



PROYECTO CENTRO DE SERVICIO INFONAVIT (CESI), SALTILLO.

Proyecto Ejecutivo – Memoria de Cálculo de
Estructuras.

Ref. E17/MX-1161 _ Rev. 01

MARZO 2018



RIVERO BORRELL - GUTARQS
Arquitectos.

ingenor

ENGINEERING >
ARCHITECTURE >
PROJECT >



ingenor	ENCARGO: PROYECTO CENTRO DE SERVICIOS INFONAVIT (CESI) SALTILLO.			
N°: MX-1161	TITULO: -Memoria de Cálculo de Estructuras-			
FECHA: MARZO/2018				
ADJUNTO: -	COPIAS	CLIENTE	INGENOR	
		1	1	

Índice

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO.	3
1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.	3
2 MODELO MATEMATICO.	4
3 REGLAMENTOS Y MANUALES EMPLEADOS.	5
4 MATERIALES.	5
4.1 CONCRETO.	5
4.2 ACERO DE REFUERZO Y ANCLAS.	5
4.3 ACERO ESTRUCTURAL.	5
4.4 TORNILLOS	5
4.5 SOLDADURA.	5
5 ANÁLISIS DE CARGAS.	6
5.1 ACCIONES PERMANENTES.	6
5.1.1 CARGAS MUERTAS.	6
5.2 ACCIONES VARIABLES.	7
5.2.1 CARGAS VIVAS.	7
6 ANALISIS SISMICO.	7
7 COMBINACIONES DE ACCIONES.	9
8 ANALISIS ESTRUCTURAL.	10
9 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS.	12
10 REVISION DE ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUTURALES	14
11 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	15
12 DISEÑO DE CIMENTACIÓN (DELEGACIÓN)	18
13 DISEÑO DE CIMENTACIÓN Z-1 (CESIS)	22
ANEXO 1 CORRIDA DEL PROGRAMA EDIFICIO DE DELAGACION	
ANEXO 2 CORRIDA DEL PROGRAMA EDIFICIO DE CESI	



INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO.

Los Centros de Servicio INFONAVIT (CESI), son oficinas que brindan atención personalizada sobre trámites y servicios relativos al crédito y al ahorro de los trabajadores derechohabientes, establecidos en diversos lugares o plazas en los que se requiere la presencia institucional en todo el país.

El proyecto CESI Saltillo, con una superficie de terreno de 5000.40 m² (1 nivel de oficinas + estacionamiento). Se encuentra localizado en Calle José Ma. La Fragua esquina con Calle Veracruz Col. Guanajuato Oriente, Saltillo, Coahuila.

El objetivo de la presente memoria es describir la estructuración al igual que los parámetros de diseño para el edificio que será destinado para el uso de oficinas, así como sus diferentes áreas de uso de reunión, cuartos de servicio de acuerdo a la información proporcionada por el cliente y la normatividad vigente.

1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.

Compuesto por un predio de forma rectangular y topografía plana. Con base a la constancia de alineamiento las medidas generales son las siguientes, al Norte colinda con propiedad privada, al Este con Calle José María Lafragua, al Oeste con propiedad privada y al Sur con Prolongación Veracruz.

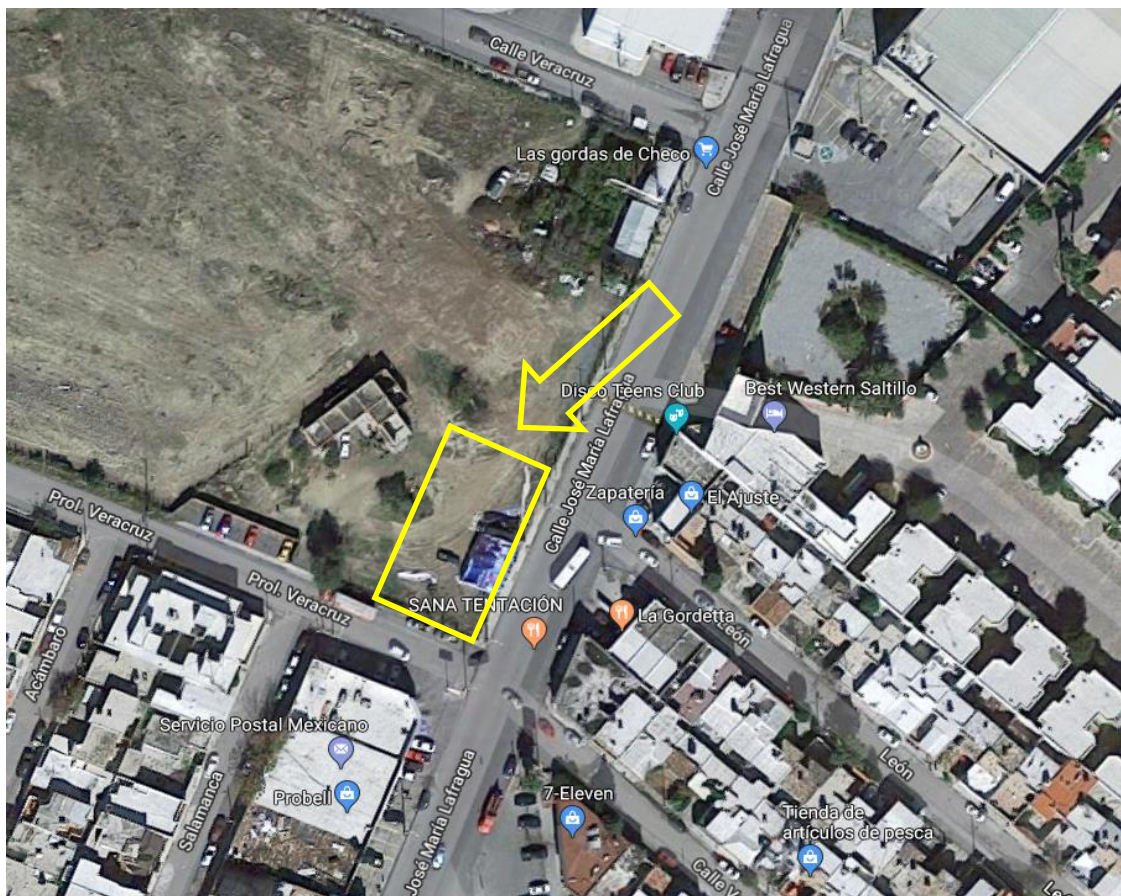


Fig. 1 Localización del emplazamiento del “CESI Saltillo”.



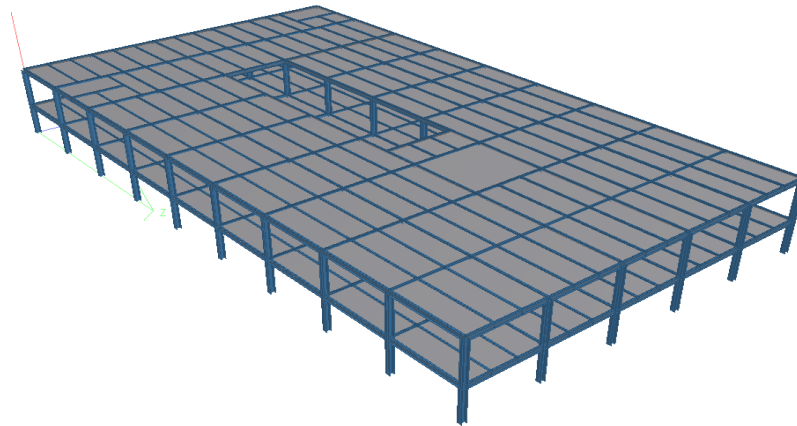
2 MODELO MATEMATICO.

Para el diseño de los elementos estructurales, se utilizara el programa de cómputo correspondiente, el cual contara con las herramientas necesarias para estos fines. Se realizó un modelo matemático tridimensional idealizando columnas y trabes mediante el elemento barra.

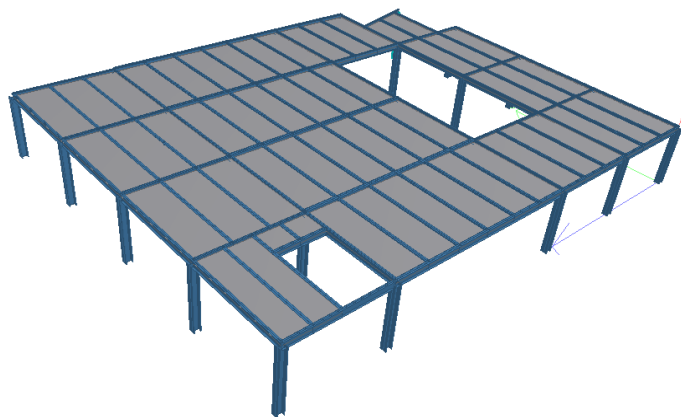
Las cargas gravitacionales (Carga Muerta y Carga Viva) se consideraron como cargas uniformemente repartidas en las trabes de cada nivel y el peso propio de la estructura es calculado directamente por el programa de análisis al declararle el comando self weight a todos los elementos que conforman el modelo.

