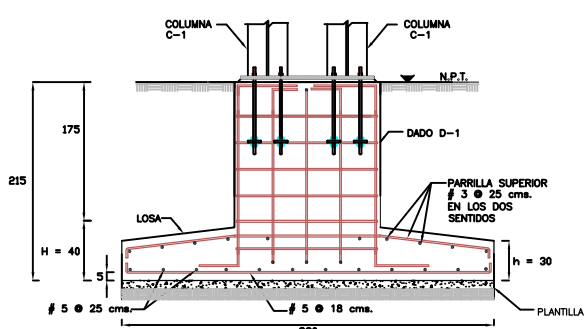
PLANTA



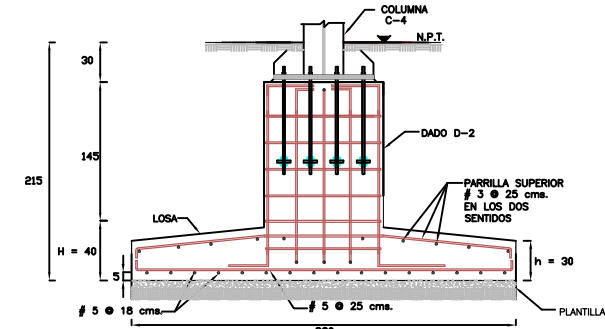
PLANTA



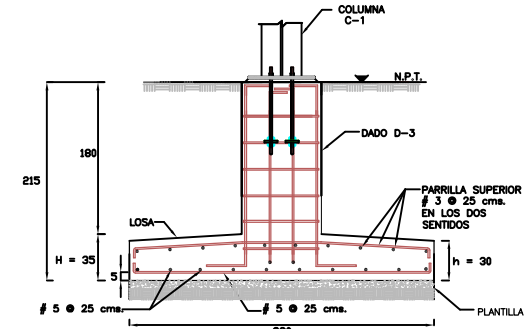
PLANTA



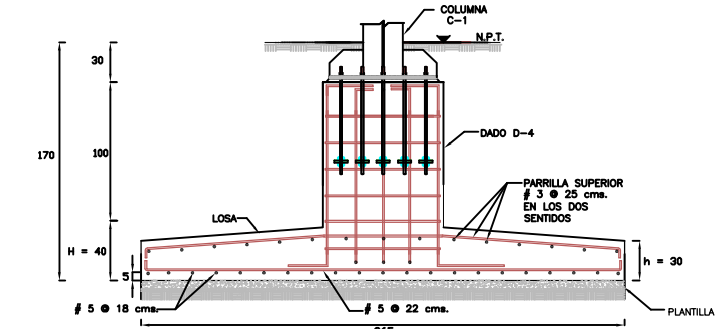
CORTE
ZAPATA Z-1



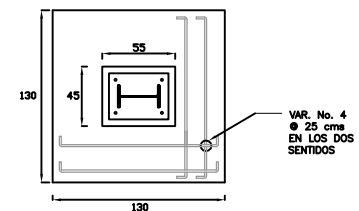
CORTE
ZAPATA Z-2



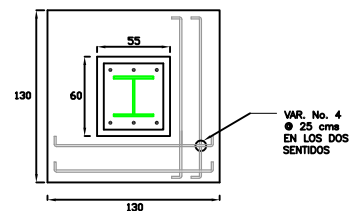
CORTE
ZAPATA Z-3



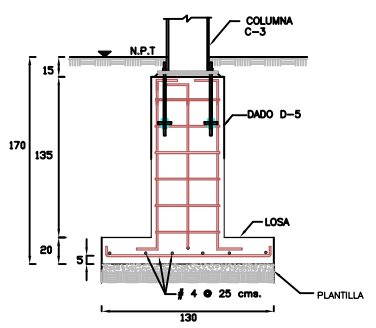
CORTE
ZAPATA Z-4



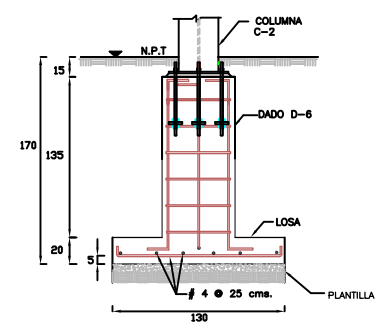
PLANTA



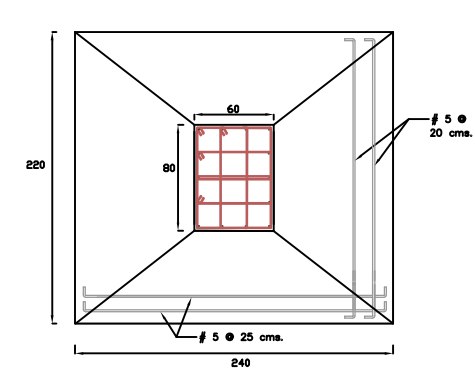
PLANTA



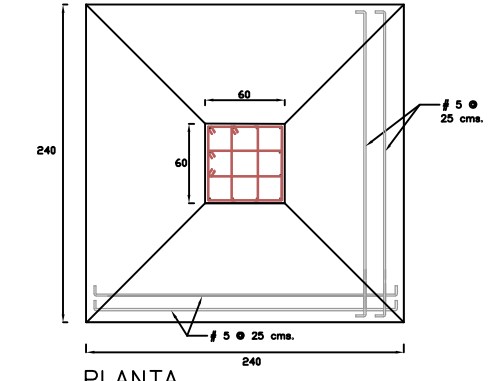
CORTE
ZAPATA Z-5



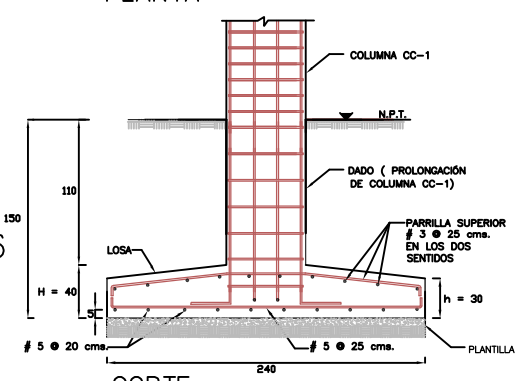
CORTE
ZAPATA Z-6



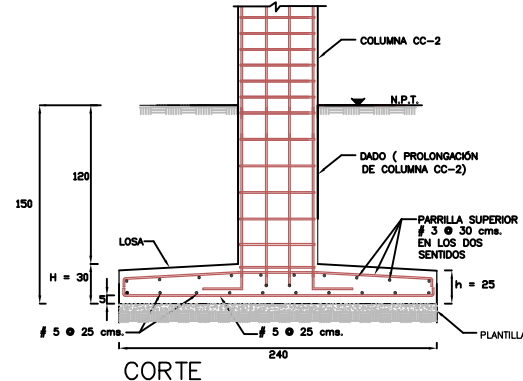
PLANTA



PLANTA

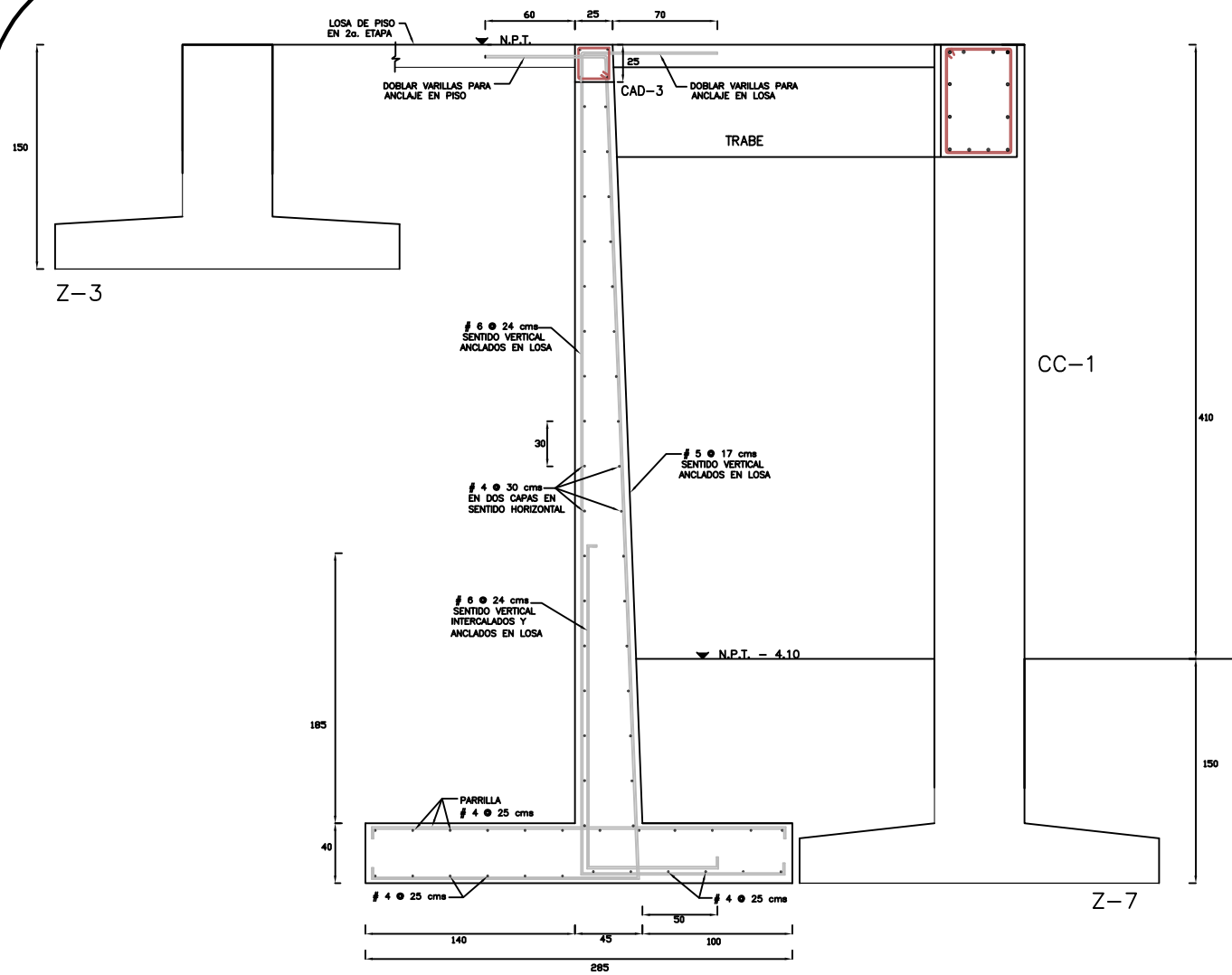


CORTE
ZAPATA Z-7

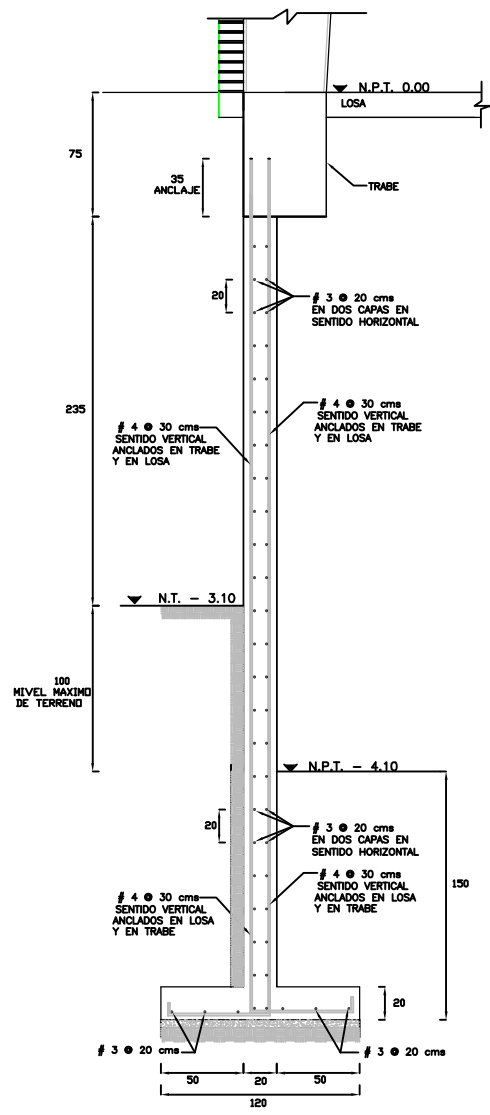


CORTE
ZAPATA Z-8

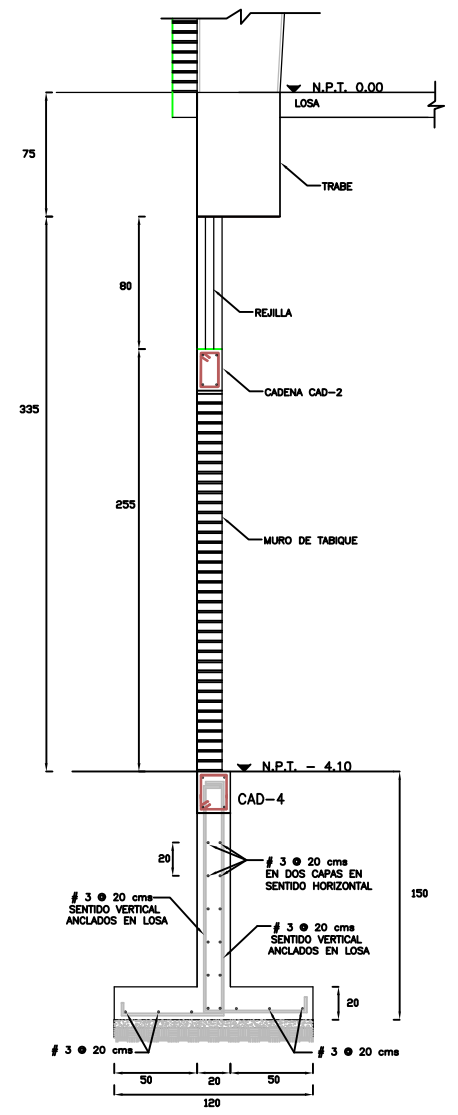
| | | |
|--|--|--------------------------------------|
| IDDIMSA <small>INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL, MEMORIA DE C.C.</small> | | |
| <small>PROYECTO:</small> Roman Zahuatlilla Rojas. | | |
| <small>SUPERVISOR:</small> Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| <small>CLIENTE:</small> NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| <small>DIRECCION:</small> STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| <small>CONTENIDO DE LA PLANTA:</small> ZAPATAS DE LA CIMENTACION | | |
| <small>PREZADOS:</small> cotas en metros | <small>PLANO NÚM.</small> EST2 | <small>ESCALA:</small> SIN |
| <small>PLANO ACTUALIZADO AL:</small> MARZO.09 | | |



