

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA



Diseño de un edificio de Oficinas en Miraflores

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, presentado por:

FROILAN CARLOS BARRIENTOS CASTILLA

ASESOR: Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino

Lima, abril del 2019

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres, Froilan y Nicolasa, a mi hermana, Angela, y a mi asesor de tesis, ing. Ottazzi, por el apoyo, guía y motivación incondicionales brindados durante la realización de este trabajo.



RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo elaborar los planos estructurales completos de un edificio de oficinas de siete pisos ubicado en la ciudad de Lima, en el distrito de Miraflores.

El proyecto cuenta con un primer piso que estará destinado a estacionamientos, seis pisos típicos destinados a oficinas con una altura de piso a piso de 3.4 m y azotea. Se ejecutará en un terreno rectangular de 1190 m² con capacidad portante de 4 Kg/cm² cada 1.50m de profundidad. El terreno cuenta con 5911.85 m² construidos, con 33.5 m de frente y 35.5 m de largo.

El sistema estructural está compuesto por muros de corte o placas, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado. Las placas están distribuidas de manera adecuada en ambas direcciones principales, ya que serán las encargadas de controlar los desplazamientos laterales.

El edificio consta de un sistema de techado de losas aligeradas y una losa maciza. Las losas aligeradas están armadas en una sola dirección y son de 25 cm de peralte. Mientras que la losa maciza tiene 20 cm de peralte.

La metodología utilizada para completar desarrollar el proyecto fue realizar una adecuada estructuración de los elementos estructurales, su predimensionamiento, el metrado de cargas, posteriormente se realizó un análisis sísmico estático y dinámico, se realizó el diseño de dichos elementos, y por último se dibujaron los planos estructurales. Para ello se empleó la Norma Peruana de Cargas E.020, de Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE-030-2018, Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño de un edificio de Oficinas en Miraflores".
Área : Área de Estructuras - Concreto Armado.
Asesor : Ing. Gianfranco Ottazzi P.
Alumno : FROILAN CARLOS BARRIENTOS CASTILLA
Código : 2012.0560.412
Tema N° : # 44
Fecha : Lima, 22 de febrero de 2018



OBJETIVO

Elaborar los planos arquitectónicos y estructurales completos de un edificio de oficinas de siete pisos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar. El edificio se diseñará para un primer piso destinado a estacionamientos, seis pisos típicos de oficinas (altura de piso a piso de 3.4 m) y azotea.

El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE-030-2016. Se realizarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm² a 1.50 m de profundidad.

PLAN DE TRABAJO

Primera Revisión

Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas, diseño del techo del piso típico.

Segunda Revisión

Análisis de cargas verticales. Análisis sísmico. Comparación de los resultados de los diversos análisis dinámicos y estáticos realizados.

Tercera Revisión

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.

i



ÍNDICE

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO 2. ESTRUCTURACIÓN	7
2.1 Generalidades	7
2.2 Planteamiento de estructuración	8
CAPITULO 3. PREDIMENSIONAMIENTO	10
3.1 Losas aligeradas.....	10
3.2 Losas macizas.....	10
3.3 Vigas.....	11
3.4 Columnas	11
3.5 Placas.....	12
3.6 Escaleras	13
3.7 Cisterna.....	13
3.8 Tabiques.....	14
CAPITULO 4. METRADO DE CARGAS.....	15
CAPITULO 5. ANÁLISIS SÍSMICO	17
5.1 Definición de parámetros de análisis	17
5.2 Resultados del análisis sísmico estático.....	19
5.2.1 Análisis estático X-X:	19
5.2.2 Análisis Estático Y-Y	20
5.3 Resultado del análisis sísmico dinámico	21
5.3.1 Modos de vibración	22
5.3.2 Control de derivas.....	23
5.3.3 Fuerza cortante basal dinámica.....	24

5.4	Verificación del Tipo de Sistema Estructural.....	25
5.4.1	Verificación en X-X.....	26
5.4.2	Verificación en Y-Y.....	28
5.5	Análisis de irregularidades	29
5.6	Junta Sísmica	35
CAPITULO 6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS		37
6.1	Metrado de cargas.....	37
6.2	Diseño por flexión	37
6.3	Diseño por corte	39
6.4	Corte del acero de refuerzo.....	40
6.5	Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	40
6.5.1	Metrado de cargas.....	40
6.5.2	Modelo estructural	41
6.5.3	Diseño por flexión	41
6.5.4	Verificación por corte	42
6.5.5	Cálculo de ensanche.....	42
6.5.6	Corte de acero.....	43
CAPITULO 7. DISEÑO DE LOSA MACIZA.....		45
7.1	Diseño por flexión	45
7.2	Diseño por corte	45
7.3	Ejemplo de diseño de losa maciza.....	45
7.4	Metrado de cargas.....	45
7.4.1	Modelo estructural	46
7.4.2	Diseño por Flexión	46
7.4.3	Diseño por corte	47
CAPITULO 8. DISEÑO DE VIGAS CHATAS.....		49
8.1	Metrado de cargas.....	49
8.2	Diseño por flexión	49

8.3	Diseño por corte	49
8.4	Ejemplo de diseño de viga chata.....	50
8.4.1	Metrado de cargas.....	50
8.4.2	Modelo estructural.....	51
8.4.3	Diseño por flexión	51
8.4.4	Diseño por corte	52
 CAPITULO 9. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS.....		53
9.1	Metrado de Cargas	53
9.2	Diseño por Flexión	54
9.3	Diseño por corte	54
9.3.1	Diseño por resistencia.....	54
9.3.2	Diseño por capacidad.....	55
9.4	Ejemplo de Diseño de Viga	56
9.4.1	Metrado de cargas.....	56
9.4.2	Modelo estructural.....	58
9.4.3	Diseño por Flexión	59
9.4.4	Diseño por Corte.....	61
 CAPITULO 10. DISEÑO DE COLUMNAS		65
10.1	Metrado de cargas.....	65
10.2	Diseño por Flexo-compresión	66
10.3	Diseño por Corte	66
10.3.1	Diseño por resistencia.....	66
10.3.2	Diseño por capacidad.....	66
10.4	Ejemplo de Diseño.....	68
10.4.1	Metrado de cargas.....	68
10.4.2	Diseño por Flexo-compresión	70
10.4.3	Diseño por Corte	72
 CAPITULO 11. DISEÑO DE PLACAS.....		75
11.1	Metrado de cargas.....	75

11.2	Diseño por Flexo-Compresión	75
11.3	Diseño por Corte	76
11.4	Ejemplo de Diseño.....	78
11.5	Metrado de cargas.....	78
11.5.1	Diseño por flexo-compresión	81
11.5.2	Diseño por Corte	82
CAPITULO 12. DISEÑO DE ZAPATAS.....		86
12.1	Diseño de zapata aislada	86
12.1.1	Diseño por Punzonamiento	88
12.1.2	Diseño por Corte	89
12.1.3	Diseño por Flexión	90
12.2	Ejemplo de Diseño.....	91
12.2.1	Metrado de Cargas.....	92
12.2.2	Predimensionamiento por presión admisible.....	93
12.2.3	Diseño por Punzonamiento	94
12.2.4	Diseño por Corte	95
12.2.5	Diseño por flexión	95
CAPITULO 13. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS.....		96
13.1	Diseño de Cisterna	96
13.2	Diseño de Escalera	98
CAPITULO 14. CONCLUSIONES:.....		99
BIBLIOGRAFIA.....		100

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de esta tesis es desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio de oficinas de concreto armado de siete pisos ubicado en el distrito de Miraflores en el departamento de Lima.

El terreno es de forma rectangular con un área de 1190 m², de frente 33.50 m y largo 35.50 m. El primer piso está destinado a estacionamientos, mientras que los pisos superiores a oficinas. El edificio posee una sola fachada la cual será recubierta por un muro cortina.

El primer piso está constituido por la entrada principal, el hall, la zona de ascensores, la escalera principal, y la de estacionamientos para 24 autos. Además de ello, en el primer piso encontramos la cisterna y cuarto de máquinas, dado que el sistema de suministro de agua se realiza mediante un sistema hidroneumático de velocidad variable y presión constante.

Del segundo al séptimo piso, se cuenta con plantas típicas las cuales consisten en dos oficinas por piso, lo que hace un total de 14 oficinas. Cada oficina posee seis baños, de los cuales uno de ellos es para personas con discapacidad.

El análisis y diseño estructural se realiza de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, que contiene:

- NTE E. 020 Cargas.
- NTE E. 030 Diseño Sismorresistente (del año 2018).
- NTE E. 060 Concreto Armado.

La metodología de diseño se realiza de acuerdo a las exigencias de la Norma E.060, esta será mediante el método de Diseño por Resistencia. Este método exige otorgar a todas las secciones de los elementos estructurales una Resistencia de Diseño (ϕR_n), para asegurar que dicha resistencia de diseño sea mayor o igual que la resistencia requerida (R_u). Es decir: **$\phi R_n \geq R_u$** .

Para calcular la resistencia requerida o de diseño (R_u) la Norma E.060 establece una serie de combinaciones de cargas, estas dependen de: cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS). La definición de cada carga se expondrá más adelante.

Se muestra la combinación de cargas en la siguiente tabla:

Tipos de Carga	Combinacion
C1 (Cargas de gravedad):	$1.4*CM+1.7*CV$
C2 (Cargas de gravedad y sismo):	$1.25*(CM+CV) \pm CS$
C3 (Cargas de gravedad y sismo):	$0.9*CM \pm CS$

También considera los siguientes factores de reducción para distintas solicitaciones:

Solicitación	Factor de Reducción ϕ
Flexión Pura:	0.90
Tracción y flexo-tracción:	0.90
Corte:	0.85
Torsión:	0.85
Compresión y flexo-compresión (Estribos):	0.70
Compresión y flexo-compresión (Zunchos):	0.75

Para el diseño se consideran las siguientes resistencias de los materiales:

- Resistencia admisible del terreno: 4 Kg/cm² cada 1.50m (grava mal graduada).
- Concreto para todos los elementos estructurales con resistencia a la compresión del concreto: $f'c = 210$ Kg/cm².
- Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200$ Kg/cm² (Acero ASTM A-615).

Se presentan los planos de arquitectura del primer piso, arquitectura del piso típico, elevación y corte del proyecto (figuras 1.1, 1.2, 1.3 y 1.4 respectivamente).