Para el análisis sísmico, los sistemas de piso (losas) se consideraron como diafragmas rígidos y se realizó un análisis dinámico modal-espectral tomando en cuenta las recomendaciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En la figura siguiente se muestra una vista tridimensional del modelo de análisis descrito en párrafos anteriores.



Isométrico de Modelo de Delegación.



Isométrico de Modelo de CESIS.



3 REGLAMENTOS Y MANUALES EMPLEADOS.

Para el diseño del análisis y diseño estructural en cuestión, se han tomado en cuenta los reglamentos nacionales e internacionales mencionados a continuación:

- Reglamento de Construcciones del Municipio de Saltillo.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. (R.C.D.F.), Edición 2004
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo. (N.T.C.D.S.)
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. (N.T.C.C.A.D.E.E.)
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas. (N.T.C.D.C.E.M.)
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. (N.T.C.D.C.C.)
- Manual de Construcción en Acero IMCA.
- Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo. (M.D.O.C.D.S.)
- American Concrete Institute (ACI), Edición ACI 318-11.
- American Institute of Steel Construction. (AISC-LRFD)

4 MATERIALES.

4.1 CONCRETO.

Concreto estructural Clase I, con peso volumétrico de 2400 kg/cm^3 y resistencia a la compresión a los 28 días de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Módulo de $E = 242487.1 \text{ kg/cm}^2$. Con agregados pétreos de un máximo de 2.0 cm de diámetro.

4.2 ACERO DE REFUERZO Y ANCLAS.

El acero de refuerzo, con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Módulo de elasticidad $E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$. Conforme a la designación A615 grado 60 de la ASTM.

Anclas ASTM A-50.

4.3 ACERO ESTRUCTURAL.

Acero estructural ASTM A-50 con esfuerzo de fluencia $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$.

4.4 TORNILLOS

Tornillos estructurales deberán ser A-325 de alta resistencia.

4.5 SOLDADURA.

Electrodo serie E-70XX con resistencia a la tracción de 70 KSI (49.2 kg/mm^2). Se aplicaran criterios de acuerdo a lo establecido en AWS D1.1.



5 ANÁLISIS DE CARGAS.

Se evaluarán las cargas de acuerdo a lo establecido en el R.C.D.F. de acuerdo a su ocupación o actividad de la edificación, en este caso la estructura será destinada para oficinas por lo que se tienen las siguientes cargas:

De acuerdo al R.C.D.F. en su Art. 186 se deben considerar tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obran la estructura con intensidad máxima, siendo estas:

- Acciones Permanentes.
- Acciones Variables.
- Acciones Accidentales.

5.1 ACCIONES PERMANENTES.

5.1.1 CARGAS MUERTAS.

De acuerdo al Artículo 160 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (R.C.D.F.) se considerarán como Carga Muerta los pesos de todos los elementos estructurales, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Entrepiso

- Losacero 229 kg/m²
- Muros divisorios 60 kg/m²
- Acabado 40 kg/m²
- Instalaciones 30 kg/m²
- Sobrecarga 40 kg/m²

TOTAL = 399 kg/m²

Azotea

- Losacero 229 kg/m²
- Relleno 90 kg/m²
- Equipos 80 kg/m²
- Instalaciones 30 kg/m²
- Sobrecarga 40 kg/m²

TOTAL = 469 kg/m²



5.2 ACCIONES VARIABLES.

5.2.1 CARGAS VIVAS.

De acuerdo al Artículo 161 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (R.C.D.F.) se considerarán como Cargas Vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (N.T.C.C.A.D.E.E).

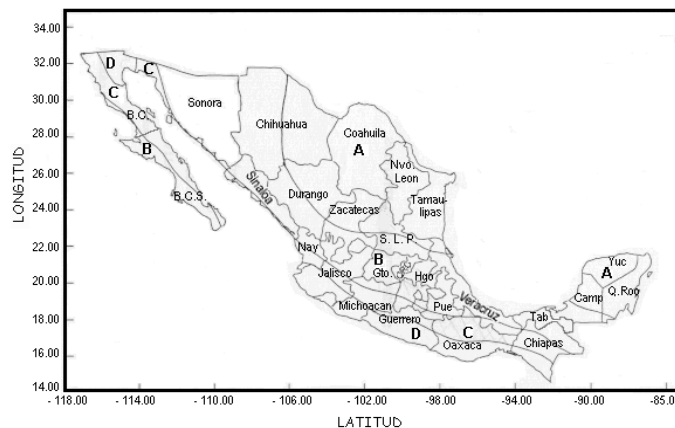
Destino de piso o cubierta.	Carga Viva Máxima (Wm)	Carga Viva Instantánea (Wa)
	Kg/m ²	Kg/m ²
Oficinas	250	180
Azotea pendiente < 5%	100	70

6 ANALISIS SISMICO.

Se realizó un análisis dinámico modal en base a los parámetros obtenidos y proporcionados por el Estudio de Mecánica de Suelos, con tres grados de libertad en cada nivel con el objeto de tomar en cuenta los desplazamientos horizontales en dos direcciones ortogonales.

Los parámetros del análisis es el siguiente:

- Clasificación de la estructura según su uso Grupo B
- Zona Sísmica A
- Clasificación del suelo Tipo II
- Coeficiente sísmico $c = 0.24$
- Factor de comportamiento sísmico $Q = 2$



Regionalización Sísmica de la República Mexicana.



Espectro de diseño:

$$a = a_0 + (c - a_0)(T/T_a) \quad \text{para } T \text{ menor que } T_a$$

$$a = c \quad \text{para } T \text{ entre } T_a \text{ y } T_b$$

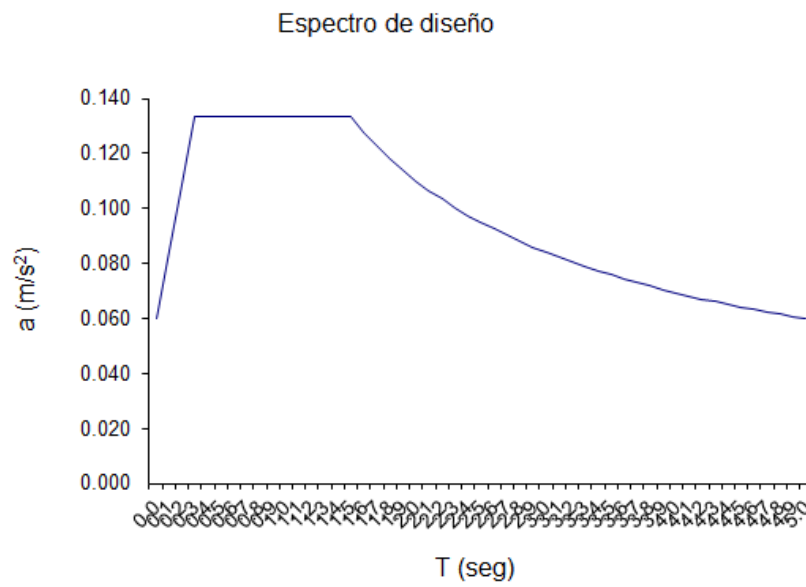
$$a = qc \quad \text{para } T \text{ mayor que } T_b$$

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

$$a_0 = 0.06$$

$$T_a = 0.30 \text{ seg} ; T_b = 1.5 \text{ seg}$$

$$r = 2/3$$





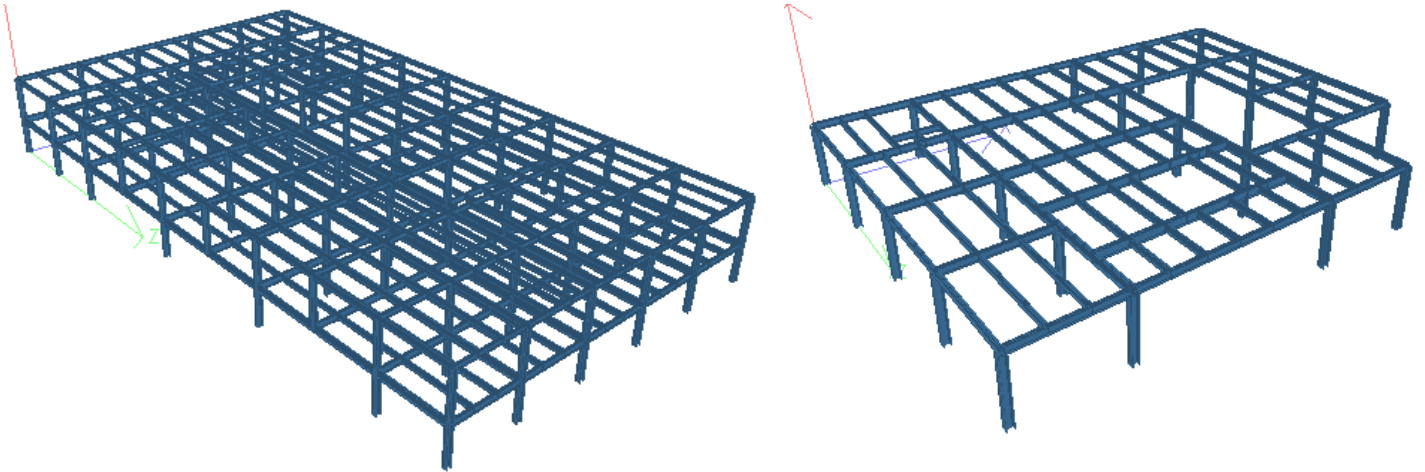
7 COMBINACIONES DE ACCIONES.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