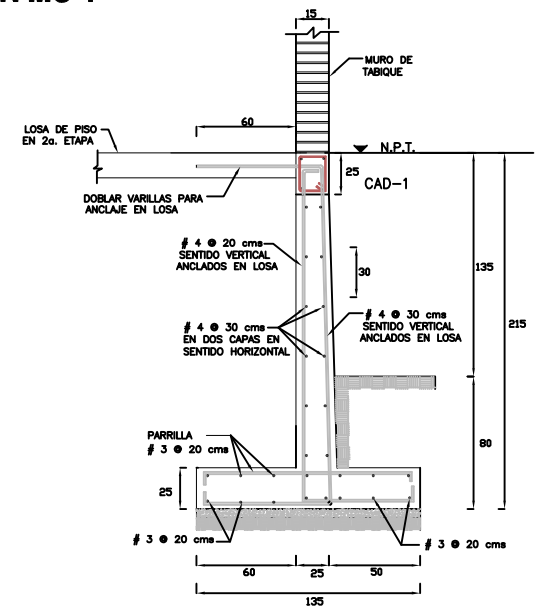
MURO DE CONTENCION MC-1
ESC. 1 : 20



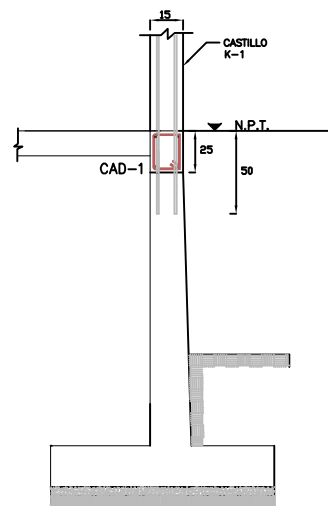
MURO DE CONTENCION MC-3
ESC. 1 : 20



MURO DE CONTENCION MC-4
ESC. 1 : 20



MURO DE CONTENCION MC-2
ESC. 1 : 20

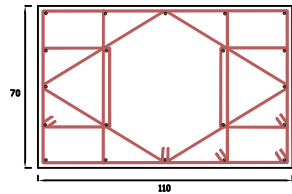


DETALLE DE ANCLAJE DE CASTILLOS
ESC. 1 : 20

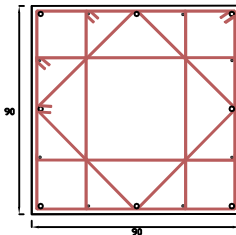
FILE DWG: 19
DISCOR: 20

| | | |
|---|------------|-------------|
| IDDIMSA INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL, MENDOCIA, DE C.A. | | |
| PROYECTO: Roman Zahuanitla Rojas | | |
| SUPERVISOR: Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| CLIENTE: NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTO: AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| DIRECCION: STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| CONTENIDO DE LA OBRA: MUROS DE CONTENCION Y DETALLES DE CASTILLOS | | |
| PRECIOS: cotas en metros | PLANO NÚM: | EST3 |
| ESCALA: SIN | | |
| PLANO ACTUALIZADO AL: MARZO.09 | | |

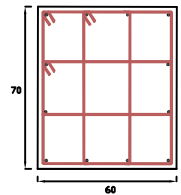
DIAGRAMAS DE DAODS



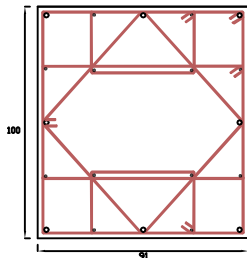
DADO D-1
SECCION : 70 x 110 cms.
REFUERZO : 20 # 6
ESTRIBOS : QUINTUPLES No. 3,
20 cms.



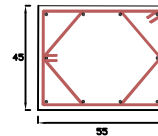
DADO D-2
SECCION : 90 x 90 cms.
REFUERZO : 8 # 8 +
8 # 8 +
8 # 8
ESTRIBOS : CUADRUPLES No. 3,
20 cms.



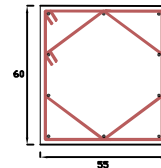
DADO D-3
SECCION : 60 x 70 cms.
REFUERZO : 12 # 6
ESTRIBOS : TRIPLES No. 3,
20 cms.



DADO D-4
SECCION : 91 x 100 cms.
REFUERZO : 8 # 8 +
12 # 6
ESTRIBOS : QUINTUPLES No. 3,
20 cms.