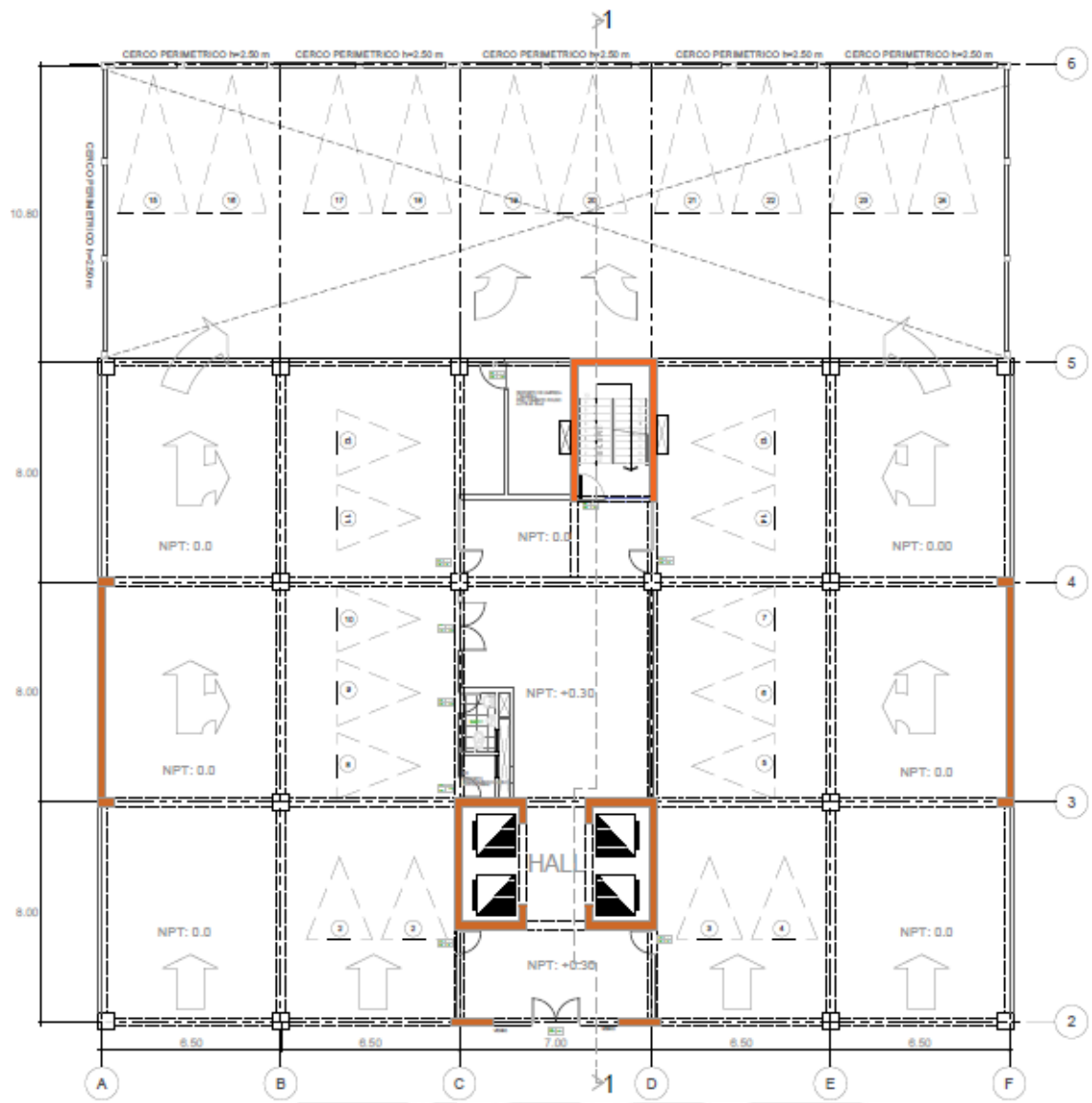


Figura 1.1 Planta arquitectura del primer piso

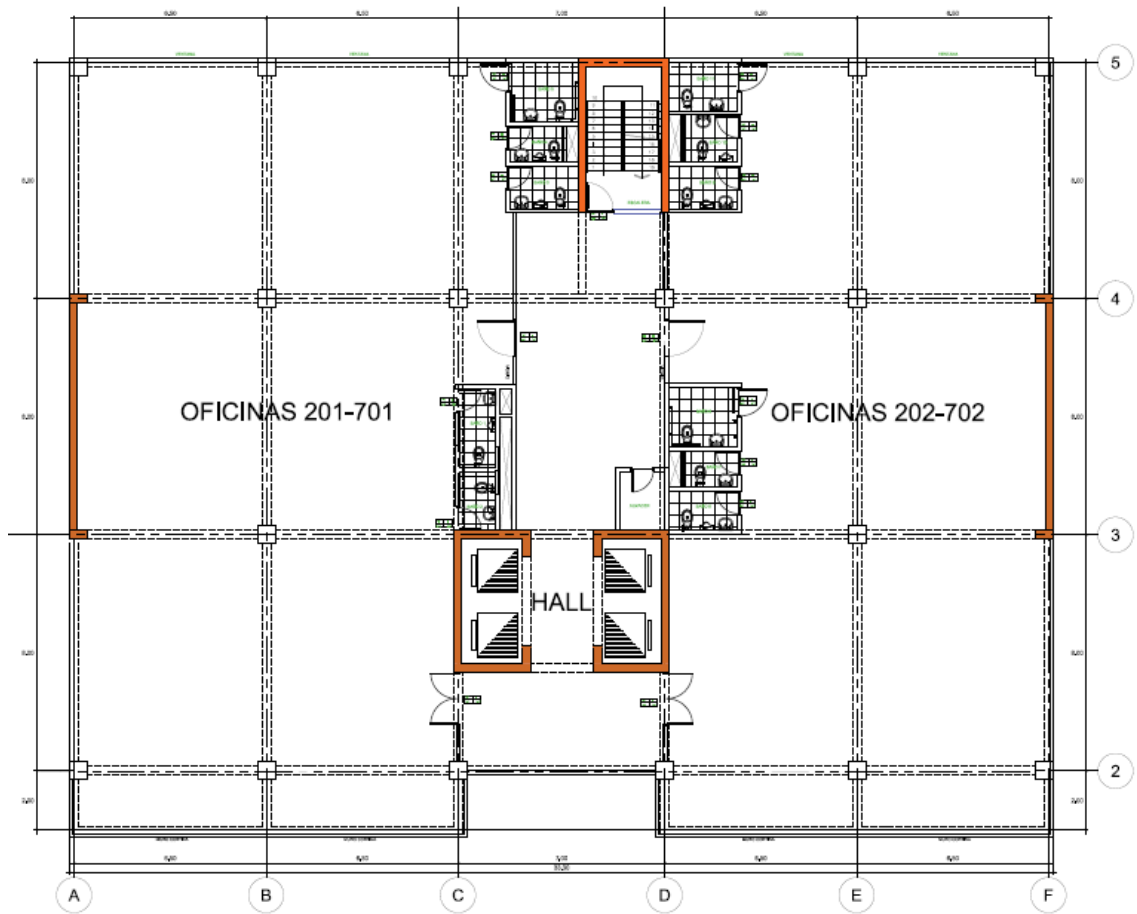
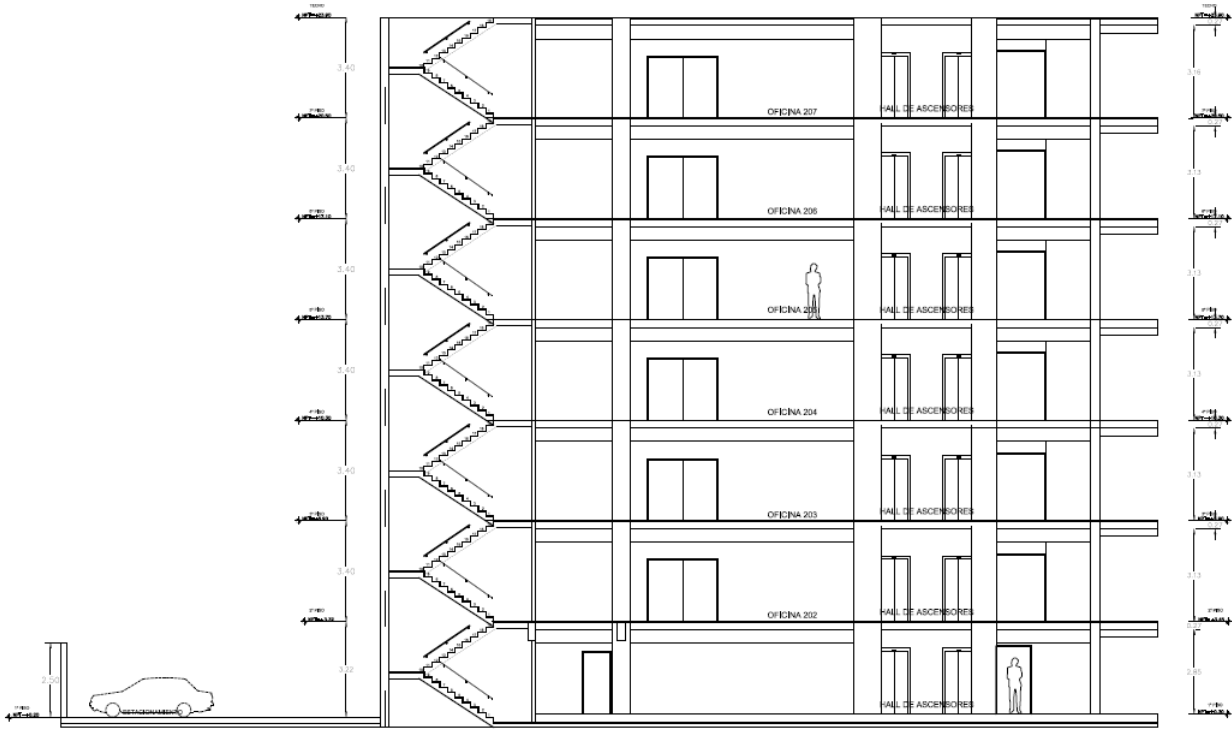
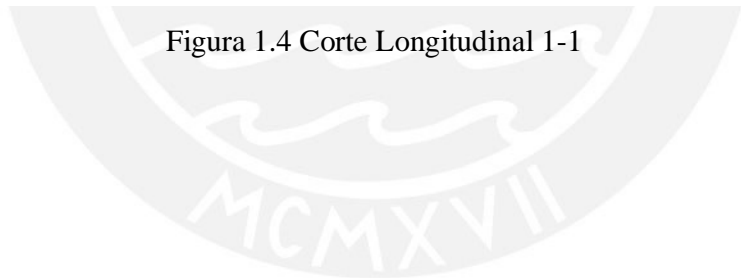


Figura 1.2 Planta arquitectura del piso típico



CORTE 1-1

Figura 1.4 Corte Longitudinal 1-1



CAPITULO 2. ESTRUCTURACIÓN

2.1 Generalidades

Estructurar un edificio significa tomar decisiones en conjunto con otros profesionales que intervienen en el proyecto, acerca de las características y disposición de los elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil; es decir que tanto las cargas permanentes (peso propio, acabados, etc.) como las eventuales (sobrecarga, sismo, viento, etc.), se transmitan adecuadamente hasta el suelo de cimentación.