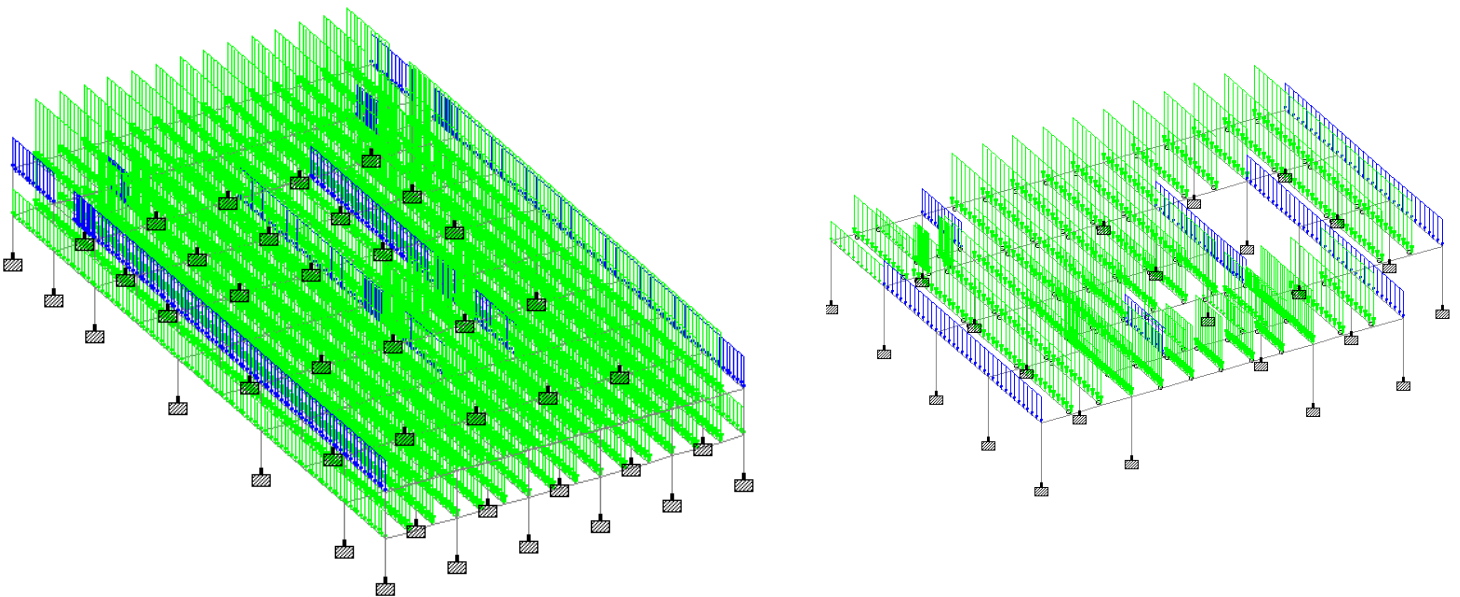
COMBINACIONES DE SERVICIO
1.0 (PP+CM + CV Max.)
1.0 (PP+CM + CV Inst. + Sx +0.3 Sz)
1.0 (PP+CM + CV Inst. + Sx - 0.3 Sz)
1.0 (PP+CM + CV Inst. - Sx + 0.3 Sz)
1.0 (PP+CM + CV Inst. - Sx - 0.3 Sz)
1.0 (PP+CM + CV Inst. + 0.3 Sx + Sz)
1.0 (PP+CM + CV Inst. + 0.3 Sx - Sz)
1.0 (PP+CM + CV Inst. - 0.3 Sx + Sz)
1.0 (PP+CM + CV Inst. - 0.3 Sx - Sz)
COMBINACIONES DE DISEÑO
1.4 (PP+CM + CV Max.)
1.1 (PP+CM + CV Inst. + Sx +0.3 Sz)
1.1 (PP+CM + CV Inst. + Sx - 0.3 Sz)
1.1 (PP+CM + CV Inst. - Sx + 0.3 Sz)
1.1 (PP+CM + CV Inst. - Sx - 0.3 Sz)
1.1 (PP+CM + CV Inst. + 0.3 Sx + Sz)
1.1 (PP+CM + CV Inst. + 0.3 Sx - Sz)
1.1 (PP+CM + CV Inst. - 0.3 Sx + Sz)
1.1 (PP+CM + CV Inst. - 0.3 Sx - Sz)



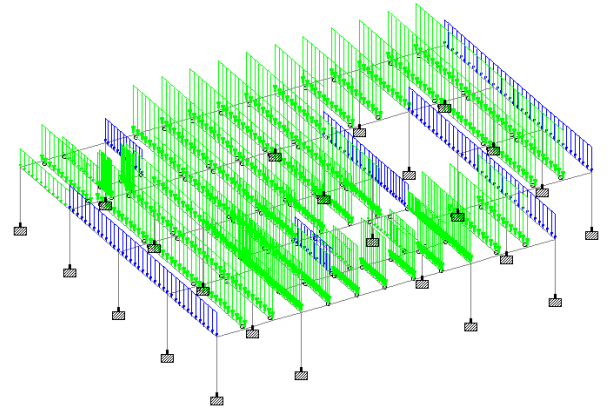
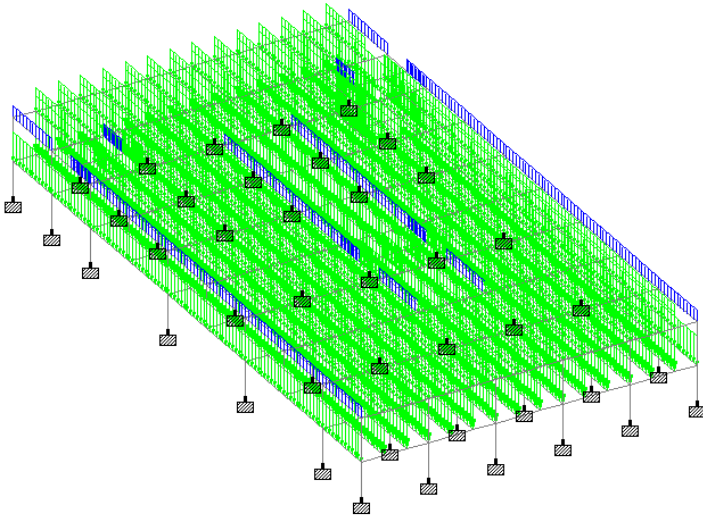
8 ANALISIS ESTRUCTURAL.



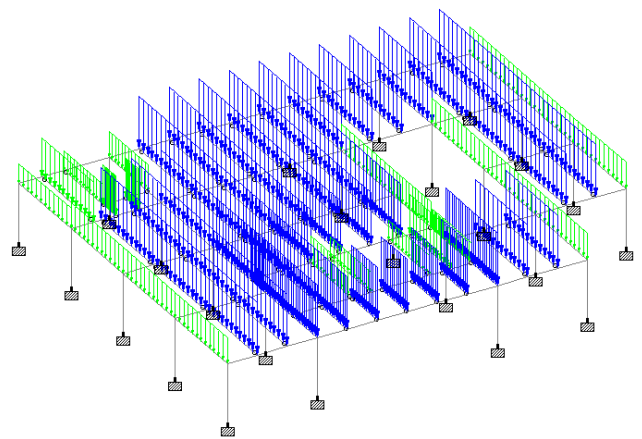
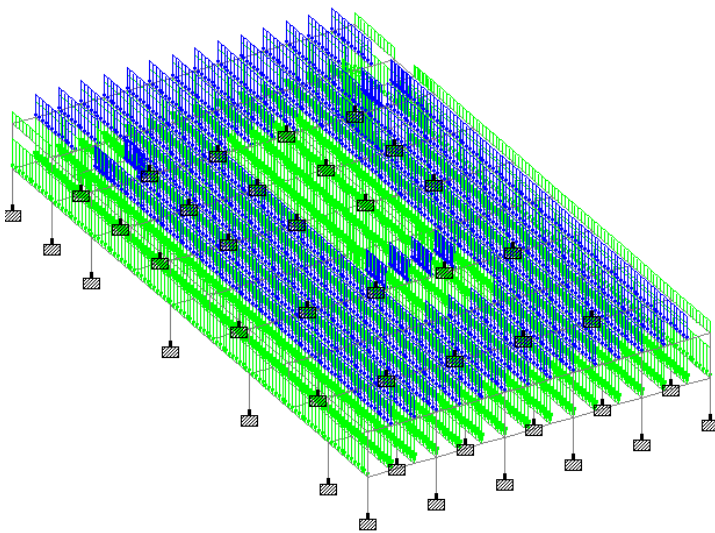
Estructuración Área de Delegación y CESI.