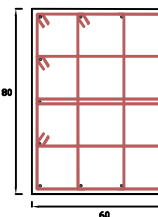


DADO D-5
SECCION : 45 x 55 cms.
REFUERZO : 10 # 5
ESTRIBOS : DOBLES No. 3,
20 cms.

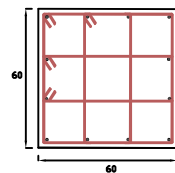


DADO D-6
SECCION : 55 x 60 cms.
REFUERZO : 10 # 6
ESTRIBOS : DOBLES No. 3,
20 cms.

DIAGRAMAS DE COLUMNAS



COLUMNA CC-1
SECCION : 60 x 60 cms.
REFUERZO : 14 # 6
ESTRIBOS : CUADRUPLES No. 3,
7 # 12 cms. EN
EXTREMOS, LOS
DEMAS 20 cms



COLUMNA CC-2
SECCION : 60 x 60 cms.
REFUERZO : 12 # 6
ESTRIBOS : TRIPLES No. 3,
7 # 12 cms. EN
EXTREMOS, LOS
DEMAS 25 cms

DIAGRAMAS DE CADENAS Y CASTILLOS



CADENA CAD-1
SECCION : 15 x 25 cms.
REFUERZO : 4 # 4
ESTRIBOS : No. 2, 20 cms.



**CADENA DE
REMATE CAD-2**
SECCION : 15 x 25 cms.
REFUERZO : 4 # 4
ESTRIBOS : No. 2, 20 cms.



CADENA CAD-3
SECCION : 15 x 25 cms.
REFUERZO : 4 # 4
ESTRIBOS : No. 2, 20 cms.



CADENA CAD-4
SECCION : 20 x 25 cms.
REFUERZO : 4 # 4
ESTRIBOS : No. 2, 20 cms.



CASTILLO K-1
SECCION : 15 x 20 cms.
REFUERZO : 4 # 3
ESTRIBOS : No. 2 15 cms.

ESPECIFICACIONES GENERALES DE PROYECTO Y CONSTRUCCION

A.- GENERALES.

LAS ESPECIFICACIONES RELATIVAS A LA FABRICACION Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DEBERAN SER DEFINIDAS POR EL CONTRATISTA DE LA OBRA, CONFORME A LOS PLANOS DE INGENIERIA Y DE TALLER, PARA SU APROBACION.

EL FABRICANTE DEBERA REALIZAR EL CONTROL Y VERIFICACION DE CALIDAD DE LOS MATERIALES UTILIZADOS, CONFORME A ESTAS ESPECIFICACIONES.

CUALQUIER CARGA DE CONSTRUCCION SIGNIFICATIVA DEBERA SER REGISTRADA EN LA BITACORA DE OBRA.

CUALQUIER CAMBIO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL DEBERA SER AUTORIZADO POR ESCRITO POR EL CALCULISTA RESPONSABLE.

TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN ACOTADAS.- SERA RIESGO UNICO DEL DIRECTOR DE OBRA TOMAR CUALQUIER OTRA MEDIDA A ESCALA DIRECTA, POR LO QUE DEBERAN VERIFICARSE TODAS LAS MEDIDAS EN EL LUGAR DE LA OBRA.

B.- PLANOS DE INGENIERIA Y DE TALLER.

PLANOS DE INGENIERIA:

EL CONJUNTO DE LOS ONCE PLANOS PRESENTES CONTIENEN EL DISEÑO COMPLETO CON MEDIDAS, SECCIONES Y LOCALIZACION RELATIVA DE LOS DIVERSOS MIEMBROS DE LAS ESTRUCTURAS, ASI COMO LAS ESPECIFICACIONES RELATIVAS A LAS SOLDADURAS.

SE ACOTAN CENTROS DE COLUMNAS Y PROYECCIONES, POR LO QUE NO SE DEBERAN DETERMINAR MEDIDAS POR MEDIO DE UNA ESCALA.

PLANOS DE TALLER:

ANTES DE INICIAR LA FABRICACION DE LAS ESTRUCTURAS DEBERAN ELABORARSE LOS PLANOS DE TALLER RESPECTIVOS POR EL CONTRATISTA DE LA FABRICACION, EN LOS QUE SE INCLUYAN : LA LOCALIZACION, TIPO, TAMAÑO, SECUENCIA Y TECNICA DE APLICACION DE SOLDADURAS EN GENERAL, ASI COMO EL MONTAJE CORRESPONDIENTE.

SIMBOLOS NORMALIZADOS:

LOS SIMBOLOS DE SOLDADURA UTILIZADOS EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LOS PLANOS DE TALLER, CORRESPONDEN A LOS ESTIPULADOS POR LA SOCIEDAD AMERICANA DE LA SOLDADURA (AWS).

TIPO DE CONSTRUCCION:

CLASIFICACION.- LA ESTRUCTURA SE CLASIFICA DEL GRUPO B DE ACUERDO CON LOS CODIGO EMPLEADOS.

CARGAS:

CARGAS PERMANENTES: CORRESPONDEN AL PESO DE LAMINA DE LA CUBIERTA, PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA METALICA DE SOPORTE, PESO DE LUMINARIAS Y MISCELANEOS

CARGAS VARIABLES: CORRESPONDEN A LAS CARGA ESTABLECIDAS PARA CUBIERTAS Y AZOTESAS CON PENDIENTE MAYOR DE 5 %

CARGAS VARIABLES: PARA LOSAS DE SOTANO SE CONSIDERO UNA CARGA DE 700 K/m2

CARGAS ACCIDENTALES: CORRESPONDEN A LA ACCION DE VIENTO, GRANIZO Y SISMO.

C.- ACERO ESTRUCTURAL.

- 1.- PLACAS Y VIGAS IR : ASTM A-36,
- 2.- ANCLAS Y CONTRAVIENTOS : ASTM A-36, (REDONDO LISO).
- 3.- SECCION LARGUERO ZE : ACERO ASTM A-441, $f_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$, o EQUIVALENTE
- 4.- PTR o EQUIVALENTE, ACERO ASTM A-500 GRADO B, $f_y=3235 \text{ Kg/cm}^2$.
- 5.- TORNILLOS Y TUERCAS : ACERO ASTM A-325.
- 6.- SOLDADURA.- ELECTRODOS E60-XX. DEBERAN CUMPLIR CON LA NORMA NMX H-86.

EL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA DEBERA CUMPLIR CON LAS DISPOSICIONES DEL CODIGO DE SOLDADURA ESTRUCTURAL DE LA AWS D.1.1, EXCEPTO LAS SECCIONES 2.3, 2.4, 2.5, 8.13.12 Y SECCION 9.

D.- CAPACIDAD RESISTENTE DEL TERRENO.

LA CIMENTACION SE DISEÑO CON UNA CAPACIDAD RESISTENTE DEL TERRENO DE 3.50 Kg/cm^2 . A UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE 2.30 M., SEGUN ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO POR LA EMPRESA " COBLAMTSA DE C.V. ".

ESPECIFICACIONES GENERALES DE PROYECTO Y CONSTRUCCION

E.-MATERIALES BASICOS.

CEMENTO: DEBERA SER TIPO PORTLAND NORMAL O PUZOLANA QUE CUMPLA CON LA NORMA NMX C-1 O C-2.

AGREGADOS: DEBERAN CUMPLIR CON LA NORMA NMX C-111

SE RECOMIENDA UTILIZAR LOS SIGUIENTES TAMAÑOS MAXIMOS DE AGREGADOS:

- | | |
|--------------------------------------|--------|
| 1.- EN ZAPATAS | 20 mm. |
| 2.- EN MUROS DE CONTENCION | 20 mm. |
| 3.- EN DADOS Y COLUMNAS | 20 mm. |
| 4.- EN CADENAS DE DESPLANTE | 20 mm. |
| 5.- EN CASTILLOS Y CADENAS DE REMATE | 20 mm. |
| 6.- EN LOSAS Y TRABES | 20 mm. |

AGUA: DEBERA CUMPLIR CON LA NORMA NMX C-122.

ACERO: TODO EL ACERO DE REFUERZO SERA DE GRADO DURO CON UN $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$. EXCEPTO EL No. 2 QUE SERA DE GRADO ESTRUCTURAL, CON UN $F_y=2500 \text{ Kg/cm}^2$, CUMPLIENDO CON LAS NORMAS NMX B-6 Y A-6

ADITIVOS. NO SE DEBERAN USAR ADITIVOS ACELERANTES QUE CONTENGAN CLORURO DE CALCIO.

F.- RECUBRIMIENTOS.

RECUBRIMIENTOS LIBRES MINIMOS:

- | | |
|--------------------------------------|-----------|
| 1.- EN ZAPATAS Y MUROS DE CONTENCION | 5 cm. |
| 2.- EN DADOS Y COLUMNAS | 4 cm. |
| 3.- EN CADENAS DE DESPLANTE | 2 cm. |
| 4.- EN CASTILLOS Y CADENA DE REMATE | 2 cm. |
| 5.- EN LOSAS | 3 cm. |
| 6.- EN TRABES | 3 Y 5 cm. |

G.- CONCRETO.

DOSIFICACION: DEBERA DOSIFICARSE DE MANERA QUE PROPORCIONE UNA RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS , IGUAL A :

- | | |
|---|----------------------------|
| 1.- EN PLANTILLAS | $f'c = 100 \text{ K/cm}^2$ |
| 2.- EN ZAPATAS Y MUROS DE CONTENCION | $f'c = 250 \text{ K/cm}^2$ |
| 3.- EN DADOS Y COLUMNAS | $f'c = 250 \text{ K/cm}^2$ |
| 4.- EN CADENAS DE DESPLANTE, LOSAS Y TRABES | $f'c = 250 \text{ K/cm}^2$ |
| 5.- EN CASTILLOS Y CADENAS DE REMATE | $f'c = 200 \text{ K/cm}^2$ |

SE DEBERA MINIMIZAR LA FRECUENCIA DE RESISTENCIAS INFERIORES A LAS ESPECIFICADAS, COMO SE PRESCRIBE EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

LA EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEBERA BASARSE EN CILINDROS QUE CUMPLAN CON LA NORMA NMX C-83 A LA EDAD DE 28 DIAS.