Especialmente en la ciudad de Lima, que pertenece a una zona altamente sísmica, se busca que la estructura consiga un buen desempeño sísmico, que sea capaz de resistir adecuadamente las solicitaciones de sismo.

Para tal propósito en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (Antonio Blanco Blasco, 1997), se señalan los principales criterios de estructuración, que son necesarios para generar una estructura sismo resistente, que son: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, uniformidad y continuidad, y diafragma rígido; los cuales se explican a continuación:

- **Simplicidad y Simetría**

Para tener una adecuada estructuración se recomienda tener simplicidad ya frente a un evento sísmico se puede predecir mejor el comportamiento (menos incertidumbre en los métodos de análisis y diseño) que para una de mayor complejidad. Además es mejor la habilidad para idealizar los elementos estructurales en estructuras simples frente a más complicadas.

Por otro lado la simetría juega un rol importante en el comportamiento, debido a que la asimetría tanto en planta como en altura produce torsión lo cual genera daño a la estructura. El edificio cuenta con una pequeña asimetría, en ambos ejes, para lo cual se comprobará si debido a esta asimetría la estructura debe ser considerada irregular.

- **Resistencia y Ductilidad**

La edificación deberá resistir tanto cargas verticales como horizontales (cargas de gravedad y sísmicas), para ello se debe asignar una adecuada resistencia a la estructura. Para cargas de sismo se establecen solicitaciones reducidas, debido a que el sismo es

eventual, de tal manera que se le da a la estructura una resistencia menor a la máxima, a lo cual el remanente deberá suplirlo la ductilidad.

La ductilidad se extiende al dimensionamiento por corte, ya que el concreto armado, por su naturaleza, falla al corte de manera frágil. Por lo cual se debe asegurar que la estructura pueda ser capaz de tomar deformaciones a un después de encontrarse en la etapa inelástica, producida por un sismo raro.

- **Uniformidad y Continuidad de la Estructura**

El edificio debe ser continuo tanto en planta como en altura, para lo cual los elementos resistentes como placas y columnas no deberán cambiar bruscamente con el motivo de evitar esfuerzos excesivos en algunas secciones. En este proyecto la estructura es uniforme y continua, ya que el edificio consta de un piso típico y elementos verticales constantes.

- **Diafragma Rígido**

Para cumplir con la hipótesis de diafragma rígido se debe evitar grandes aberturas en el techo, de tal manera que el techo sea capaz de transmitir las fuerzas a las vigas, columnas y placas adecuadamente. La estructura no cuenta con aberturas excesivas por lo cual se espera que se logre una correcta transmisión de fuerzas.

2.2 Planteamiento de estructuración

En este punto se decidió usar losas aligeradas armadas en una dirección, paralelas a la fachada. También, vigas chatas donde existen tabiques en la misma dirección del aligerado y donde existan ductos para el paso de ventilación.

La losa aligerada está compuesta por ladrillos de dimensiones 30x25x20, los cuales se colocan entre viguetas de 10cm de ancho, espaciadas a 40cm, y una losa de 5cm superior.

El sistema resistente a cargas de sismo será conformado por dos placas en forma de “C”, ubicadas en las cajas de ascensores, una placa en forma de “U” en la caja de escaleras, además de dos placas colocadas tanto en el eje A y F, perpendiculares a la fachada, los cuales brindaran rigidez a la estructura. Para el techo comprendido entre las dos placas en “C” se colocó una losa maciza armada en dos direcciones, ya que esa zona será la más esforzada durante un evento sísmico (ver figura 3.4.1.).

Para tener una estructura uniforme, se decidió usar columnas de única sección tanto para columnas perimetrales como para las columnas internas, dos secciones de vigas peraltadas

(las dimensiones de las vigas se escogieron de acuerdo a las luces libres, así como la orientación del aligerado). En el Capítulo 3: Predimensionamiento se explicará y justificará las dimensiones asignadas a cada elemento estructural.



CAPITULO 3. PREDIMENSIONAMIENTO

Luego de haber realizado la estructuración, se procede a dar una propuesta de las dimensiones de los elementos estructurales. Este procedimiento es necesario, ya que puede ser utilizado como punto de partida. Cabe resaltar que estará sujeto a verificación en los posteriores capítulos.

3.1 Losas aligeradas

Las losas aligeradas cumplen la hipótesis de diafragma rígido, éstas cargan esencialmente con las cargas de gravedad, para luego transmitir las a las vigas.

Para establecer un peralte adecuado se utilizó los criterios planteados en el libro del Ing. Antonio Blanco B. (Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1997). A continuación se muestra una tabla que relaciona las luces del elemento con el peralte, así como el peso de dicho elemento estructural.

Luces libres Recomendadas (m)	$L_n < 4$	$4 \leq L_n \leq 5.5$	$5 \leq L_n \leq 6.5$	$6 \leq L_n \leq 7.5$
Peralte h (m)	0.17	0.20	0.25	0.30
Peso Propio (kg/m ²)	280	300	350	420

En el edificio se encuentra una luz libre máxima de 6.2m, y como se observa en el cuadro esta se encuentra en el rango de 5 a 6.5m por lo cual se considera un peralte de 25cm.

3.2 Losas macizas

Como se mencionó previamente, se decidió colocar una losa maciza en entre las placas de las cajas de los ascensores debido a que en esta se pueden generar grandes esfuerzos debido a la acción de un evento sísmico.

El espesor de la losa maciza se predimensiona con:

$$\text{espesor} = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{2*420 + 2*210}{180} = 7\text{cm}$$

El paño de la losa cuenta con dimensiones de 4.20x2.10m y tentativamente se coloca un espesor de 20cm.

3.3 Vigas

Para predimensionar las vigas se tienen que considerar las cargas de gravedad y las de sismo. Un criterio práctico es el descrito en el libro del Ing. Antonio Blanco B. (Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1997), el cual sugiere que para luces comprendidas entre 5.5 y 6.5m se puede dimensionar como 0.25x0.60m, 0.30x0.60m, 0.40x0.60m. Dado que el edificio cuenta con luces máximas de 7.7 m, se utilizarán vigas de 0.30x0.70 m en los pórticos principales, donde apoyan los aligerados.

Para las vigas secundarias, con luces de 6.2 m, se utilizará 0.30x0.60 m.

Por último, para el pre dimensionamiento de vigas chatas se utiliza un peralte igual a 25cm (peralte del aligerado), y ancho de acuerdo a las solicitaciones por cargas de gravedad.

3.4 Columnas

El diseño de las columnas será pre dimensionada con la siguiente expresión, la cual es válida para columnas con poco momento flector:

$$\text{Area de Columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 \cdot f'_c}$$

Donde:

- P_{servicio} : Carga vertical en servicio (kg).
- f'_c : Resistencia nominal a compresión del concreto (kg/cm²).

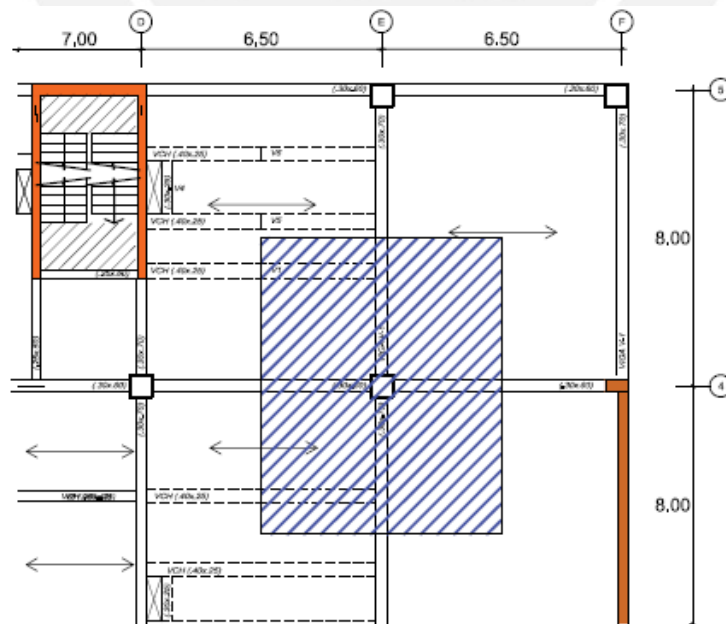


Figura 3.4.1. Ubicación de la columna E4, con área tributaria achurada

Para predimensionar la sección de la columna, se toma una columna central la cual esta ubicada en el los ejes 4-E, la carga aproximada que se utiliza es de 1T/m2.

Piso	Área Tributaria (m2)	Peso del piso (T/m2)	P servicio (T)
7	52	1	52
6	52	1	52
5	52	1	52
4	52	1	52
3	52	1	52
2	52	1	52
1	52	1	52
Total:			364

$$A_{col} = \frac{364 \cdot 1000}{0.45 \cdot 210} = 3850 \text{ cm}^2$$

$$\text{Lado de Columna} = \frac{3850}{60}$$

$$\text{Lado de Columna} = 65 \text{ cm}$$

Del predimensionamiento se observa que la sección de columna necesaria según la formula descrita anteriormente es de 65x65 cm, pero está sujeta a verificación ya que en algunos casos la carga de 1 T/m2 puede ser mucha o poca, la cual depende del tipo de edificación, es decir de las solicitaciones. Se escoge una sección de 60x60 cm.

3.5 Placas

Las placas del edificio tienen como objetivo principal el absorber las fuerzas horizontales producidas por cargas de sismo.

Las placas pueden tener un espesor de 0.15m para edificios de pocos pisos, y de 0.20m, 0.25m ó 0.30m para un mayor número de pisos.

Debido a la arquitectura del edificio se puede notar que en la dirección perpendicular a la fachada de la estructura (Y-Y) se tiene suficiente rigidez, esto debido a las cajas de ascensores, la escalera y las placas en el eje A y F, mientras que en la dirección paralela a la

fachada (X-X) se tiene menor rigidez. Por lo tanto se decidió adoptar un espesor de 25cm en Y-Y y 30cm en X-X. Este predimensionamiento está sujeto a verificación y se determinara la sección real cuando se realice el análisis sísmico.

3.6 Escaleras

Las escaleras conectan los entrepisos en una edificación, además son de gran importancia en un evento sísmico, ya que sirve para evacuar el edificio.