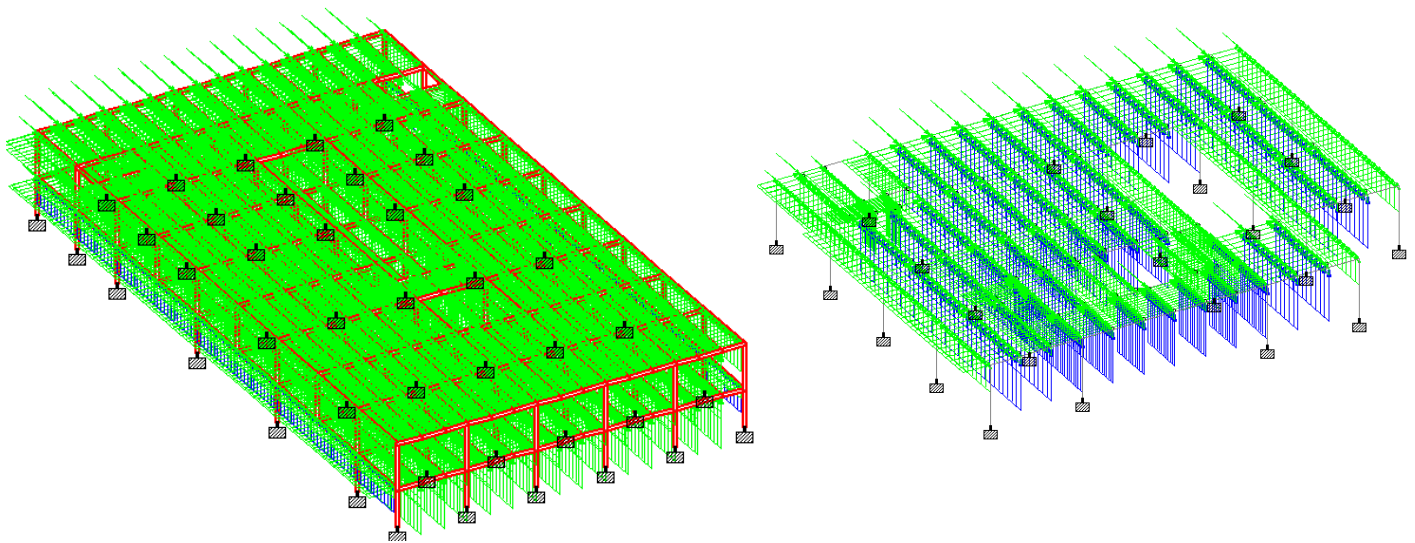
Carga Muerta en Área de Delegación y CESI.



Carga Viva Máxima en Área de Delegación y CESI.



Carga Viva Instantánea en Área de Delegación y CESI.



Carga de Sismo en Área de Delegación y CESI.

9 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS.

Se revisará que los desplazamientos laterales cumplan con las limitaciones que marque el R.C.D.F. 2004 ($0.006H < \Delta < 0.012H$).

Los elementos no estructurales que formen parte de la estructura deberán desligarse adecuadamente.

Edificio de Delegación.

DLGCN_SLTLL_002 - Node Displacements:								
Summary								
	Node	LIC	Horizontal		Vertical	Resultant	Rotational	
			X cm	Y cm	Z cm		rX rad	rY rad
Max X	400	21 1.1 (PP+C)	1.470	-0.645	0.476	1.674	-0.001	0.001
Min X	400	24 1.1 (PP+C)	-1.467	-0.646	-0.480	1.673	-0.002	-0.001
Max Y	307	6 SISMO EN	0.832	0.070	0.005	0.834	0.000	0.000
Min Y	415	20 1.4 (PP+C)	0.003	-1.307	0.000	1.307	0.001	-0.000
Max Z	278	25 1.1 (PP+C)	0.286	-0.233	2.001	2.035	-0.005	0.003
Min Z	278	28 1.1 (PP+C)	-0.277	-0.258	-2.005	2.040	-0.005	-0.003
Max rX	41	20 1.4 (PP+C)	0.004	-0.095	0.000	0.095	0.006	-0.000
Min rX	278	20 1.4 (PP+C)	0.006	-0.322	-0.002	0.322	-0.007	-0.000
Max rY	409	25 1.1 (PP+C)	0.290	-0.257	1.737	1.780	-0.003	0.003
Min rY	409	28 1.1 (PP+C)	-0.279	-0.283	-1.738	1.783	-0.003	-0.003
Max rZ	233	25 1.1 (PP+C)	0.143	-0.682	0.667	0.964	0.001	0.000
Min rZ	235	28 1.1 (PP+C)	-0.142	-0.710	-0.667	0.985	0.001	-0.000
Max Rs	256	28 1.1 (PP+C)	-0.279	-0.673	-2.004	2.133	0.002	-0.002

Tabla 9.1 Desplazamientos máximos horizontales en dirección X y dirección Z.

Dirección X

$$\Delta_{adm} = 0.012 \times h = 0.012 \times 690 \text{ cm} = \mathbf{8.28 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{real} = 0.286 \text{ cm} < \Delta_{adm} ; \mathbf{O.k.}$$



Dirección Z

$$\Delta_{adm} = 0.012 \times h = 0.012 \times 690 \text{ cm} = \mathbf{8.28 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{real} = 2.0 \text{ cm} < \Delta_{adm} ; \mathbf{O.k.}$$

Los desplazamientos verticales (deflexiones en vigas) también deberán cumplir con el mismo reglamento y con las normas que rijan en los casos especiales que así se requieran.

	Node	L/C	Horizontal			Resultant	Rotational	
			X cm	Y cm	Z cm		cm	rX rad
Max X	400	21 1.1 (PP+C)	1.470	-0.645	0.476	1.674	-0.001	0.001
Min X	400	24 1.1 (PP+C)	-1.467	-0.646	-0.480	1.673	-0.002	-0.001
Max Y	307	6 SISMO EN	0.832	0.070	0.005	0.834	0.000	0.000
Min Y	415	20 1.4 (PP+C)	0.003	-1.307	0.000	1.307	0.001	-0.000
Max Z	278	25 1.1 (PP+C)	0.286	-0.233	2.001	2.035	-0.005	0.003
Min Z	278	28 1.1 (PP+C)	-0.277	-0.258	-2.005	2.040	-0.005	-0.003
Max rX	41	20 1.4 (PP+C)	0.004	-0.095	0.000	0.095	0.006	-0.000
Min rX	278	20 1.4 (PP+C)	0.006	-0.322	-0.002	0.322	-0.007	-0.000
Max rY	409	25 1.1 (PP+C)	0.290	-0.257	1.737	1.780	-0.003	0.003
Min rY	409	28 1.1 (PP+C)	-0.279	-0.283	-1.738	1.783	-0.003	-0.003
Max rZ	233	25 1.1 (PP+C)	0.143	-0.682	0.667	0.964	0.001	0.000
Min rZ	235	28 1.1 (PP+C)	-0.142	-0.710	-0.667	0.985	0.001	-0.000
Max Rs	256	28 1.1 (PP+C)	-0.279	-0.673	-2.004	2.133	0.002	-0.002

Tabla 9.2 Deflexión máxima vertical.

$$\Delta_{adm} = L / 240 + 0.5 \text{ cm} = 600 / 240 + 0.5 \text{ cm} = \mathbf{3.0 \text{ cm}}$$

$$\Delta = \mathbf{1.30 \text{ cm}} < \Delta_{adm} ; \mathbf{O.k.}$$

Edificio de CESIS

	Node	L/C	Horizontal			Resultant	Rotational	
			X cm	Y cm	Z cm		cm	rX rad
Max X	126	21 1.1 (PP+C)	1.403	-0.006	0.399	1.459	0.002	0.001
Min X	126	24 1.1 (PP+C)	-1.190	-0.008	-0.402	1.256	-0.003	-0.001
Max Y	60	20 1.4 (PP+C)	0.003	0.222	-0.007	0.222	-0.007	-0.000
Min Y	72	20 1.4 (PP+C)	0.003	-4.577	-0.003	4.577	-0.001	-0.000
Max Z	67	25 1.1 (PP+C)	0.161	-2.873	3.418	4.468	0.004	0.000
Min Z	67	28 1.1 (PP+C)	-0.153	-2.925	-3.423	4.505	0.003	-0.000
Max rX	62	20 1.4 (PP+C)	-0.003	0.174	-0.002	0.174	0.007	0.000
Min rX	87	20 1.4 (PP+C)	-0.006	-1.660	-0.003	1.660	-0.009	-0.000
Max rY	85	25 1.1 (PP+C)	0.150	-0.434	1.277	1.357	-0.004	0.007
Min rY	85	28 1.1 (PP+C)	-0.159	-0.471	-1.285	1.378	-0.005	-0.007
Max rZ	74	20 1.4 (PP+C)	0.003	-1.892	-0.001	1.892	-0.001	-0.000
Min rZ	70	20 1.4 (PP+C)	0.003	-1.935	-0.005	1.935	-0.001	-0.000
Max Rs	72	28 1.1 (PP+C)	-0.108	-3.278	-3.422	4.740	-0.001	-0.000

Tabla 9.3 Desplazamientos máximos horizontales en dirección X y dirección Z.



Dirección X

$\Delta_{adm} = 0.012 \times h = 0.012 \times 390 \text{ cm} = 4.68 \text{ cm}$

$\Delta_{real} = 0.161 \text{ cm} < \Delta_{adm} ; \text{O.k.}$

Dirección Z

$\Delta_{adm} = 0.012 \times h = 0.012 \times 390 \text{ cm} = 4.68 \text{ cm}$

$\Delta_{real} = 3.412 \text{ cm} < \Delta_{adm} ; \text{O.k.}$

Los desplazamientos verticales (deflexiones en vigas) también deberán cumplir con el mismo reglamento y con las normas que rijan en los casos especiales que así se requieran.