COLOCACION: TODO EQUIPO DE MEZCLADO Y TRANSPORTE DEL CONCRETO DEBERA ESTAR LIMPIO, TODO LUGAR DE VACIADO DEL CONCRETO DEBERA ESTAR EXENTO DE ESCOMBR O MATERIAL EXTRAÑO.

LAS CIMBRAS DEBERAN ESTAR ADECUADAMENTE ENGRASADAS PREVIO AL COLADO.

MEZCLADO: TODO CONCRETO DEBERA MEZCLARSE HASTA LOGRAR UNA DISTRIBUCION UNIFORME DE LOS MATERIALES, VERIFICANDO EL PESO VOLUMETRICO DEL CONCRETO FRESCO, ALEATORIAMENTE.

DEBERA LLEVARSE UN REGISTRO DETALLADO PARA IDENTIFICAR EL NUMERO DE MEZCLAS PRODUCIDAS, SU UBICACION APROXIMADA EN LA POSICION FINAL DE LA ESTRUCTURA, LA HORA Y FECHA DEL COLADO.

TRANSPORTE Y CONSOLIDACION:

EL CONCRETO DEBERA TRANSPORTARSE AL SITIO FINAL EVITANDO LA SEGREGACION O PERDIDA DE MATERIALES.

EL CONCRETO DEBERA DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION EVITANDO EL FRAGUADO PARCIAL Y CONTAMINACION CON MATERIALES EXTRAÑOS.

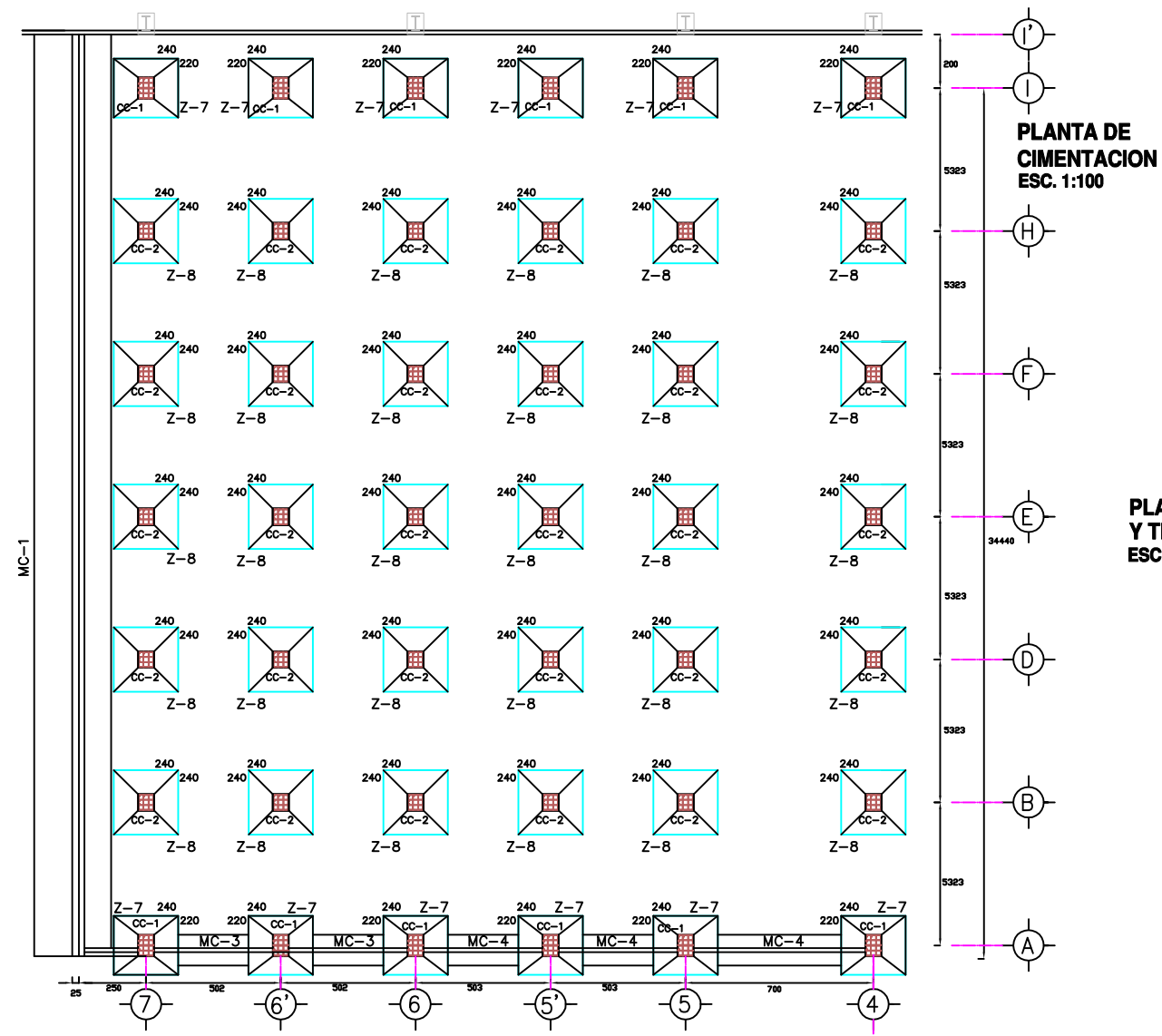
DEBERA COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE MEDIANTE VIBRADO MECANICO, ESPECIALMENTE EN LUGARES DE ARMADOS DENSOS Y ESQUINAS DE CIMBRAS.

CURADO: TODO EL CONCRETO DEBERA GARANTIZARSE CON UNA HUMEDAD POR ARRIBA DEL 90 % Y TEMPERATURA POR ARRIBA DE 10 GRADOS; CONSTANTES DURANTE LOS PRIMEROS SIETE DIAS POSTERIORES AL COLADO.

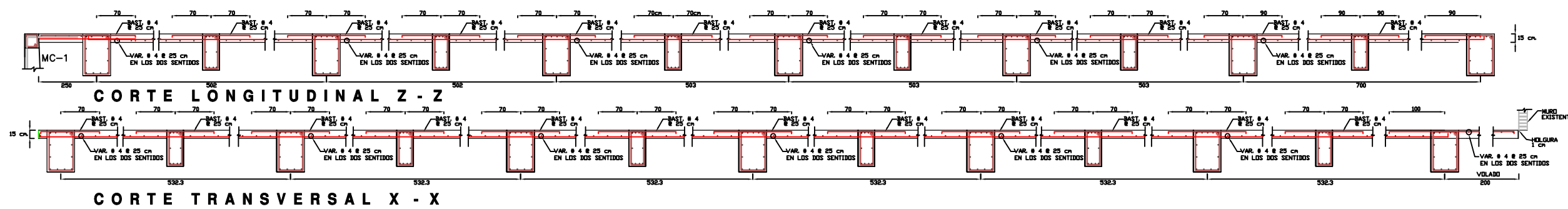
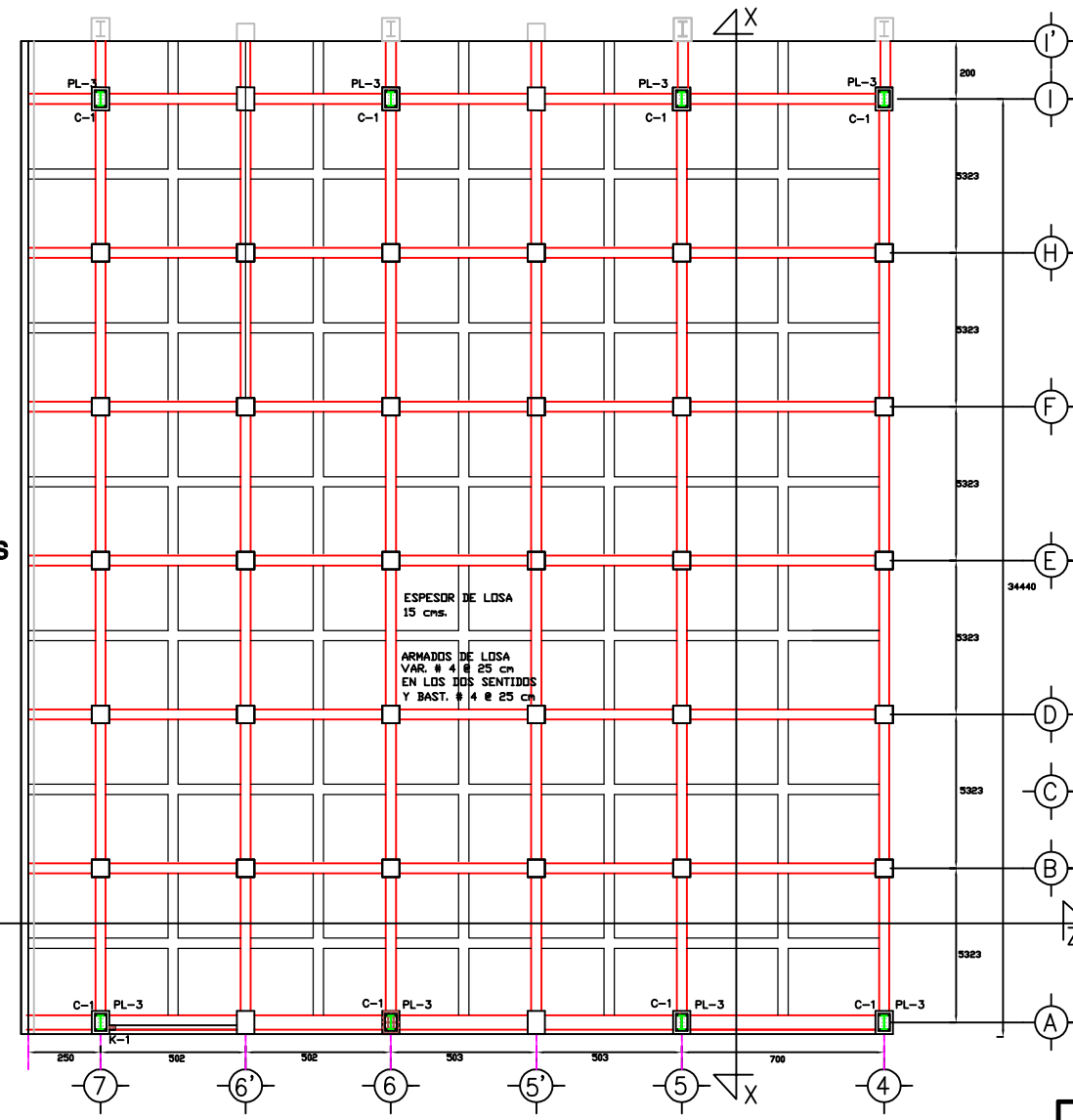
H.- GROUT.