Para dimensionar una escalera el Reglamento Nacional de Construcciones (RNC) indica lo siguiente:

$$2*cp+p=60@64 \text{ cm}$$

Donde:

- cp: Contrapaso (cm)
- p: Paso (cm)

La altura de piso a techo del edificio es de 3.4m, por lo cual tendremos 20 contrapasos de 17cm ($20*0.17=3.4\text{m}$) y el paso será de 26 cm

Comprobando con la fórmula: $2*17 + 26 = 60\text{cm}$

Por último se da un espesor de 15cm de garganta para los dos tramos y un espesor de losa de 20 cm para los descansos.

3.7 Cisterna

Se dimensiona según la Norma IS.010, la cual contiene requisitos mínimas para las instalaciones sanitarias.

El capítulo 2 Agua fría da la dotación diaria mínima de agua para un edificio de oficinas. Esta dotación es de 6 L/s por m² de área útil.

Del capítulo 4 Agua contra incendio, se escoge el “Sistema de tubería y dispositivos para ser usados por el cuerpo de bomberos”. Este inciso señala que la reserva contra incendios tendrá una capacidad mínima de 40m³.

Dotación de agua: $26*33*7*6=36\text{m}^3/\text{día}$

Dotación de agua contra incendio=40m³/día

Se utilizan dos cisternas separadas con capacidad total de 80m³.

3.8 Tabiques

Los tabiques del edificio serán de ladrillo King Kong con medidas de 0.24x0.13x0.09 m. El modelo estructural no toma en cuenta estos tabiques de separación de ambientes. Por tal motivo en el modelo solo se considera la rigidez lateral que aportan los pórticos.

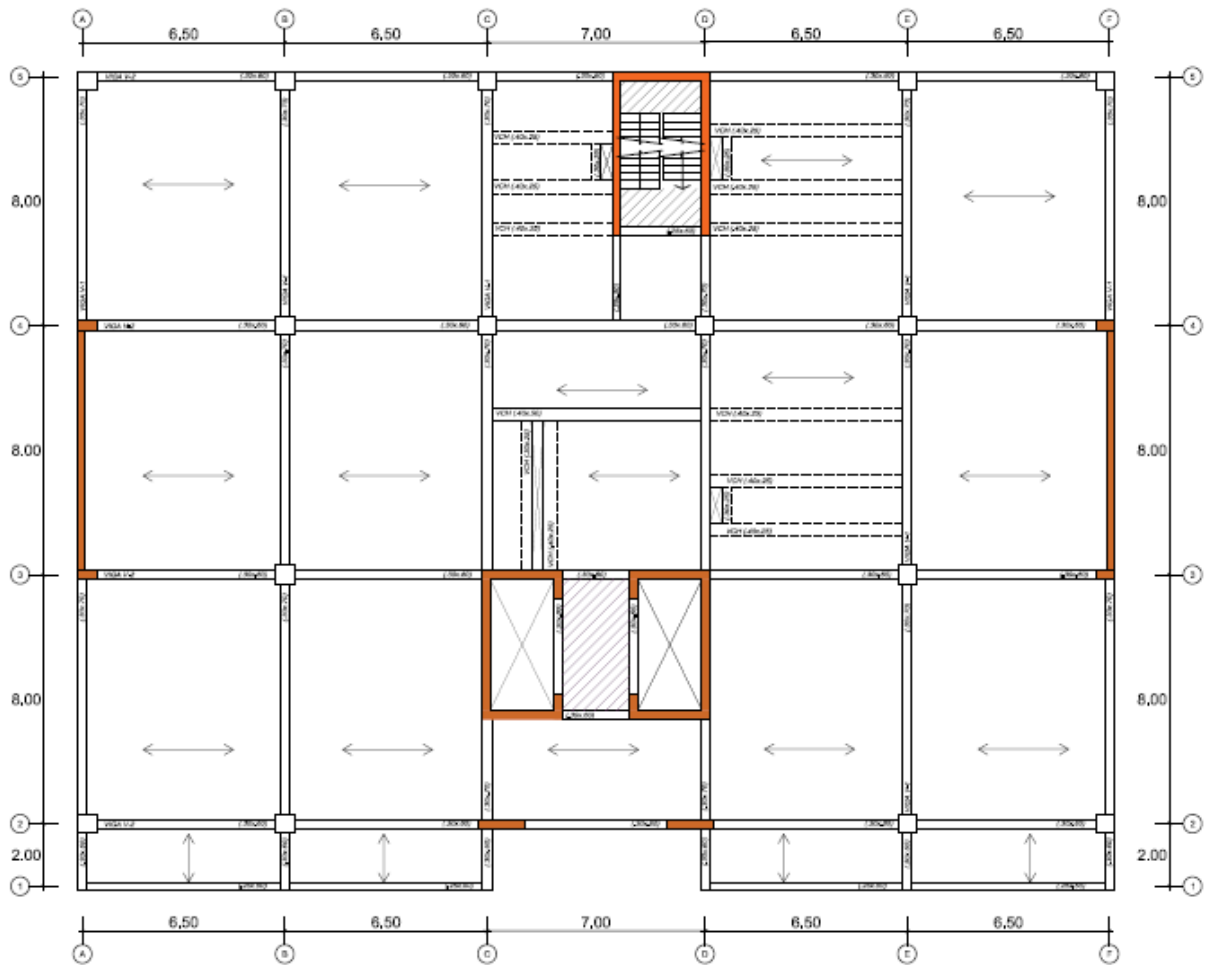


Figura 3.4.2. Esquema estructural

CAPITULO 4. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas se consideran solamente las generadas por el peso de los elementos, las cuales se encuentran detalladas en la Norma E.020. Dichas cargas a considerar serán las cargas vivas (CV), que comprenden sobrecargas y dependerán del tipo de uso que se le dé al edificio. También se consideran cargas muertas (CM), las cuales consideran el peso en el edificio; es decir que se supondrá que actuarán durante toda la vida útil del mismo.

La estructura es diseñada para resistir las cargas que actúen sobre ella durante su vida útil. Estas cargas son:

- **CM:** Carga Muerta. Estas cargas provienen del peso propio de los elementos, tales como: vigas, tabiques, acabados y otros elementos, estos se mantendrán fijos el tiempo de vida de la edificación.
- **CV:** Cargas vivas. Estas cargas provienen del peso de los ocupantes, equipos muebles y demás elementos móviles. La Norma E. 020 detalla las cargas vivas que se usaran, las cuales dependen del uso de la estructura. Al ser este un proyecto de oficinas, la carga viva será de 250 Kg/m² y adicionalmente se consideró 50 Kg/m² de carga por tabiquería móvil. En corredores de uso común y escaleras con carga viva de 400 Kg/m².
- **CS:** Cargas de sismo. Son las cargas que simulan un movimiento sísmico sobre la estructura y se determinarán en base a espectros, dados por la Norma E.030.

Para dicho metrado se utilizó el método de áreas tributarias con un análisis estático. A continuación se muestra en tablas los tipos de carga por elemento.

Elemento	Peso Unitario	Unidad
Concreto Armado	2400	kg/m ³
Losa Aligerada (h= 25 cm)	350	kg/m ²
Acabados	100	kg/m ²
Muro Cortina (vidrio)	50	kg/m ²
Unidades de Albañilería Huecas	1350	kg/m ³

Sobrecarga		
Ambiente	Magnitud	Unidad
Oficinas	250	kg/m ²
Azotea	100	kg/m ²
Tabiquería Móvil	50	kg/m ²
Corredores y Escaleras	400	kg/m ²

En los capítulos posteriores se procederá a realizar el análisis, metrado y diseño de cada elemento estructural.



CAPITULO 5. ANÁLISIS SÍSMICO

Se sigue los lineamientos de la Norma E.030 para realizar el análisis sísmico.

Según los requerimientos del capítulo 3.5 de dicha norma el edificio califica como regular y también tiene una altura menor a 30m, con lo cual se puede realizar tanto el análisis dinámico como el estático.

Se realizó el análisis dinámico considerando tres grados de libertad por piso, análisis en traslación pura tanto para la dirección X-X como para Y-Y. Para ello, se empleó el programa ETABS como herramienta de análisis. Además, se desarrolla un análisis estático para comparar las fuerzas del análisis dinámico respecto al estático.

5.1 Definición de parámetros de análisis

La Norma E.030 especifica los siguientes parámetros:

- **Factor de zona (Z):** Este factor define la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. La Norma considera 4 zonas sísmicas distribuidas de acuerdo a la actividad sísmica de cada lugar. El edificio se encuentra en Lima, dicha ciudad pertenece a la Zona 4, por lo tanto $Z=0.45$.
- **Factor de Uso (U):** Es la importancia del edificio de acuerdo al uso que tendrá. Dado que el edificio será usado para oficinas, este es clasificado como “Categoría C Edificaciones Comunes”, por lo tanto el factor será $U=1$.
- **Parámetro del Suelo (S) y (Tp):** El edificio se ubica en el distrito de Miraflores, Lima, donde existe un “buen suelo” con presión admisible de 4.0 Kg/cm^2 compuesto por una grava mal graduada típica de la zona. Por tanto el suelo es tipo S1, correspondiente a rocas o suelos muy rígidos.

Se tuvieron los resultados: $S=1$ y $T_p=0.4 \text{ s}$.

- **Factor de Amplificación Sísmica (C):** Este factor amplifica la respuesta de la estructura frente a la aceleración que experimenta el suelo en un movimiento sísmico. Este valor depende del periodo fundamental de vibración.

Para la dirección de análisis X-X el periodo fundamental $T=0.63 \text{ s}$, lo que corresponde a un valor de $C=1.60$.

Para la dirección de análisis Y-Y el periodo fundamental $T=0.45 \text{ s}$, lo que corresponde a un valor de $C=2.21$.

Ambos periodos fundamentales se del modelo de tres grados de libertad, es decir se consideraron los giros en planta.

- **Coefficiente de Reducción (R):** El sistema estructural del edificio está basado en pórticos y muros de corte (placas) de concreto armado, tanto en la dirección X como en Y. La Norma E.030 da un valor de reducción de R de acuerdo al sistema estructural que posea el edificio. A lo cual se tuvo como resultado $R_X=X=R_Y-Y=6$.

Se muestra en la siguiente figura el espectro de diseño y las expresiones que gobiernan el mismo.