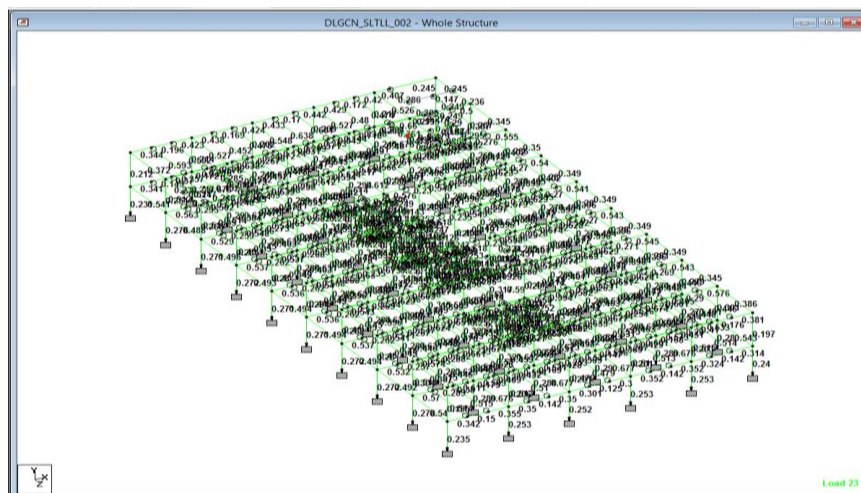
	Node	L/C	Horizontal X cm	Vertical Y cm	Horizontal Z cm	Resultant cm	Rotational rX rad	Rotational rY rad
Max X	126	21 1.1 (PP+C)	1.403	-0.006	0.399	1.459	0.002	0.001
Min X	126	24 1.1 (PP+C)	-1.190	-0.008	-0.402	1.256	-0.003	-0.001
Max Y	60	20 1.4 (PP+C)	0.003	0.222	-0.007	0.222	-0.007	-0.000
Min Y	72	20 1.4 (PP+C)	0.003	-4.577	-0.003	4.577	-0.001	-0.000
Max Z	67	25 1.1 (PP+C)	0.161	-2.873	3.418	4.468	0.004	0.000
Min Z	67	28 1.1 (PP+C)	-0.153	-2.925	-3.423	4.505	0.003	-0.000
Max rX	62	20 1.4 (PP+C)	-0.003	0.174	-0.002	0.174	0.007	0.000
Min rX	87	20 1.4 (PP+C)	-0.006	-1.660	-0.003	1.660	-0.009	-0.000
Max rY	85	25 1.1 (PP+C)	0.150	-0.434	1.277	1.357	-0.004	0.007
Min rY	85	28 1.1 (PP+C)	-0.159	-0.471	-1.285	1.378	-0.005	-0.007
Max rZ	74	20 1.4 (PP+C)	0.003	-1.892	-0.001	1.892	-0.001	-0.000
Min rZ	70	20 1.4 (PP+C)	0.003	-1.935	-0.005	1.935	-0.001	-0.000
Max Rs	72	28 1.1 (PP+C)	-0.108	-3.278	-3.422	4.740	-0.001	-0.000

Tabla 9.4 Deflexión máxima vertical.

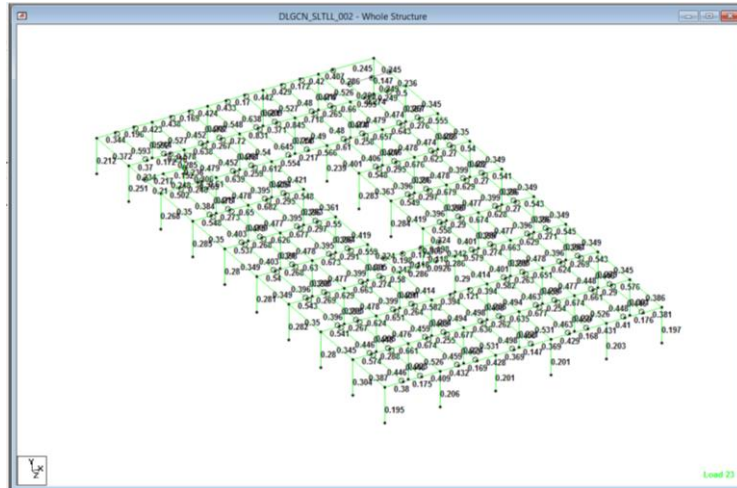
$\Delta_{adm} = L / 240 + 0.5 \text{ cm} = 1200 / 240 + 0.5 \text{ cm} = 5.5 \text{ cm}$

$\Delta = 4.577 \text{ cm} < \Delta_{adm} ; \text{O.k.}$

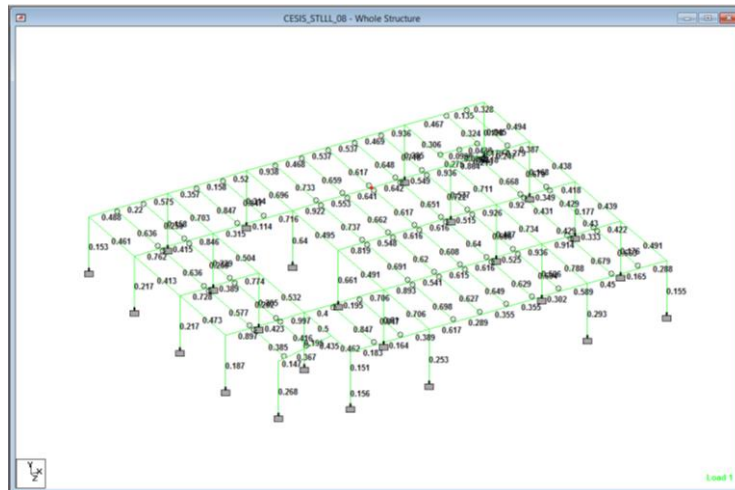
10 REVISION DE ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUTURALES



Esfuerzos en columnas y vigas 1er Nivel, Área de Oficinas de Delegación.



Esfuerzos en columnas y vigas Nivel de Azotea, Área de Oficinas de Delegación.



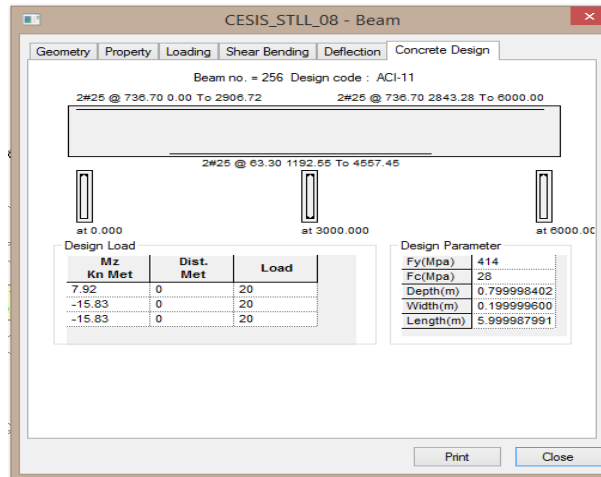
Esfuerzos en columnas y vigas Área de CESIS.

11 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Se diseñarán los elementos de la estructura de acuerdo con los lineamientos vigentes del R.C.D.F., así como las N.TC.-2004 con las combinaciones de carga aplicando los efectos de sismo,

Diseño de traveses de liga.

De los datos obtenidos de la corrida con el programa STAAD.Pro se obtiene el refuerzo necesario para las traveses de liga, se requiere un área de acero de refuerzo de :



```

ACI 318-11 BEAM NO. 256 DESIGN RESULTS
=====
LEN - 6000. MM FY - 414. FC - 28. MPA, SIZE - 200. X 800. MMS

LEVEL HEIGHT BAR INFO FROM TO ANCHOR
      (MM) (MM) (MM) (MM) STA END
-----
1      63. 2 - 25MM 1193. 4557. NO NO
|-----|
| CRITICAL POS MOMENT= 7.92 KN-MET AT 3000.MM, LOAD 20|
| REQD STEEL= 38.MM2, RHO=0.0003, RHOMX=0.0214 RHOMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 254./ 50./ 73. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 1212. MMS |
|-----|

Cracked Moment of Inertia Iz at above location = 280700.6 cm^4

2      737. 2 - 25MM 0. 2907. YES NO
|-----|
| CRITICAL NEG MOMENT= 15.83 KN-MET AT 0.MM, LOAD 20|
| REQD STEEL= 77.MM2, RHO=0.0005, RHOMX=0.0214 RHOMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 254./ 50./ 73. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 1212. MMS |
|-----|

```

Área de acero de refuerzo en el momento positivo obtenido del modelo STAAD. Pro.
 $A_s = 3.8 \text{ cm}^2$.