EL GROUT PARA NIVELAR LAS PLACAS BASE DE LAS COLUMNAS SERA UN MORTERO EXPANSIVO NO METALICO SIKA GROUT O SIMILAR.

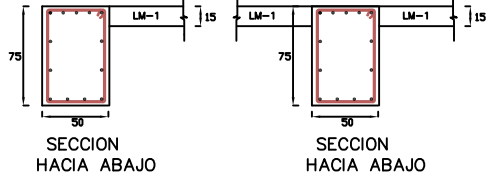
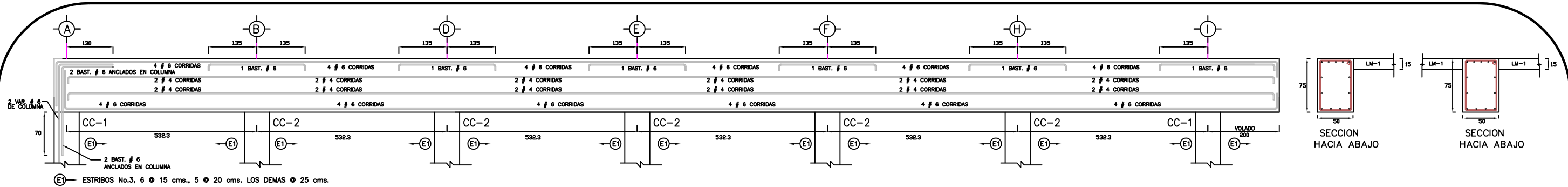
| | | |
|--|------------|--------------|
| IDDIMSA INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL, S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTO: Roman Zahuanitla Rojas. | | |
| RESPONSABLE: Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| DISEÑO: Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| CLIENTE: NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTO: AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| DIRECCION: STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| CONTENIDO DE LA OBRA: DIAGRAMAS DE DADOS, COLUMNAS Y CADENAS Y CASTILLOS | | |
| PRESENTE: cotas en metros | PLANO NAVE | EST 4 |
| ESCALA: SIN | | |
| PLANO ACTUALIZADO AL: MARZO.09 | | |



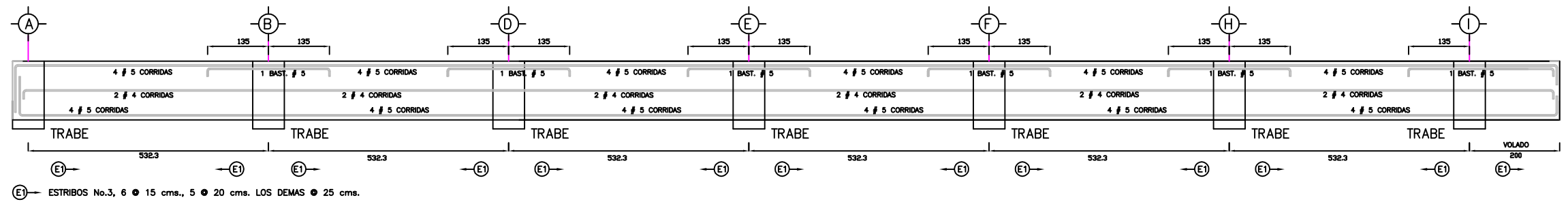
**PLANTA DE LOSAS Y TRABES
ESC. 1:100**



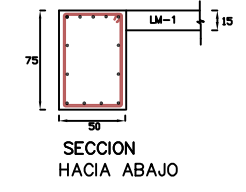
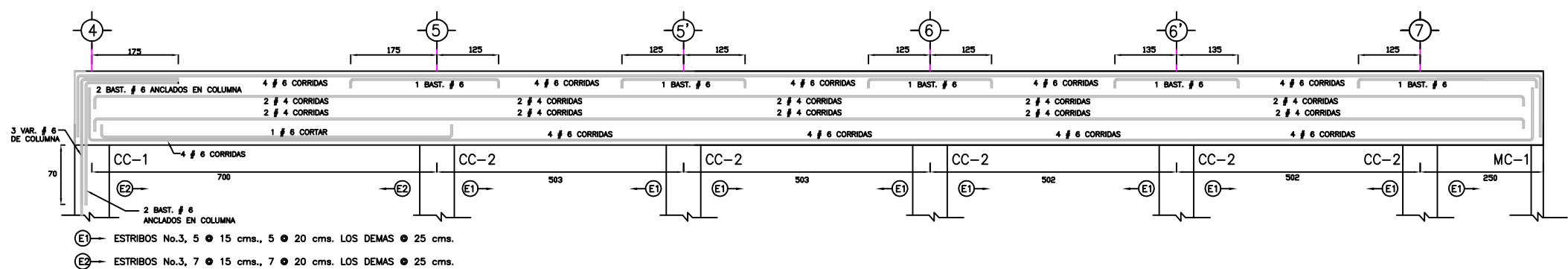
| | | |
|---|--|---|
| IDDIMSA <small>INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL MEXICANA DE C.V.</small> | | |
| <small>PROYECTO:</small> Roman Zahuanitla Rojas. | | |
| <small>RESPONSABLE:</small> Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| <small>CLIENTE:</small> NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| <small>DIRECCION:</small> STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| <small>CONTENIDO DE LA OBRA:</small> PLANTA DE CIMENTACION Y PLANTA DE LOSAS Y TRABES | | |
| <small>PRECIOS:</small> cotas en metros | <small>PLANO NÚM.</small> EST5 | <small>PLANO ACTUALIZADO AL:</small> MARZO.09 |
| <small>ESCALA:</small> SIN | | |



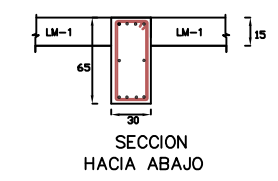
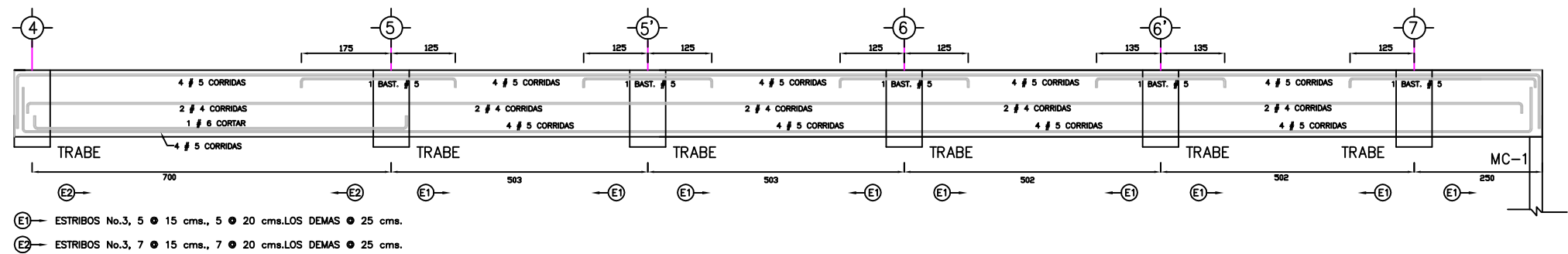
TRABES PRINCIPALES EJES 4, 5, 5', 6, 6' Y 7 REC = 3 cms.



TRABES SECUNDARIAS ENTRE LOS EJES 4, 5, 5', 6, 6' Y 7 REC = 3 cms.



TRABES PRINCIPALES EJES A, B, D, E, F, H E I REC = 5 cms.