- $T < T_p$: $C=2.5$
- $T_p < T < T_l$: $C=2.5 * (\frac{T_p}{T})$
- $T > T_l$: $C=2.5 * (\frac{T_p * T_l}{T^2})$

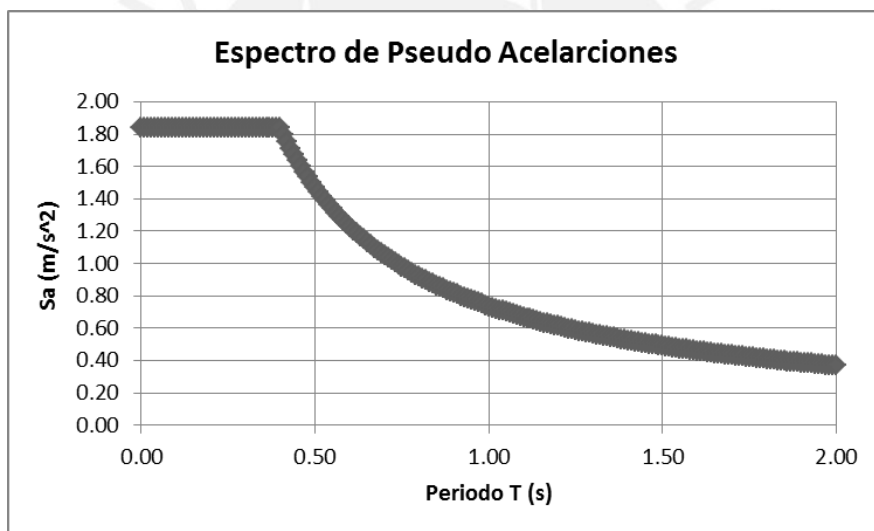


Figura 5.1. Espectro de diseño

La obtención de los parámetros tales como los periodos en ambas direcciones mostrados líneas arriba, serán calculados más adelante.

5.2 Resultados del análisis sísmico estático

5.2.1 Análisis estático X-X:

Con los parámetros: Z, U, C, S y R definidos anteriormente y el periodo fundamental, en traslación pura, en cada dirección de análisis X-X e Y-Y, se calcula la cortante estática del edificio.

Se calcula el peso total del edificio se de acuerdo a las indicaciones de la norma E.030. Se considera el 25% de carga viva en los techos y el 100% de carga muerta. A continuación se muestra un cuadro con los pesos por nivel.

Piso	Peso
	Ton
Piso 1	756
Piso 2	747
Piso 3	747
Piso 4	747
Piso 5	747
Piso 6	747
Piso 7	596

Con los datos de la tabla se calcula un peso aproximado de $0.91 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ del piso típico.

El análisis estático se realiza utilizando las formulas propuestas en la Norma E.030 para el periodo, en traslación pura calculado anteriormente, $T=0.60$ s. Además, se muestra la distribución de fuerzas horizontales en altura.

Zona	Z4
Categoria	C
Suelo	S1
TP	0.4
TL	2.5
T	0.60
Ro	6
Ip	1
Ia	1

Z	0.45
U	1
C	1.67
S	1
R	6

ZUCS/R	0.1250
k	1.050

C/R >= .125	0.278	Ok
-----------------------	-------	----

Piso	Peso (Ton)	H (m)	Pi*(hi)^k	ai	Fi
Piso 7	596	23.8	16621	0.215	136.5
Piso 6	747	20.4	17719	0.229	145.5
Piso 5	747	17	14632	0.189	120.2
Piso 4	747	13.6	11575	0.150	95.1
Piso 3	747	10.2	8558	0.111	70.3
Piso 2	747	6.8	5591	0.072	45.9
Piso 1	756	3.4	2733	0.035	22.4
Total	5087	Total	77427		
V(Ton)	636				

5.2.2 Análisis Estático Y-Y

El análisis que se realiza es el mismo que para la dirección X-X. Se tiene el periodo, en traslación pura calculado anteriormente, $T=0.406$ s. Además, se muestra la distribución de fuerzas horizontales en altura.

Zona	Z4
Categoría	C
Suelo	S1
TP	0.4
TL	2.5
T	0.41
Ro	6
Ip	1
Ia	1

Z	0.45
U	1
C	2.44
S	1
R	6

ZUCS/R	0.1829
k	1.00

C/R >= .125	0.407	Ok
-----------------------	-------	----

Piso	Peso (Ton)	H (m)	Pi*(hi)^k	ai	Fi
Piso 7	596	23.8	14185	0.210	195.4
Piso 6	747	20.4	15239	0.226	209.9
Piso 5	747	17	12699	0.188	174.9
Piso 4	747	13.6	10159	0.150	139.9
Piso 3	747	10.2	7619	0.113	105.0
Piso 2	747	6.8	5080	0.075	70.0
Piso 1	756	3.4	2570	0.038	35.4
Total	5087	Total	67551		
V(Ton)	931				

Se muestra un cuadro resumen con los valores de cortante basal obtenidos por el análisis estático.

CORTANTE BASAL ESTATICO		
Carga	VX (Ton)	VY (Ton)
Sismo Estático X-X	636	-
Sismo Estático Y-Y	-	931

5.3 Resultado del análisis sísmico dinámico

Del modelo generado en el programa ETABS se obtuvo los centros de rigidez (CR) y el centro de masas (CM), que se ubica en el centro geométrico de la planta. Se muestra que el CR en “X” se encuentra a 0.65 m del centro de masa, lo cual es correcto ya que existen placas generosas a la derecha del CM. De igual manera, en “Y” el centro de rigidez se encuentra a 0.17 m en promedio de su coordenada en el centro de masas; debido a que en la entrada (fachada) se cuenta con una abertura en el volado. A continuación se muestra, en promedio, la distancia relativa entre el CM y CR.

Nivel	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR
	m	m	m	m	m	m
Piso 1	16.50	13.00	17.02	13.07	-0.52	-0.07
Piso 2	16.50	13.00	17.04	13.07	-0.54	-0.07
Piso 3	16.50	13.00	17.09	13.33	-0.59	-0.33
Piso 4	16.50	13.00	17.15	13.33	-0.65	-0.33
Piso 5	16.50	13.00	17.21	13.23	-0.71	-0.23
Piso 6	16.50	13.00	17.27	13.12	-0.77	-0.12
Piso 7	16.50	13.00	17.30	13.03	-0.80	-0.03
			PROMEDIO		-0.65	-0.17

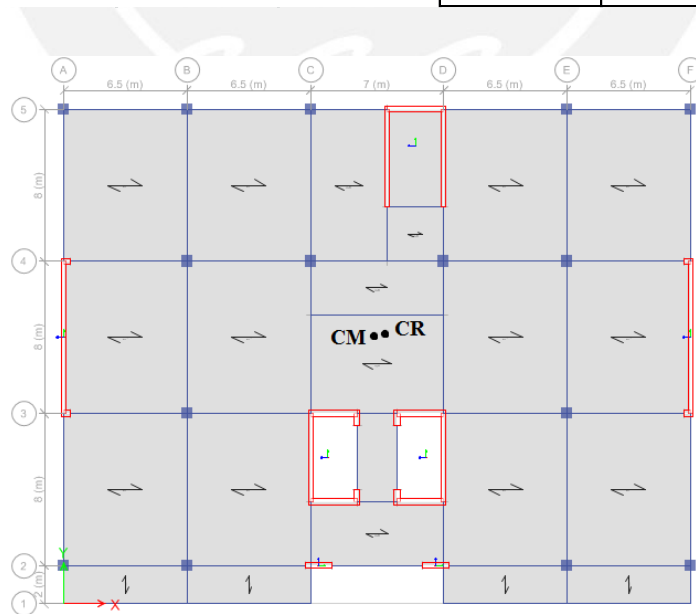


Figura 5.2 Ubicación del CM y CR en planta

5.3.1 Modos de vibración

Se realizan dos análisis dinámicos: un análisis de traslación pura en cada una de las direcciones consideradas (TPX y TPY), y otro análisis con tres grados de libertad por nivel (dos componentes de traslación y una rotacional).

A continuación se muestran dos tablas con los resultados de los periodos y de las masas participantes en las ambas direcciones. Se muestran cinco modos principales de vibración.

ANALISIS DIRECCION X-X										
	3GDL					TRASLACIONAL PURO				
Modo	1	4	7	8	9	1	2	3	4	5
Periodo (s)	0.61	0.16	0.08	0.05	0.05	0.60	0.16	0.07	0.05	0.03
% Masa Participante	74.32%	15.82%	5.31%	1.40%	0.86%	74.64%	15.43%	5.16%	2.39%	1.14%
Acumulado Masa Participante %	74.32%	90.14%	95.45%	96.85%	97.71%	74.64%	90.07%	95.23%	97.62%	98.76%

ANALISIS DIRECCION Y-Y										
	3GDL					TRASLACIONAL PURO				
Modo	2	3	5	6	9	1	2	3	4	5
Periodo (s)	0.42	0.39	0.10	0.09	0.05	0.41	0.09	0.04	0.03	0.02
% Masa Participante	50.28%	21.29%	9.96%	9.89%	2.01%	71.15%	20.37%	5.58%	1.93%	0.69%
Acumulado Masa Participante %	50.28%	71.57%	81.53%	91.42%	93.43%	74.64%	90.07%	95.23%	97.62%	98.76%

Los resultados obtenidos del análisis con 3GDL se observa que el periodo fundamental en el eje X es 0.63 s, con un porcentaje de masa participante es de 74%. En el eje Y, el periodo fundamental, para 3GDL, es 0.42 s con un porcentaje de masa participante de 50%.

Existe una diferencia entre los periodos fundamentales de las direcciones X e Y. El periodo en la dirección X-X mayor que en la dirección Y-Y; de esta manera se confirma que la estructura en Y-Y es más rígida que en X-X. Esto último es debido a que existen placas más generosas en el eje Y, lo que provee de mayor rigidez a la estructura en esa dirección.

Las masas participantes obtenidos del análisis con 3GDL y traslación pura muestran una notable diferencia en el eje Y; ello debido a que existe menos simetría en el eje Y que en el eje X. Además en el eje Y, la diferencia entre las masas participantes, 50% (3GDL) y 71% (traslacional puro), muestra que el edificio posee una excentricidad en el eje X, lo cual produce un efecto torsión al realizar el análisis de 3GDL. En conclusión, dicha torsión se manifiesta en el análisis de 3GDL disminuyendo la masa participante de 71% a 50%.

5.3.2 Control de derivas

La norma E.030 exige que la deriva máxima no deberá sobrepasar de 7‰ para edificios de concreto armado. Las derivas obtenidas en el análisis dinámico se multiplican por $0.75 \cdot R$, de esta forma se calcula la deriva inelástica.

$$\text{Deriva inelástica} = 0.75 \cdot R \cdot (\text{Deriva elástica})$$

Donde:

- R: Coeficiente de reducción en cada dirección principal ($R_x = R_y = 6$).