Ocupando varilla del # 8, área de acero necesaria = $3.8 \text{ cm}^2 / 5.07 \text{ cm}^2 = 0.66$

Acero de refuerzo propuesto:

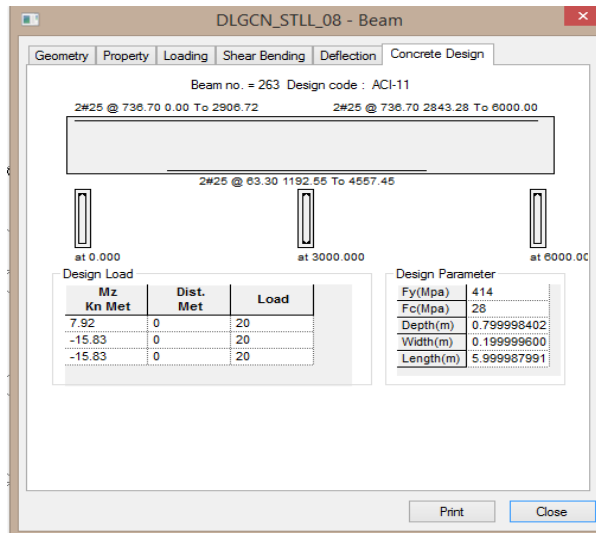
2 # 8, $A_{s \text{ prop}} = 2 \times 5.07 \text{ cm}^2 = 10.14 \text{ cm}^2 > 3.8 \text{ cm}^2$; o.k

Área de acero de refuerzo en el momento negativo obtenido del modelo STAAD. Pro.
 $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$.

Ocupando varilla del # 8, área de acero necesaria = $7.7 \text{ cm}^2 / 5.07 \text{ cm}^2 = 1.51$

Acero de refuerzo propuesto:

2 # 8, $A_{s \text{ prop}} = 2 \times 5.07 \text{ cm}^2 = 10.14 \text{ cm}^2 > 7.7 \text{ cm}^2$



```

ACI 318-11  BEAM NO.  256  DESIGN RESULTS
=====
LEN - 6000. MM  FY - 414.  FC - 28.  MPA,  SIZE - 200. X 800. MMS

LEVEL  HEIGHT  BAR INFO  FROM      TO        ANCHOR
      (MM)                (MM)      (MM)      STA  END
-----
1      63.     2 - 25MM  1193.     4557.     NO  NO
-----
| CRITICAL POS MOMENT=      7.92 KN-MET AT 3000.MM, LOAD 20|
| REQD STEEL=      38.MM2, RHO=0.0003, RHOMX=0.0214 RHOMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 254./ 50./ 73. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 1212. MMS |
-----

Cracked Moment of Inertia Iz at above location = 280700.6 cm^4

2      737.     2 - 25MM   0.        2907.     YES NO
-----
| CRITICAL NEG MOMENT=     15.83 KN-MET AT  0.MM, LOAD 20|
| REQD STEEL=      77.MM2, RHO=0.0005, RHOMX=0.0214 RHOMN=0.0033 |
| MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 254./ 50./ 73. MMS |
| REQD. DEVELOPMENT LENGTH = 1212. MMS |
-----

```

Área de acero de refuerzo en el momento positivo obtenido del modelo STAAD. Pro.
As = **3.8** cm².

Ocupando varilla del # 8, área de acero necesaria = 3.8 cm² / 5.07 cm² = **0.66**

Acero de refuerzo propuesto:

2 # 8 , As_{prop} = 2 x 5.07 cm² = **10.14** cm² > **3.8** cm² ; o.k

Área de acero de refuerzo en el momento negativo obtenido del modelo STAAD. Pro.
As = **7.7** cm².

Ocupando varilla del # 8, área de acero necesaria = 7.7 cm² / 5.07 cm² = **1.51**

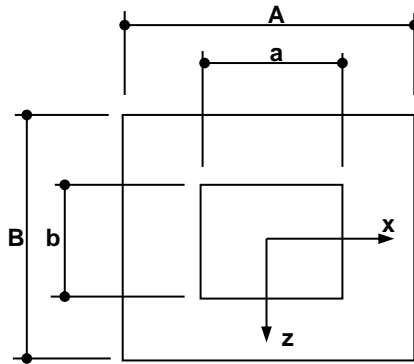
Acero de refuerzo propuesto:

2 # 8 , As_{prop} = 2 x 5.07 cm² = **1.51** cm² < **10.65** cm²

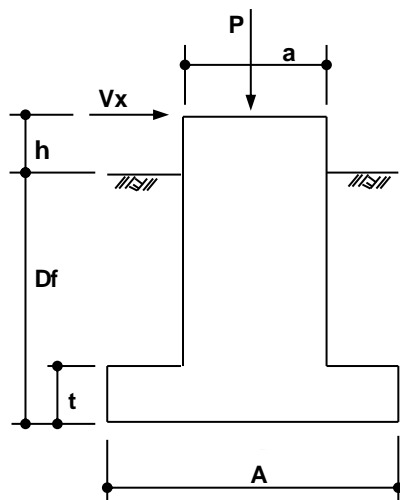


12 DISEÑO DE CIMENTACIÓN (DELEGACIÓN)

Geometría de la Zapata Z-1



Df =	2.00	m
h =	0.00	m
t =	0.35	m
A =	2.70	m
B =	2.70	m
a =	0.65	m
b =	0.65	m
q ad =	24.00	ton/m ²
γs =	1.52	ton/m ³



Reacciones:

Nodo 21, Carga No 25 1.1(P.P+CM+Equipos+CVinst+0.3Sx +1.1Sz)

Elementos mecanicos de diseño.

Fx =	-1.520	Ton.
Fy =	49.44	Ton.
Fz =	-1.51	Ton.
Mx =	-2.51	Ton-m
Mz =	-12.75	Ton-m



Datos de diseño:

Peso volumetrico del relleno.	=	1.52	Ton/m ³
Capacidad de carga del terreno.	=	24.00	Ton/m ²
Peso volumetrico del concreto.	=	2.40	Ton/m ³
Esfuerzo del concreto a compresión.	=	250.0	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo.	=	4200.0	Kg/cm ²
Nivel de desplante de la cimentación.	=	2.00	m
Estructura Grupo	=	B	

Revision de la estabilidad de la Zapata:

Momentos de volteo (Dirección X)

$$FSV_x = \frac{L}{2e} > 2$$

$$M_v = 1.79 \text{ Ton-m}$$

$$FSV_y = \frac{B}{2e} > 2$$

Momentos de volteo (Dirección Z)

$$M_v = 9.11 \text{ Ton-m}$$

Obtencion del peso propio de la Zapata.

W zapata	=	2.70	x	2.70	x	0.35	x	2.40	=	6.124	Ton
W suelo de relleno	=	2.70	x	2.70	x	1.65	x	1.52	=	17.224	Ton
W dado	=	0.65	x	0.65	x	1.65	x	2.40	=	1.673	Ton
									Σ=	25.020	Ton

Modulo de sección elastico

$$S_x = 3.28 \text{ cm}^3 \quad S_z = 3.28 \text{ cm}^3$$

Revision de las presiones de contacto.

$f_{tu} = \frac{74.46}{2.70 \times 2.70} + \frac{-5.530}{3.281} + \frac{-15.790}{3.281}$	=	3.715	<	24.00	Ton/m ²	Pasa por capacidad de carga
$f_{tu} = \frac{74.46}{2.70 \times 2.70} + \frac{-5.530}{3.281} - \frac{-15.790}{3.281}$	=	13.342	<	24.0	Ton/m ²	Pasa por capacidad de carga
$f_{tu} = \frac{74.46}{2.70 \times 2.70} - \frac{-5.530}{3.281} + \frac{-15.790}{3.281}$	=	7.086	<	24.00	Ton/m ²	Pasa por capacidad de carga
$f_{tu} = \frac{74.46}{2.70 \times 2.70} - \frac{-5.530}{3.281} - \frac{-15.790}{3.281}$	=	16.713	<	24.00	Ton/m ²	Pasa por capacidad de carga

Obtencion de las excentricidades

$$\frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} < 1.0$$



$$e_B = \frac{My}{Pu} = 0.212 \text{ m}$$

$$e_L = \frac{Mx}{Pu} = 0.07 \text{ m}$$

$$B' = 2.70 - (2 \times 0.212) = 2.28 \text{ m}$$

$$L' = 2.70 - (2 \times 0.074) = 2.55 \text{ m}$$

Obtencion de la carga neta ultima.

$$q_{tu} = \frac{74.460}{2.28 \times 2.55} = 12.82 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención del peralte de la Zapata.

$$M_{uL} = \frac{12.05 \times 1.025^2}{2} = 6.329 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uB} = \frac{12.05 \times 1.025^2}{2} = 6.329 \text{ Ton-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{632942.91}{14.8 \times 250.0}} + 20 = 33.08 \text{ cm}$$

$$d = \mathbf{30.00 \text{ cm}} \quad h = 35.00 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