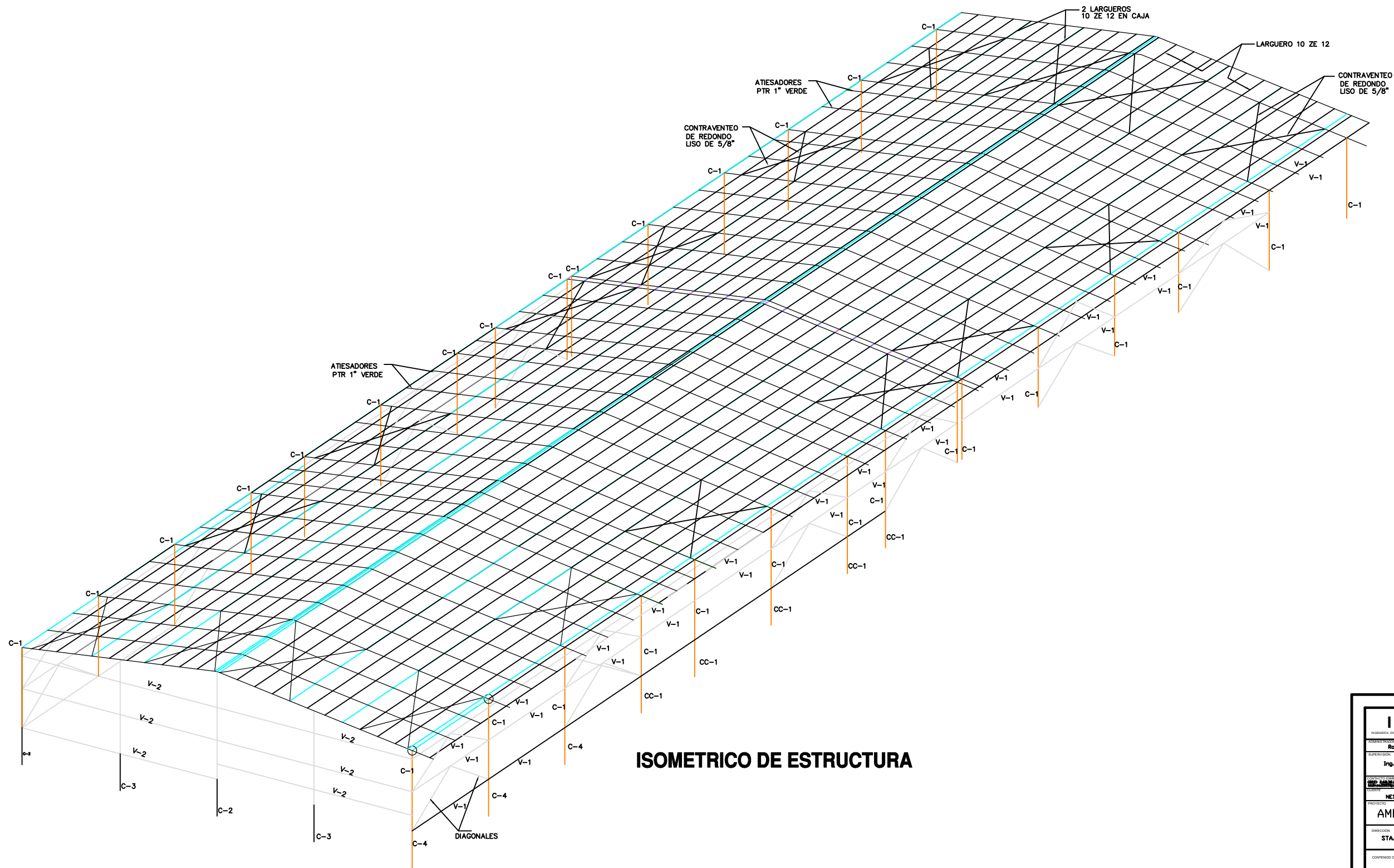


TRABES SECUNDARIAS ENTRE LOS EJES A, B, D, E, F, H E I REC = 5 cms.

| TABLA DE VARILLAS | | | | | | | | | | |
|-------------------|------|-------|-------|-------|------|------|-------|------|------|--------|
| DIAMETRO | (") | 1/4" | 5/16" | 3/8" | 1/2" | 5/8" | 3/4" | 7/8" | 1" | 1 1/2" |
| | (cm) | 0.635 | 0.794 | 0.952 | 1.27 | 1.58 | 1.905 | 2.22 | 2.54 | 3.81 |
| NUMERO | | 2 | 2.5 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 12 |
| AREA (cm2) | | 0.32 | 0.49 | 0.71 | 1.27 | 1.98 | 2.85 | 3.88 | 5.07 | 11.4 |
| TRASLAPE | | 30 | 40 | 45 | 60 | 74 | 95 | 130 | 160 | 244 |
| ANCLAJE "A" Y "B" | | 30 | 30 | 34 | 45 | 56 | 71 | 97 | 126 | 284 |

FILE DWG: 19
REVISOR: 20

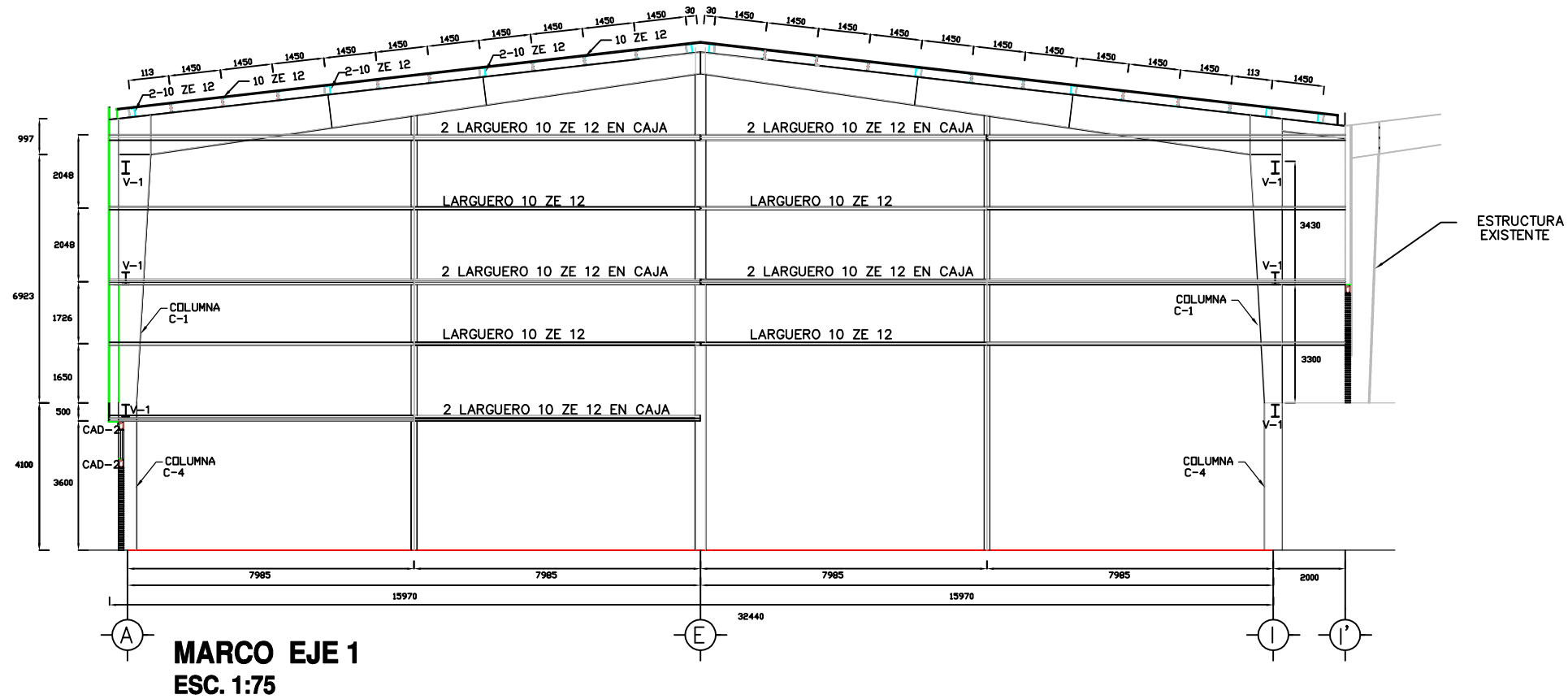
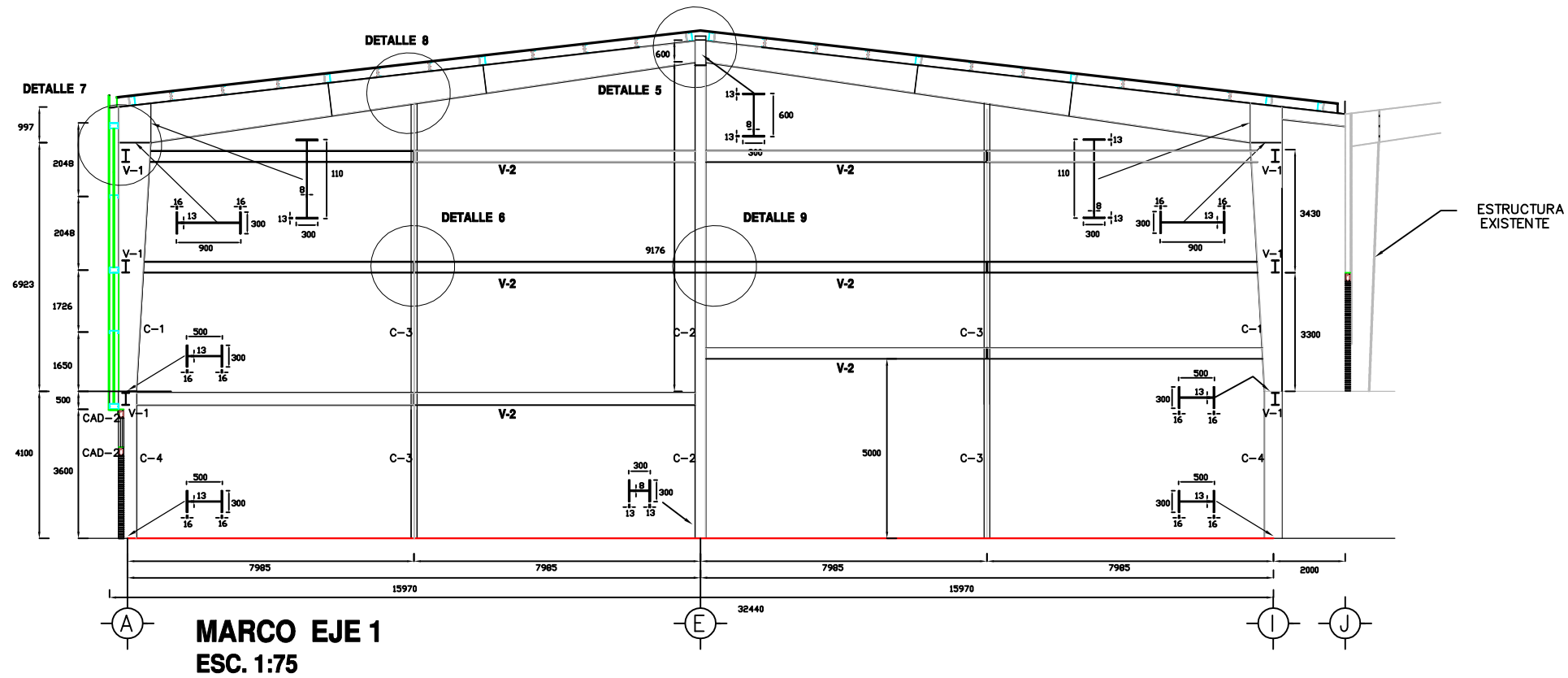
| | | |
|---|--------------------------------|-------------|
| IDDIMSA INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL MEXICANA DE C.V. | | |
| PROYECTO: Roman Zahuanitla Rojas | | |
| RESPONSABLE: Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| CLIENTE: NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTO: AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| DIRECCION: STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| CONTENIDO DE LA OBRA: TRABES PRINCIPALES Y TRABES SECUNDARIAS | | |
| PRELIMINAR: cotas en metros | PLANO NÚM: | EST6 |
| ESCALA: SIN | PLANO ACTUALIZADO AL: MARZO.09 | |