En la siguiente tabla se observan los resultados de las derivas elásticas e inelásticas o máximas en cada dirección de análisis.

DIRECCION X					
Nivel	Diafragma	UX(mm)	Desplazamiento Relativo (mm)	Deriva Elástica ‰	Deriva Max. Inelástica ‰
Piso 7	D7	17.49	2.29	0.674	3.03
Piso 6	D6	15.20	2.63	0.774	3.48
Piso 5	D5	12.57	2.89	0.850	3.83
Piso 4	D4	9.68	3.00	0.882	3.97
Piso 3	D3	6.68	2.87	0.844	3.80
Piso 2	D2	3.81	2.40	0.706	3.18
Piso 1	D1	1.41	1.41	0.353	1.59

DIRECCION Y					
Nivel	Diafragma	UY(mm)	Desplazamiento Relativo (mm)	Deriva Elástica ‰	Deriva Max. Inelástica ‰
Piso 7	D7	18.84	3.13	0.921	4.14
Piso 6	D6	15.71	3.21	0.944	4.25
Piso 5	D5	12.50	3.30	0.971	4.37
Piso 4	D4	9.20	3.09	0.909	4.09
Piso 3	D3	6.11	2.73	0.803	3.61
Piso 2	D2	3.38	2.11	0.621	2.79
Piso 1	D1	1.27	1.27	0.318	1.43

Del análisis dinámico se puede obtener la máxima deriva en cada dirección, a lo cual se observa una deriva máxima en X igual a 3.97‰, mientras que en Y una deriva máxima de 4.37‰. Con estos resultados se señala que no se supera la deriva máxima permitida para edificios de concreto armado, que propone la Norma E.030, de 7‰.

De acuerdo a la Norma E.030, el valor máximo de deriva de entrepiso para edificaciones de mampostería es de 5‰, que es el valor al cual estas unidades aún pueden ser reparadas. Como obtuvimos un valor máximo menor al mencionado, se puede esperar que los tabiques en el edificio tengan un buen comportamiento frente a cargas sísmicas.

5.3.3 Fuerza cortante basal dinámica

A continuación se muestra un cuadro resumen con los valores de cortante basal obtenidos por el análisis estático.

PISO	3GDL		TRASLACIONAL PURO	
	VX (Ton)	VY (Ton)	VX (Ton)	VY (Ton)
7	130	160	133	180
6	241	308	247	346
5	323	420	331	470
4	388	504	398	565
3	442	568	452	636
2	482	610	493	684
1	502	632	515	709

CORTANTE BASAL DINAMICO		
Carga	VX (Ton)	VY (Ton)
Sismo Dinámico X-X	502	-
Sismo Dinámico Y-Y	-	632

La Norma E.030 indica que el diseño de los elementos puede estar dado el análisis dinámico, siempre y cuando, en un edificio regular, el valor de la cortante basal dinámica este escalado al 80% de la cortante basal estática. En el cuadro a continuación se muestra un resumen de la cortante basal estática y dinámica.

	Direccion X-X	Direccion Y-Y
V dinámico (Ton)	501	632
V estático (Ton)	636	931
80% x V estático	509	745
V dinámico > 80% x Vestático	No cumple	No cumple
Factor a escalar	1.01	1.18

5.4 Verificación del Tipo de Sistema Estructural

Esta verificación es para comprobar que efectivamente se trata de un sistema de muros estructurales, es decir el R_o es igual a 6. Se realiza mediante las fuerzas obtenidas por el análisis estático, es decir la cortante basal. La distribución de esta cortante es para un modelo de 3 g.d.l. con giro y la excentricidad accidental de 5%.

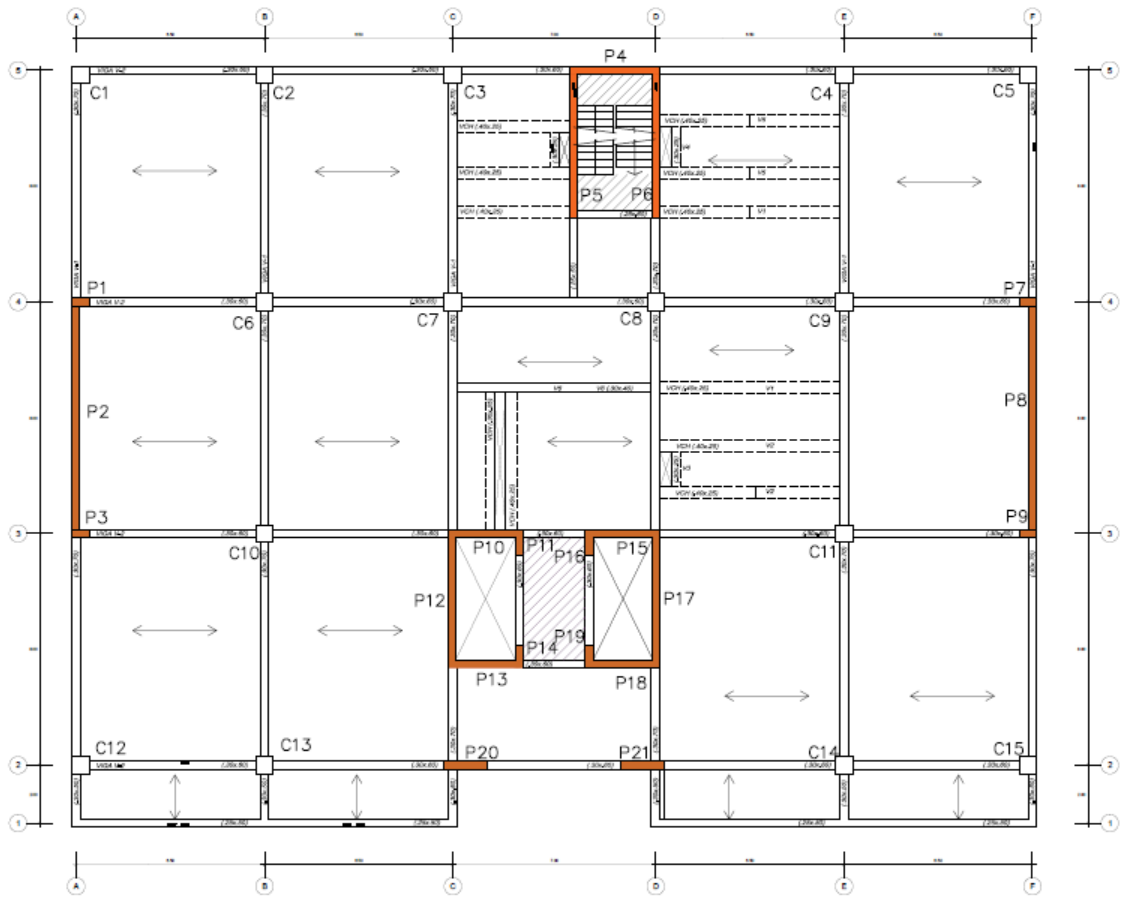


Figura 5.2 Etiquetas de placas y columnas en planta

5.4.1 Verificación en X-X

Se analizó la sumatoria de la fuerza en los elementos tomando en cuenta la orientación de los ejes locales con respecto a los ejes globales. A continuación se muestran los números que entran en el cálculo de la fuerza cortante basal en X.

FUERZAS ACTUANTES EN PLACAS			
Piso	Etiqueta	Carga	Fuerza en X
			tonf
Piso 1	P1	Sismo Estático X-X	5
Piso 1	P3	Sismo Estático X-X	4
Piso 1	P4	Sismo Estático X-X	161
Piso 1	P7	Sismo Estático X-X	5
Piso 1	P9	Sismo Estático X-X	4
Piso 1	P10	Sismo Estático X-X	97
Piso 1	P13	Sismo Estático X-X	90
Piso 1	P15	Sismo Estático X-X	97
Piso 1	P18	Sismo Estático X-X	90
Piso 1	P20	Sismo Estático X-X	19
Piso 1	P21	Sismo Estático X-X	19
Total			590

FUERZAS ACTUANTES EN COLUMNAS			
Piso	Etiqueta	Carga	Fuerza en X
			tonf
Piso 1	C1	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C2	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C3	Sismo Estático X-X	4
Piso 1	C4	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C5	Sismo Estático X-X	2
Piso 1	C6	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C7	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C8	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C9	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C10	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C11	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C12	Sismo Estático X-X	2
Piso 1	C13	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C14	Sismo Estático X-X	3
Piso 1	C15	Sismo Estático X-X	2
Total			46

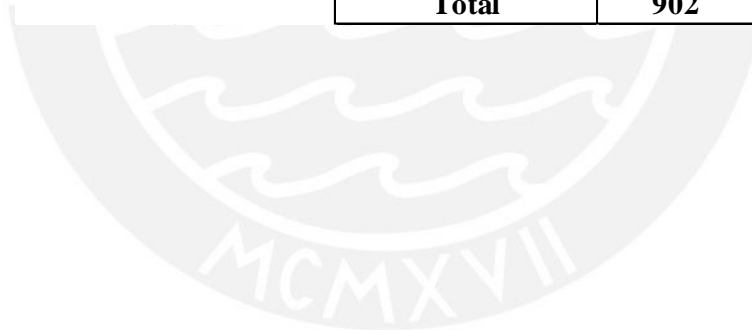
Cortante	Valor	
Placas	590	Ton
Columnas	46	Ton
Placas	93	%
Columnas	7	%
Total	100	%

Del cuadro resumen se observa que las placas toman el 93% de las fuerzas horizontales, es por eso que en esta dirección $R_o=6$.

5.4.2 Verificación en Y-Y

Se analizó la sumatoria de la fuerza en los elementos tomando en cuenta la orientación de los ejes locales con respecto a los ejes globales. A continuación se muestran los números que entran en el cálculo de la fuerza cortante basal en Y.