**Cortante perimetral o punzonamiento

$$C1 + d = 95.0 \text{ cm} \quad C_{AB} = 47.5$$

$$C2 + d = 95.0 \text{ cm} \quad C_{CD} = 47.5$$

$$b_o = 380.0 \text{ cm}$$

:

$$A_{falla} = 0.90 \text{ m}^2$$

$$M_{ux} = 2.51 \text{ Ton-m} < 3.55 \quad \text{no hay transmision de momento}$$

$$M_{uy} = 12.75 \text{ Ton-m} > 3.55 \quad \text{hay transmision de momento}$$



Como hay transmision de momento se tiene

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x * M_{ux} * C_{AB}}{J_c} + \frac{\alpha_z * M_{uz} * C_{CD}}{J_c} < VCR = 0.7 \sqrt{f_c}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1+d}{C_2+d}}}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{95.00}{95.00}}} = 0.40$$

$$A_{cr} = 2d (c_1 + c_2 + 2d)$$

$$A_{cr} = 11400 \text{ cm}^2$$

$$J_c = \frac{d * (C_1+d)^3}{6} + \frac{d^3 * (C_1+d)}{6} + \frac{d * (C_2+d) * (C_1+d)^2}{2}$$

$$J_c = 17575000.0 \text{ cm}^4$$

$$v_u = 6.838 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{59091.727}{380.0 * 30.0} = 5.183 \text{ Kg/cm}^2$$

$$VCR = 0.7 \sqrt{200} = 9.90 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Pasa por penetración}$$

Revisión Como elemento ancho.

a) $B = 2.70 \text{ m} > 4 d = 1.20$ **Pasa.....esta bien!!!**

b) $h = 35.0 \text{ cm} < 60.0 \text{ cm}$ **Pasa.....esta bien!!!**

c) $V_u = 12.05 * [1.025 - 0.30] = 8.74 \text{ Ton.}$

$$M_u = \frac{12.05 * [1.025 - 0.30]^2}{2} = 3.167 \text{ Ton-m}$$

d) $\frac{M}{V d} < 2 \quad \frac{3.167}{8.74 * 0.30} = 1.208 < 2.0$ **Pasa.....esta bien!!!**

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{8735.441}{100.0 * 30.0} = 2.912 \text{ Kg/cm}^2$$

$$VCR = 0.4 \sqrt{200} = 5.66 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok, Bien}$$



Diseño por flexión.

$$AsL = \frac{632942.91}{0.9 * 4200.0 * 25.5} = 6.57 \text{ cm}^2$$

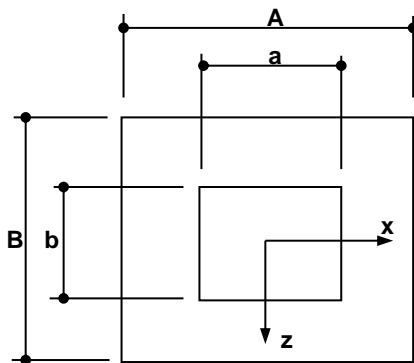
$$AsB = \frac{632942.91}{0.9 * 4200.0 * 25.5} = 6.57 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = \frac{0.7 \sqrt{250.0}}{4200.0} 100 * 30.00 = 7.91 \text{ cm}^2$$

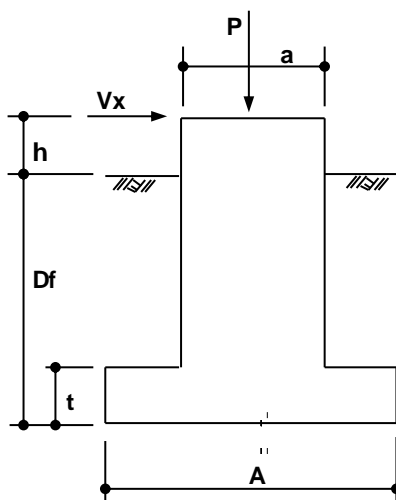
$$\text{No. } \mathbf{5} = \frac{7.91}{1.98} = 3.99 \quad S = 25.04 \text{ cm}$$

Se proponen varillas del # **5** @ **20** cm

13 DISEÑO DE CIMENTACIÓN Z-1 (CESIS)



- Df = **1.52** m
- h = **0.00** m
- t = **0.30** m
- A = **2.20** m
- B = **2.20** m
- a = **0.65** m
- b = **0.65** m
- q ad = **24.00** ton/m²
- γs = **1.52** ton/m³



ELEVACION DE CIMENTACIÓN



Reacciones:

Nodo 21, Carga No 25 1.1(P.P+CM+Equipos+CVinst+0.3Sx + 1.1Sz)

Elementos mecanicos de diseño.

$$\begin{aligned} F_x &= -12.310 \text{ Ton.} \\ F_y &= 59.10 \text{ Ton.} \\ F_z &= 0.05 \text{ Ton.} \\ M_x &= 0.05 \text{ Ton-m} \\ M_z &= 14.27 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

Datos de diseño:

Peso volumetrico del relleno.	=	1.52	Ton/m ³
Capacidad de carga del terreno.	=	24.00	Ton/m ²
Peso volumetrico del concreto.	=	2.40	Ton/m ³
Esfuerzo del concreto a compresión.	=	250.0	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo.	=	4200.0	Kg/cm ²
Nivel de desplante de la cimentación.	=	2.00	m
Estructura Grupo	=	B	

Revisión de la estabilidad de la Zapata:

Momentos de volteo (Dirección X)

$$FSV_x = \frac{L}{2e} > 2$$

$$M_v = 0.04 \text{ Ton-m}$$

Momentos de volteo (Dirección Z)

$$FSV_y = \frac{B}{2e} > 2$$

$$M_v = 10.19 \text{ Ton-m}$$

Obtención del peso propio de la Zapata.

W zapata	=	2.20	x	2.20	x	0.30	x	2.40	=	3.485	Ton
W suelo de relleno	=	2.20	x	2.20	x	1.70	x	1.52	=	11.415	Ton
W dado	=	0.65	x	0.65	x	1.70	x	2.40	=	1.724	Ton
									Σ=	16.623	Ton



Modulo de sección elastico

$$S_x = 1.77 \text{ cm}^3 \quad S_z = 1.77 \text{ cm}^3$$

Revison de las presiones de contacto.

$$f_{tu} = \frac{75.72}{2.20 \times 2.20} + \frac{0.150}{1.775} + \frac{-10.350}{1.775} = 9.898 < 24.00 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Pasa por capacidad de carga}$$

$$f_{tu} = \frac{75.72}{2.20 \times 2.20} + \frac{0.150}{1.775} - \frac{-10.350}{1.775} = 21.562 < 24.0 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Pasa por capacidad de carga}$$

$$f_{tu} = \frac{75.72}{2.20 \times 2.20} - \frac{0.150}{1.775} + \frac{-10.350}{1.775} = 9.729 < 24.00 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Pasa por capacidad de carga}$$

$$f_{tu} = \frac{75.72}{2.20 \times 2.20} - \frac{0.150}{1.775} - \frac{-10.350}{1.775} = 21.393 < 24.00 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Pasa por capacidad de carga}$$

Obtencion de las excentricidades

$$\frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} < 1.0$$

$$e_B = \frac{M_y}{P_u} = 0.137 \text{ m}$$

$$e_L = \frac{M_x}{P_u} = 0.00 \text{ m}$$

$$B' = 2.20 - (2 \times 0.137) = 1.93 \text{ m}$$

$$L' = 2.20 - (2 \times 0.050) = 2.10 \text{ m}$$

Obtencion de la carga neta ultima.

$$q_{nu} = \frac{70.351}{1.93 \times 2.10} = 17.39 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención del peralte de la Zapata.

$$M_{uL} = \frac{17.39 \times 0.775^2}{2} = 5.222 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uB} = \frac{17.39 \times 0.775^2}{2} = 5.222 \text{ Ton-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{522182.91}{14.8 \times 250.0}} + 20 = 31.88 \text{ cm}$$

$$d = 25.00 \text{ cm} \quad h = 30.00 \text{ cm}$$



Revisión por cortante.

**Cortante perimetral o punzonamiento

$$C1 + d = 90.0 \text{ cm} \quad C_{AB} = 45.0$$

$$C2 + d = 90.0 \text{ cm} \quad C_{CD} = 45.0$$

$$b_o = 360.0 \text{ cm}$$

:

$$A \text{ falla} = 0.81 \text{ m}^2$$

$$M_{ux} = 0.05 \text{ Ton-m} < 2.81 \quad \text{no hay transmisión de momento}$$

$$M_{uy} = 14.27 \text{ Ton-m} > 2.81 \quad \text{hay transmisión de momento}$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x * M_{ux} * C_{AB}}{J_c} + \frac{\alpha_z * M_{uz} * C_{CD}}{J_c} < V_{CR} = 0.7 \sqrt{f_c}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C1+d}{C2+d}}}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{90.00}{90.00}}} = 0.40$$

$$A_{cr} = 2d (c1 + c2 + 2d)$$

$$A_{cr} = 9000 \text{ cm}^2$$

$$J_c = \frac{d * (C1+d)^3}{6} + \frac{d^3 * (C1+d)}{6} + \frac{d * (C2+d) * (C1+d)^2}{2}$$

$$J_c = 12384375.0 \text{ cm}^4$$

$$v_u = 8.339 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{56266.425}{360.0 * 25.0} = 6.252 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.7 \sqrt{200} = 9.90 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Pasa por penetración}$$



Revisión Como elemento ancho.