ISOMETRICO DE ESTRUCTURA

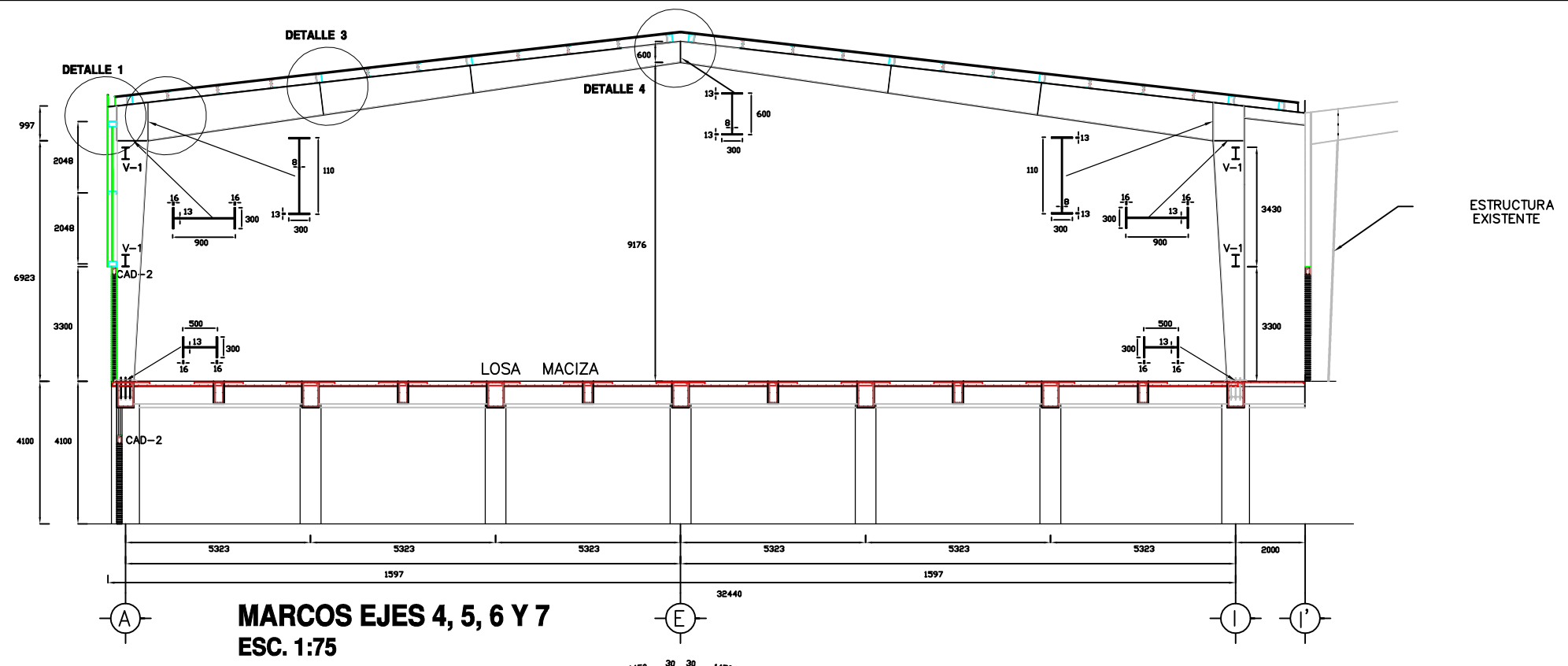
FILE DWG: 19
DISCO: 20

| | | |
|---|---------------------------|---|
| IDDIMSA <small>INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL, S.A. DE C.V.</small> | |  |
| PROYECTISTA: Roman Zahuanitla Rojas | | |
| SUPERVISOR: Ing. Victor Cruz Hernandez | |  |
| CLIENTE: NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTO: AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| DIRECCION: STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| CONTENIDO DE LA HOJA: ISOMETRICO DE ESTRUCTURA | | |
| UNIDADES: cotas en metros | PLANO NUM: EST7 | |
| ESCALA: SIN | | |
| PLANO ACTUALIZADO AL: MARZO.09 | | |

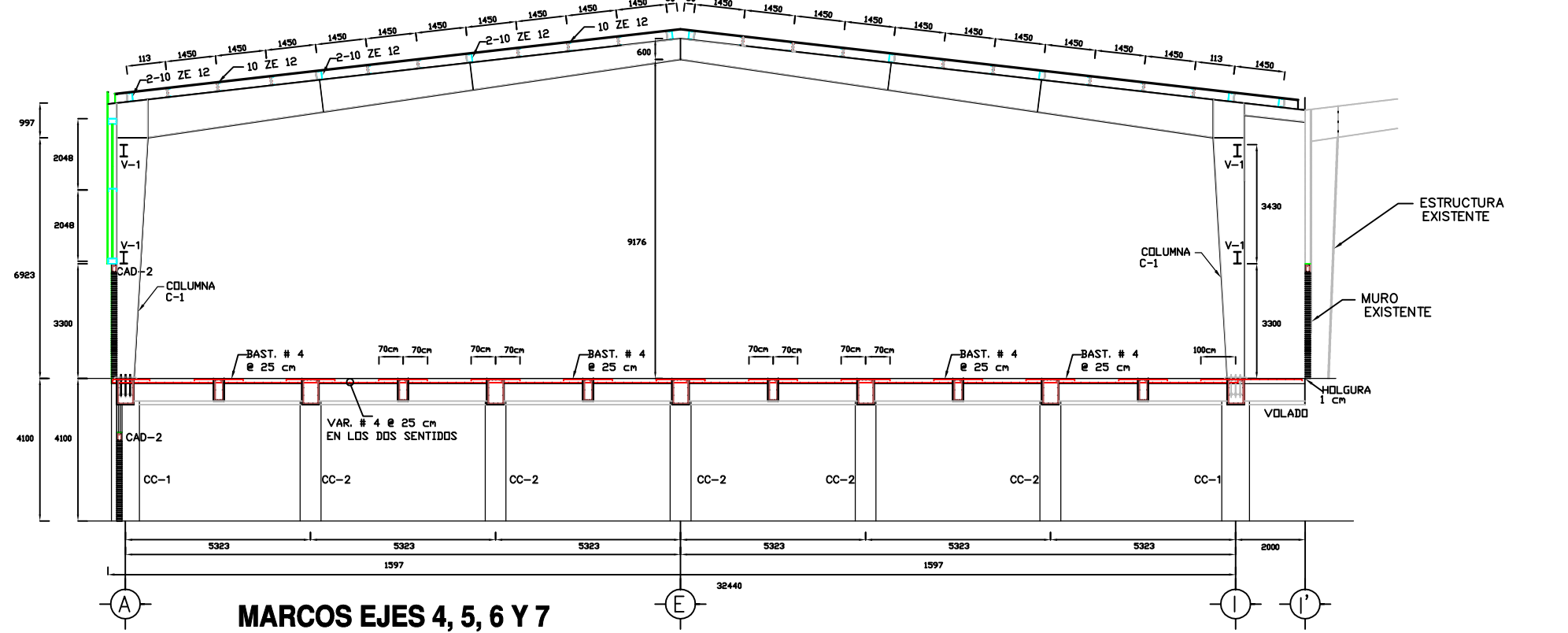


FILE DWG: 19
DISCO: 20

| | | |
|--|------------|-------------|
| IDDIMSA INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL, S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTISTA: Roman Zahuanitla Rojas. | | |
| SUPERVISOR: Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| CLIENTE: NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTO: AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| DIRECCION: STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| CONTENIDO DE LA HOJA: MARCO EJE 1 | | |
| UNIDADES: cotas en metros | PLANO NÚM. | EST8 |
| ESCALA: SIN | | |
| PLANO ACTUALIZADO AL: MARZO.09 | | |