FUERZAS ACTUANTES EN PLACAS			
Piso	Etiqueta	Carga	Fuerza en Y
			tonf
Piso 1	P2	Sismo Estático Y-Y	261
Piso 1	P5	Sismo Estático Y-Y	124
Piso 1	P6	Sismo Estático Y-Y	102
Piso 1	P8	Sismo Estático Y-Y	139
Piso 1	P11	Sismo Estático Y-Y	10
Piso 1	P12	Sismo Estático Y-Y	122
Piso 1	P14	Sismo Estático Y-Y	11
Piso 1	P16	Sismo Estático Y-Y	12
Piso 1	P17	Sismo Estático Y-Y	108
Piso 1	P19	Sismo Estático Y-Y	12
Total			902



FUERZAS ACTUANTES EN COLUMNAS			
Piso	Etiqueta	Carga	Fuerza en
			Y
			tonf
Piso 1	C1	Sismo Estático Y-Y	2
Piso 1	C2	Sismo Estático Y-Y	2
Piso 1	C3	Sismo Estático Y-Y	1
Piso 1	C4	Sismo Estático Y-Y	1
Piso 1	C5	Sismo Estático Y-Y	1
Piso 1	C6	Sismo Estático Y-Y	2
Piso 1	C7	Sismo Estático Y-Y	2
Piso 1	C8	Sismo Estático Y-Y	3
Piso 1	C9	Sismo Estático Y-Y	1
Piso 1	C10	Sismo Estático Y-Y	2
Piso 1	C11	Sismo Estático Y-Y	1
Piso 1	C12	Sismo Estático Y-Y	2
Piso 1	C13	Sismo Estático Y-Y	2
Piso 1	C14	Sismo Estático Y-Y	1
Piso 1	C15	Sismo Estático Y-Y	1
Total			28

Cortante	Valor	
Placas	902	Ton
Columnas	28	Ton
Placas	97	%
Columnas	3	%
Total	100	%

De igual manera se ve que las placas en esta dirección toman el 97% de las fuerzas horizontales, por lo tanto $R_o=6$

5.5 Análisis de irregularidades

Las irregularidades tanto en altura como en planta se analizan con simples comparaciones o utilizando los resultados obtenidos por el software utilizado.

a) Irregularidades en altura:

1. Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

La norma expresa que existe problema de piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o es menor que 80% de la

rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. A continuación se muestra los análisis tanto en la dirección X-X como Y-Y

DIRECCION X			
Nivel	Diafragma	Rigidez (ton/m)	< 70%
Piso 7	D7	49772	-
Piso 6	D6	43640	0.9
Piso 5	D5	33067	0.8
Piso 4	D4	25502	0.8
Piso 3	D3	20234	0.8
Piso 2	D2	16468	0.8
Piso 1	D1	15436	0.9

DIRECCION Y-Y			
Nivel	Diafragma	Rigidez (ton/m)	< 70%
Piso 7	D7	77559	-
Piso 6	D6	63807	0.8
Piso 5	D5	47885	0.8
Piso 4	D4	38227	0.8
Piso 3	D3	32924	0.9
Piso 2	D2	29506	0.9
Piso 1	D1	26477	0.9

Se muestra en las tablas que los valores no son menores a 0.7, por lo tanto se concluye que no existe irregularidad por piso blando.

2. Irregularidad de piso débil.

La presente irregularidad se da cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso es inferior al 80% de la resistencia entrepiso inmediato superior; sin embargo esta irregularidad no se presenta en nuestra estructura, ya que las alturas de entrepiso son similares y las dimensiones de nuestro sistema estructural se mantienen constantes; lo cual, elimina la posibilidad de la ocurrencia de piso débil.

3. Irregularidad Extrema de Rigidez

Al no tener irregularidad de piso blando no existirá irregularidad extrema de piso blando.

4. Irregularidad Extrema de Resistencia

Es lógico pensar que al no presentarse irregularidad de piso débil, tampoco se presentara irregularidad extrema de piso débil.

5. Irregularidad de Masa o Peso

Según la norma la irregularidad de masa o peso ocurre cuando el peso o masa de un determinado piso es mayor en 50% de un piso contiguo. A continuación se muestran los pesos de cada piso.

Irregularidad de Masa o Peso			
Piso	Peso	< 1.5*Piso Superior	< 1.5*Piso Inferior
	Ton		
Piso 1	756	-	1.01
Piso 2	747	0.99	1.00
Piso 3	747	1.00	1.00
Piso 4	747	1.00	1.00
Piso 5	747	1.00	1.00
Piso 6	747	1.00	1.25
Piso 7	596	0.80	-

Se puede observar que los valores de la columna de peso son menores que los de Piso Superior e Inferior, lo cual indica que el piso de análisis no sobrepasa al adyacente en más del 50%. Se concluye que no existe irregularidad de Masa o Peso.

6. Irregularidad Geométrica Vertical

La norma exige que cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente ocurre irregularidad de geométrica vertical; este tipo de irregularidad no se podría presentar en la estructura, ya que el edificio tiene una distribución estructural típica a lo largo del edificio.

7. Discontinuidad en los sistemas resistentes:

La norma exige que cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento se tenga en cuenta la irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes; sin embargo, como lo expuesto anteriormente se mantiene la distribución de elementos

estructurales en todos los pisos; por lo cual, esta irregularidad no se presenta en la estructura.

8. Discontinuidad en los sistemas resistentes:

Como no se presentó la primera es...

b) Irregularidades en Planta:

9. Irregularidad torsional:

En este ítem se verificará la irregularidad producto de una posible torsión en planta. Se presenta irregularidad torsional si en una línea perpendicular a la dirección de análisis el promedio de los desplazamientos relativos de entrepiso (D_{prom}) multiplicados por 1.3 son mayores al desplazamiento máximo de entrepiso (D_{max}) de cada nivel. Adicionalmente se presentara irregularidad cuando el máximo desplazamiento de entrepiso sea mayor al 50% del desplazamiento permisible (D_{perm}).

En resumen, para que haya irregularidad torsional se debe cumplir con:

- $D_{m\acute{a}x}/D_{prom} > 1/3$
- $D_{prom} /D_{perm} > 0.5$

Donde: $D_{perm}=7*3.4=23.8$ mm

DIRECCION X-X							
Piso	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento Relativo Mín. (mm)	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento Relativo Máj. (mm)	Desplazamiento Promedio	$D_{m\acute{a}x}/D_{perm}$	$D_{m\acute{a}x}/D_{prom}$
Piso 7	15.06	8.82	17.49	10.31	9.56	0.43	1.08
Piso 6	13.10	10.17	15.20	11.84	11.00	0.50	1.08
Piso 5	10.84	11.12	12.57	13.01	12.06	0.55	1.08
Piso 4	8.37	11.57	9.68	13.50	12.53	0.57	1.08
Piso 3	5.80	11.12	6.68	12.92	12.02	0.54	1.07
Piso 2	3.33	9.36	3.81	10.80	10.08	0.45	1.07
Piso 1	1.25	5.63	1.41	6.35	5.99	0.27	1.06

DIRECCION Y-Y							
Piso	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento Relativo Mín. (mm)	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento Relativo Máj. (mm)	Desplazamiento Promedio	$D_{m\acute{a}x}/D_{perm}$	$D_{m\acute{a}x}/D_{prom}$
Piso 7	12.47	9.23	18.84	14.09	11.66	0.59	1.21
Piso 6	10.42	9.59	15.71	14.45	12.02	0.61	1.20
Piso 5	8.29	9.68	12.50	14.85	12.26	0.62	1.21
Piso 4	6.14	9.23	9.20	13.91	11.57	0.58	1.20
Piso 3	4.09	8.15	6.11	12.29	10.22	0.52	1.20
Piso 2	2.28	6.39	3.38	9.50	7.94	0.40	1.20
Piso 1	0.86	3.87	1.27	5.72	4.79	0.24	1.19

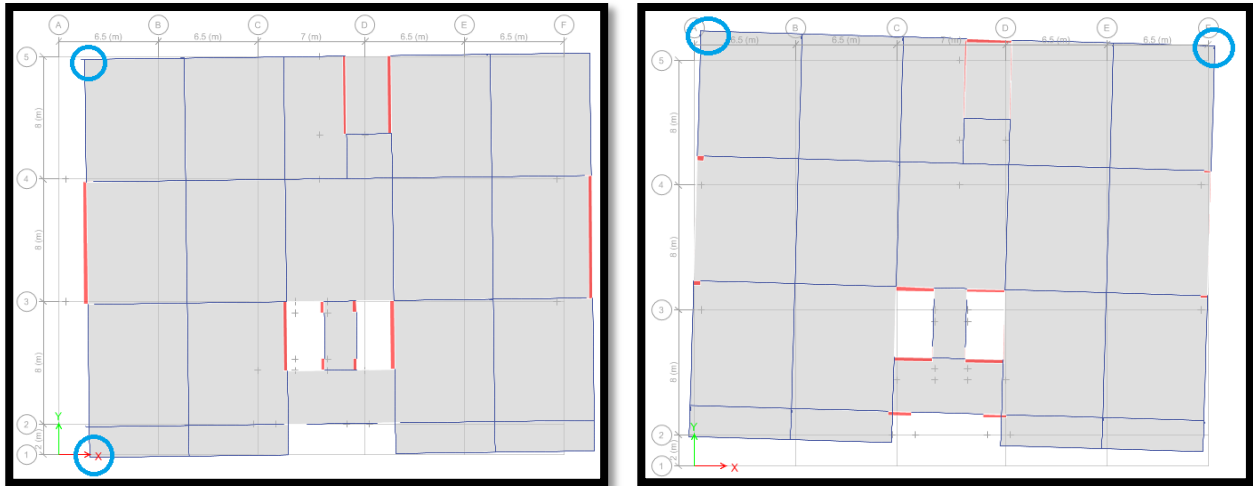


Figura 5.3 A la izquierda la acción de sismo en X-X, a la derecha sismo en Y-Y

En las tablas se observa que el máximo valor del cociente $D_{m\acute{a}x}/D_{prom}$ es 1.21 en la dirección Y-Y, por cual se concluye que no existe irregularidad torsional.

10. Irregularidad Torsional Extrema:

Al no presentarse irregularidad Torsional es lógico pensar que no existirá esta irregularidad.

11. Esquinas Entrantes

El edificio no cuenta con esquinas entrantes en planta por lo cual se afirma que no existe esta irregularidad.

12. Discontinuidad del Diafragma

La norma exige que una estructura se califica como irregular respecto a la discontinuidad en el diafragma cuando las aberturas dentro de las losas abarcan un área mayor al 50% del área bruta del mismo, también se presenta dicha irregularidad cuando se tiene una sección transversal con área resistente menor al 25% del área de la sección transversal de la misma dirección de análisis.