$$a) B = 2.20 \text{ m} > 4 d = 1.00 \quad \text{Pasa.....esta bien!!!}$$

$$b) h = 30.0 \text{ cm} < 60.0 \text{ cm} \quad \text{Pasa.....esta bien!!!}$$

$$c) V_u = 17.39 * [0.775 - 0.25] = 9.13 \text{ Ton.}$$

$$M_u = \frac{17.39 * [0.775 - 0.25]^2}{2} = 2.396 \text{ Ton-m}$$

$$d) \frac{M}{V d} < 2 \quad \frac{2.396}{9.13 * 0.25} = 1.050 < 2.0 \quad \text{Pasa.....esta bien!!!}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{9128.692}{100.0 * 25.0} = 3.651 \text{ Kg/cm}^2$$

$$VCR = 0.4 \sqrt{200} = 5.66 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok, Bien}$$

Diseño por flexion.

$$AsL = \frac{522182.91}{0.9 * 4200.0 * 21.25} = 6.50 \text{ cm}^2$$

$$AsB = \frac{522182.91}{0.9 * 4200.0 * 21.25} = 6.50 \text{ cm}^2$$

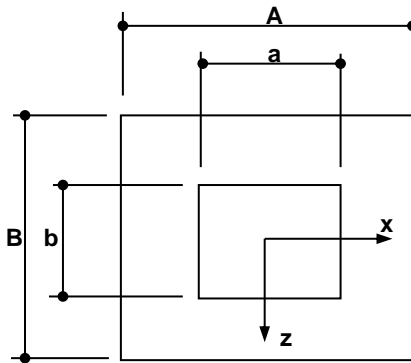
$$As_{min} = \frac{0.7 \sqrt{250.0}}{4200.0} 100 * 25.00 = 6.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. } 4 = \frac{6.59}{1.27} = 5.20 \quad S = 19.23 \text{ cm}$$

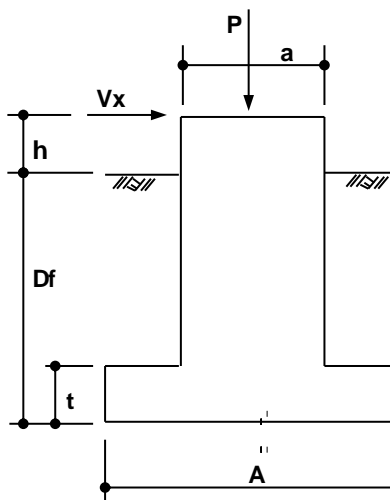
Se proponen varillas del # 4 @ 20 cm



DISEÑO DE CIMENTACIÓN Z-2 (CESIS)



Df =	1.52	m
h =	0.00	m
t =	0.30	m
A =	2.00	m
B =	2.00	m
a =	0.65	m
b =	0.65	m
q ad =	24.00	ton/m ²
γs =	1.52	ton/m ³



ELEVACION DE CIMENTACIÓN

Reacciones:

Nodo 21, Carga No 25 1.1(P.P+CM+Equipos+CVinst+0.3Sx +1.1Sz)

Elementos mecanicos de diseño.

Fx =	8.730	Ton.
Fy =	34.44	Ton.
Fz =	-0.98	Ton.
Mx =	-1.71	Ton-m
Mz =	-18.15	Ton-m

Datos de diseño:

Peso volumetrico del relleno.	=	1.52	Ton/m ³
Capacidad de carga del terreno.	=	24.00	Ton/m ²
Peso volumetrico del concreto.	=	2.40	Ton/m ³
Esfuerzo del concreto a compresión.	=	250.0	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo.	=	4200.0	Kg/cm ²
Nivel de desplante de la cimentación.	=	2.00	m
Estructura Grupo	=	B	



Revisión de la estabilidad de la Zapata:

Momentos de volteo (Dirección X)

$$FSV_x = \frac{L}{2e} > 2$$

$$M_v = 1.22 \text{ Ton-m}$$

Momentos de volteo (Dirección Z)

$$FSV_y = \frac{B}{2e} > 2$$

$$M_v = 12.96 \text{ Ton-m}$$

Obtención del peso propio de la Zapata.

W zapata	=	2.00	x	2.00	x	0.30	x	2.40	=	2.880	Ton
W suelo de relleno	=	2.00	x	2.00	x	1.70	x	1.52	=	9.244	Ton
W dado	=	0.65	x	0.65	x	1.70	x	2.40	=	1.724	Ton
									Σ=	13.848	Ton

Modulo de sección elastico

$$S_x = 1.33 \text{ cm}^3 \quad S_z = 1.33 \text{ cm}^3$$

Revisión de las presiones de contacto.

$$f_{tu} = \frac{48.29}{2.00 \times 2.00} + \frac{-3.670}{1.333} + \frac{-0.690}{1.333} = 8.802 < 24.00 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Pasa por capacidad de carga}$$

$$f_{tu} = \frac{48.29}{2.00 \times 2.00} + \frac{-3.670}{1.333} - \frac{-0.690}{1.333} = 9.837 < 24.0 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Pasa por capacidad de carga}$$

$$f_{tu} = \frac{48.29}{2.00 \times 2.00} - \frac{-3.670}{1.333} + \frac{-0.690}{1.333} = 14.307 < 24.00 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Pasa por capacidad de carga}$$

$$f_{tu} = \frac{48.29}{2.00 \times 2.00} - \frac{-3.670}{1.333} - \frac{-0.690}{1.333} = 15.342 < 24.00 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Pasa por capacidad de carga}$$

Obtención de las excentricidades

$$\frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} < 1.0$$

$$e_B = \frac{M_y}{P_u} = 0.014 \text{ m}$$

$$e_L = \frac{M_x}{P_u} = 0.08 \text{ m}$$

$$B' = 2.00 - (2 \times 0.050) = 1.90 \text{ m}$$

$$L' = 2.00 - (2 \times 0.076) = 1.85 \text{ m}$$



Obtencion de la carga neta ultima.

$$q_{tu} = \frac{48.288}{1.90 \times 1.85} = 13.75 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención del peralte de la Zapata.

$$M_{uL} = \frac{12.86 \times 0.675^2}{2} = 2.93 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uB} = \frac{12.86 \times 0.675^2}{2} = 2.93 \text{ Ton-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{292987.82}{14.8 \times 250.0}} + 20 = 28.90 \text{ cm}$$

$$d = \mathbf{25.00 \text{ cm}} \quad h = 30.00 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

****Cortante perimetral o punzonamiento**

$$C1 + d = 90.0 \text{ cm} \quad C_{AB} = 45.0$$

$$C2 + d = 90.0 \text{ cm} \quad C_{CD} = 45.0$$

$$b_o = 360.0 \text{ cm}$$

$$A_{falla} = 0.81 \text{ m}^2$$

$$M_{ux} = 1.71 \text{ Ton-m} < 1.74 \quad \text{no hay transmision de momento}$$

$$M_{uy} = 18.15 \text{ Ton-m} > 1.74 \quad \text{hay transmision de momento}$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x \cdot M_{ux} \cdot C_{AB}}{J_c} + \frac{\alpha_z \cdot M_{uz} \cdot C_{CD}}{J_c} < VCR = 0.7 \sqrt{f'_c}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C1+d}{C2+d}}}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{90.00}{90.00}}} = 0.40$$

:



$$Acr = 2d (c1 + c2 + 2d)$$

$$Acr = 9000 \text{ cm}^2$$

$$Jc = \frac{d * (C1+d)^3}{6} + \frac{d^3 * (C1+d)}{6} + \frac{d * (C2+d) * (C1+d)^2}{2}$$

$$Jc = 12384375.0 \text{ cm}^4$$

$$vu = 6.755 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{Vu}{bo \cdot d} = \frac{34739.806}{360.0 * 25.0} = 3.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$VCR = 0.7 \sqrt{200} = 9.90 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Pasa por penetración}$$

Revisión Como elemento ancho.

$$a) B = 2.00 \text{ m} > 4 d = 1.00 \quad \text{Pasa.....esta bien!!!}$$

$$b) h = 30.0 \text{ cm} < 60.0 \text{ cm} \quad \text{Pasa.....esta bien!!!}$$

$$c) Vu = 12.86 * [0.675 - 0.25] = 5.47 \text{ Ton.}$$

$$Mu = \frac{12.86 * [0.675 - 0.25]^2}{2} = 1.162 \text{ Ton-m}$$

$$d) \frac{M}{V \cdot d} < 2 \quad \frac{1.162}{5.47 * 0.25} = 0.850 < 2.0 \quad \text{Pasa.....esta bien!!!}$$

$$v_u = \frac{Vu}{bo \cdot d} = \frac{5465.891}{100.0 * 25.0} = 2.186 \text{ Kg/cm}^2$$

$$VCR = 0.4 \sqrt{200} = 5.66 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok, Bien}$$

Diseño por flexion.

$$AsL = \frac{292987.82}{0.9 * 4200.0 * 21.25} = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$AsB = \frac{292987.82}{0.9 * 4200.0 * 21.25} = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = \frac{0.7 \sqrt{250.0}}{4200.0} 100 * 25.00 = 6.59 \text{ cm}^2$$



$$\text{No. } 4 = \frac{6.59}{1.27} = 5.20 \quad S = 19.23 \quad \text{cm}$$

Se proponen varillas del # 4 @ 20 cm