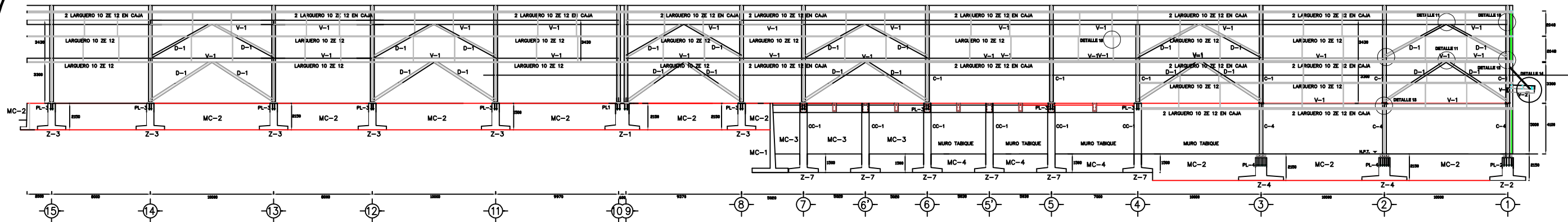


MARCOS EJES 4, 5, 6 Y 7
ESC. 1:75

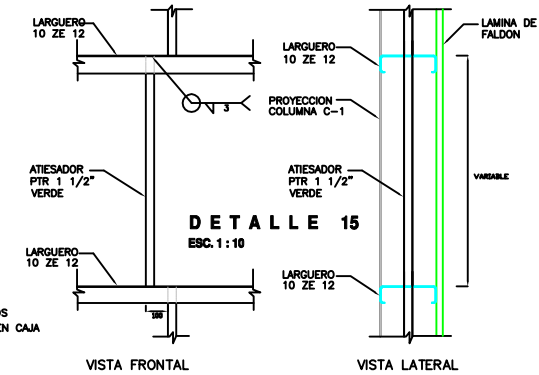
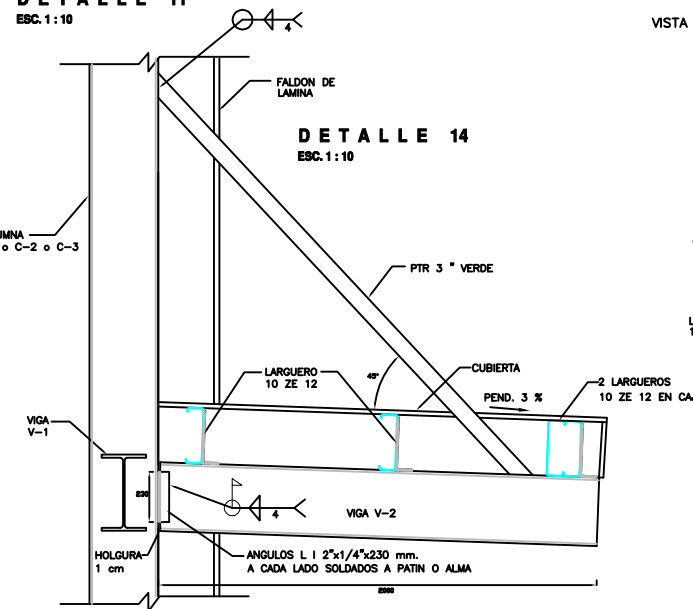
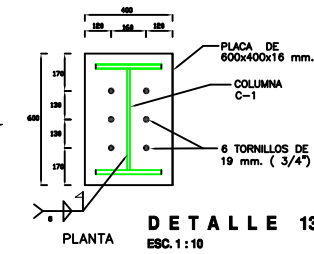
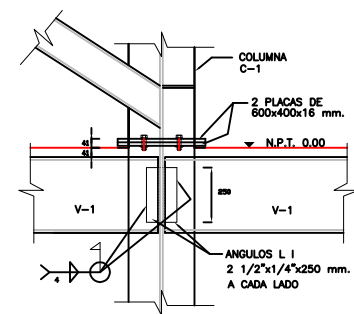
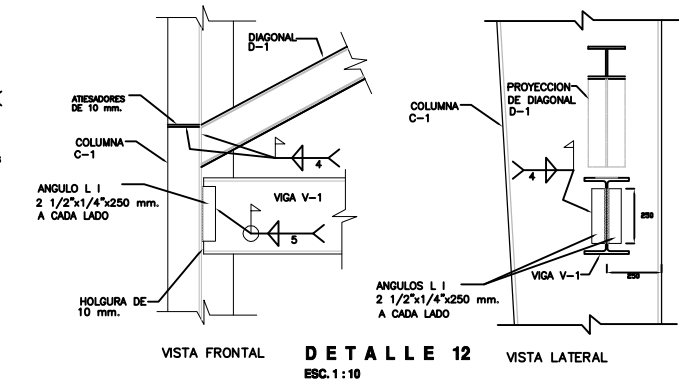
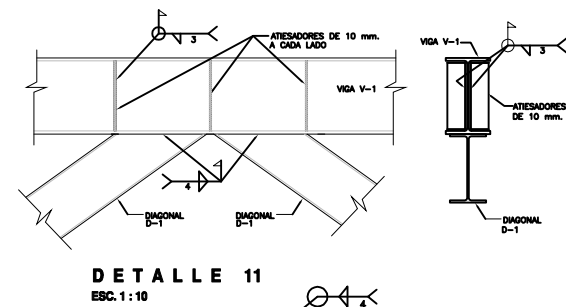
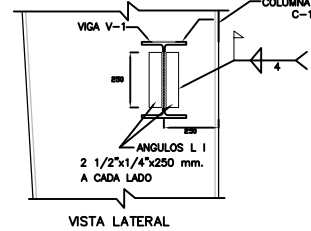
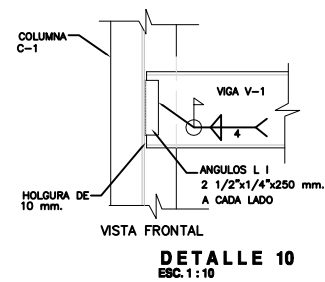


MARCOS EJES 4, 5, 6 Y 7
ESC. 1:75

| | | |
|---|------------|-------------|
| IDDIMSA <small>INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL MEXICANA DE CV.</small> | | |
| PROYECTISTA: Roman Zahuanitla Rojas | | |
| SUPERVISOR: Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| CLIENTE: NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTO: AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| DIRECCION: STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| CONTENIDO DE LA HOJA: MARCOS EJES 4, 5, 6 Y 7 | | |
| UNIDADES: cotas en metros | PLANO NÚM. | EST9 |
| ESCALA: SIN | | |
| PLANO ACTUALIZADO AL: MARZO.09 | | |



CORTE LONGITUDINAL
ESC. 1:100



| | | |
|---|--------------------------------|--------------|
| IDDIMSA INGENIERIA, DISEÑO Y DESARROLLO INDUSTRIAL, MEMORIA, S. DE C.V. | | |
| PROYECTISTA: Roman Zuhantilla Rojas. | | |
| SUPERVISOR: Ing. Victor Cruz Hernandez | | |
| CLIENTE: NESTLE MEXICO S.A. DE C.V. | | |
| PROYECTO: AMPLIACION NAVE NESTLE | | |
| DIRECCION: STA. RITA TLAHUAPAN PUE. | | |
| CONTENIDO DE LA HOJA: DETALLE 10, 11, 12, 13, 14 | | |
| UNIDADES: cotas en metros | PLANO NÚM: | EST10 |
| ESCALA: SIN | PLANO ACTUALIZADO AL: MARZO.09 | |

Conclusiones

El proyecto del diseño estructural de una obra de cualquier tipo inicia desde la primera plática con el cliente, donde expresa las necesidades de espacio, servicio, ubicación, materiales, formas, etc., en función directa de su economía y de la seguridad de la estructura.

El ingeniero especialista en estructuras realizará el diseño aplicando las normas y reglamentos vigentes que satisfagan los requerimientos del cliente dentro de los estados límite que se convengan, siempre y cuando proporcionen la seguridad de dicha estructura.

El cálculo estructural se entregará al cliente, en el tiempo convenido de una forma clara y entendible, para que pueda tomar una decisión acertada.

El ingeniero estructurista estará abierto en cualquier momento a disipar dudas, en caso de que existan, con el departamento encargado del proyecto y/o en su caso con la empresa constructora encargada de fabricar o construir lo diseñado.

Como parte de la práctica profesional y de los conocimientos adquiridos en un posgrado, es importante dar a conocer cómo se presentan los trabajos profesionales documentados de una manera clara y entendible, y que sirvan de antecedente a los estudiantes tanto de licenciatura como de posgrado para facilitar su práctica profesional.

Bibliografía

- Bowles, Joseph E. *Diseño de acero estructural*. México D.F.: Limusa/ Noriega Editores, 1984.
- Rodríguez Peña, Delfino. *Diseño práctico de estructuras de acero*. 2a ed. México, DF: Limusa/Noriega Editores, 1992.
- González Cuevas, Óscar M.; Robles Fernández Francisco. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. 4a ed. México, DF: Limusa/Noriega Editores, 2007.
- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero. *Manual de construcción en acero Diseño por esfuerzos permisibles*. 4a ed. México: Limusa/Noriega Editores, 2007.
- Comisión Federal de Electricidad. *Manual de diseño de obras civiles, diseño por viento*. México, DF: CFE, 2008.
- Comisión Federal de Electricidad. *Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo*. México, DF: CFE, 2008.
- Gobierno del Distrito Federal. *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. México, DF: GDF, 2004.