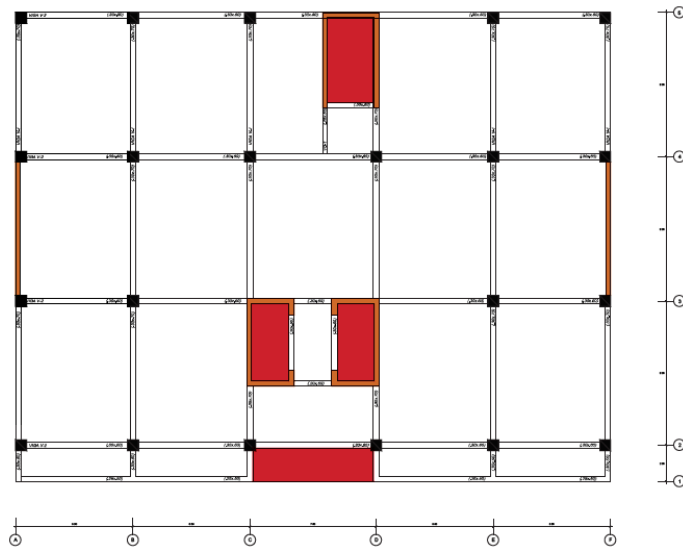


Figura 5.4 Discontinuidad de diafragma

Las áreas de color rojo representan las aberturas en planta:

Área Bruta= 858 m², Área de Aberturas= 30.73 m², claramente el área de las aberturas es menor al 50% del área bruta, por lo cual no se presenta dicha irregularidad.

13. Sistemas no Paralelos

La norma considera irregularidad de sistemas no paralelos cuando en cualquiera de las de análisis los sistemas estructurales, que soportan más del 10% de la fuerza cortante en el piso y con ángulos mayores a 30° entre los ejes de los pórticos, no son paralelos. Se observa que la estructura presenta pórticos en los ejes “X” e “Y” únicamente, lo cual elimina la irregularidad de sistemas no paralelos.

A continuación se presenta un cuadro resumen de las irregularidades.

Configuración	Irregularidad	Observación
Altura	Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	No presenta
	Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	No presenta
	Irregularidad Extrema de Rigidez	No presenta
	Irregularidad Extrema de Resistencia	No presenta
	Irregularidad de Masa o Peso	No presenta
	Irregularidad Geométrica Vertical	No presenta
	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No presenta
	Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	No presenta
Planta	Irregularidad Torsional	No presenta
	Irregularidad Torsional Extrema	No presenta
	Esquinas Entrantes	No presenta
	Discontinuidad del Diafragma	No presenta
	Sistemas no Paralelos	No presenta

Se puede observar que no existe irregularidad ni en planta ni en altura, por lo tanto la estructura es regular. $R_x-x=6$, $R_y-y=6$.

5.6 Junta Sísmica

Según la Norma E.030 la separación sísmica (s), distancia para evitar el contacto entre edificaciones vecinas durante un evento sísmico, no debe ser menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con junta sísmica. A continuación se resumen las condiciones descritas anteriormente:

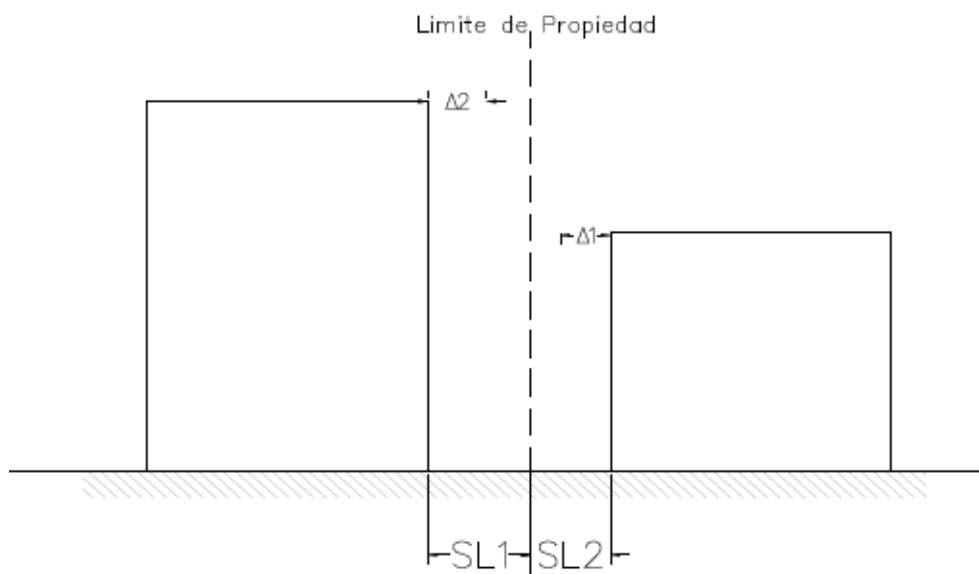


Figura 5.5 Separación entre edificios (s)

- $s1 \geq 2/3*(\Delta1+\Delta2)$
- $s2 = 0.006*h \geq 3\text{cm}$
- $SL1 \geq 2/3*\Delta1$
- $SL1 \geq s/2$

Donde.

- o h: altura medida desde el nivel de terreno
- o $\Delta1$: desplazamiento máximo del edificio 1
- o $\Delta2$: desplazamiento máximo del edificio 2

DIRECCION X-X					
Nivel	Deriva Elástica ‰	Deriva Max. Inelástica ‰	Desplazamiento Relativo (m)	Desplazamiento Absoluto (m)	Desplazamiento Absoluto (cm)
Piso 7	0.674	3.03088	0.010	0.079	7.87
Piso 6	0.774	3.48088	0.012	0.068	6.84
Piso 5	0.850	3.82500	0.013	0.057	5.66
Piso 4	0.882	3.97059	0.014	0.044	4.36
Piso 3	0.844	3.79853	0.013	0.030	3.01
Piso 2	0.706	3.17647	0.011	0.017	1.71
Piso 1	0.353	1.58625	0.006	0.006	0.63

$$s1=2/3*7.87=5.25\text{cm}$$

$$s2=0.006*3.4*7*100/2=7.14\text{ cm}$$

Separacion entre Edificaciones	Direccion X-X
s1 (cm)	5.25
s2 (cm)	7.14

Cabe resaltar que solo se usan las dos primeras condiciones debido a que no se tienen información de la edificación adyacente. El edificio tiene como límites de propiedad los ejes A y F, a estos se les deja una separación de 7.14 cm.

CAPITULO 6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

La sección de una losa aligerada es de forma “T”, la cual se modela como una viga continua sobre apoyos simples. Su diseño comprende la flexión y la verificación por corte. Por un lado el cálculo del refuerzo positivo considera un bloque de compresiones ubicado en el ala con sección 0.40m de ancho, este bloque es menor de 0.05m. Mientras que el cálculo del refuerzo negativo considera un bloque de compresiones ubicado en el alma con sección 0.10m de ancho, este bloque es menor de 0.20m.

Las cargas que se consideran son únicamente debidas a los efectos de cargas de gravedad (C1), ya que efectos sísmicos no repercuten en ellas.

Para calcular los diagramas de momento flector y de fuerza cortante se utiliza el programa ETABS y si se pudiese se utiliza el método aproximado de coeficientes, posteriormente se realiza el diseño.

6.1 Metrado de cargas

La losa aligerada en una dirección considera una franja de ancho tributario de 0.40m, ancho de una vigueta. Las cargas distribuidas se expresan en Kg/m y las cargas concentradas, debido a la acción de tabiques transversales al aligerado, se dan en Kg.

6.2 Diseño por flexión

La Norma E.060 indica que la sección debe sufrir una falla dúctil, por lo cual limita el valor máximo y mínimo del acero. En la sección en “T”, debido a sus características geométricas, se calcula dos valores de acero máximo y dos de mínimo. A continuación se muestra estos cálculos y las fórmulas para el cálculo del refuerzo por flexión.

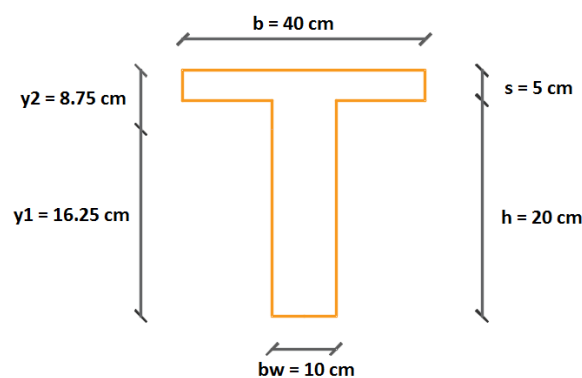


Figura 6.2 Sección “T” del Aligerado

Para el cálculo del A_{smin} se emplean las siguientes formulas:

- $A_{smin}^+ = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * b * w * d$
 $b = 0.40 \text{ m}, d = 0.22 \text{ m}$
 $A_{smin}^+ = 0.53 \text{ cm}^2$

- $A_{smin}^- = \frac{1.2 * M_{cr}}{0.9 * f_y * (0.95 * d)}$

Se calcula el momento de agrietamiento de la sección bruta.

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_2}$$

$$I_g = 22708 \text{ cm}^4$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'c} = 29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$y_2 = 8.75 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = 75217 \text{ kg} * \text{cm}$$

Donde:

- M_{cr} : Momento de agrietamiento
- I_g : Inercia de la seccion
- f_r :
- y_2 : Centro de gravedad

$$b = 0.10 \text{ m}, d = 0.22 \text{ m}$$

$$A_{smin}^- = 1.15 \text{ cm}^2 \text{ o } 1.33 * A_s \text{ de cálculo}$$

Para el cálculo del acero máximo se utiliza las siguientes expresiones:

- $A_{smax}^+ = 0.75 * A_{sb}$ $A_{sb} = \left(\frac{0.85 * f'c * (.85 * c) * b}{f_y} \right)$

$$c = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} * d = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 22 = 12.94 \text{ cm}$$

$$A_{smax}^+: b = 40 \text{ cm}$$

$$A_{smax}^+ = 8.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin}^-: b = 10 \text{ cm}$$

$$A_{smin}^- = 3.50 \text{ cm}^2$$

Para el acero de refuerzo debe brindar a la sección una resistencia tal que pueda soportar las solicitaciones dadas por los momentos amplificados o M_u .

$$M_u = 0.9 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = 0.85 * c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Dónde:

- b: ancho en compresión, para M_u+ : $b = 40\text{cm}$ y para M_u- : $b = 10\text{cm}$
- a: altura del bloque de compresiones
- d: peralte efectivo
- c: $a/0.85$

6.3 Diseño por corte

El diseño por corte considera las fuerzas cortantes últimas (V_u) a “d” (peralte efectivo) de la cara del elemento que se analiza.

Debido a que se trata de aligerados no se puede colocar acero de refuerzo que soporte dichas fuerzas cortantes, por lo cual la sección se diseña de tal manera que el concreto pueda resistir todo ese requerimiento; es decir ($\Phi V_c > V_u$). La resistencia al corte se da con la siguiente formula:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Si no se cumpliera con la condición descrita anteriormente como salvedad se podrán realizar ensanches alternados o corridos, según convenga. Estos ensanches mejoran la resistencia del aligerado al corte.

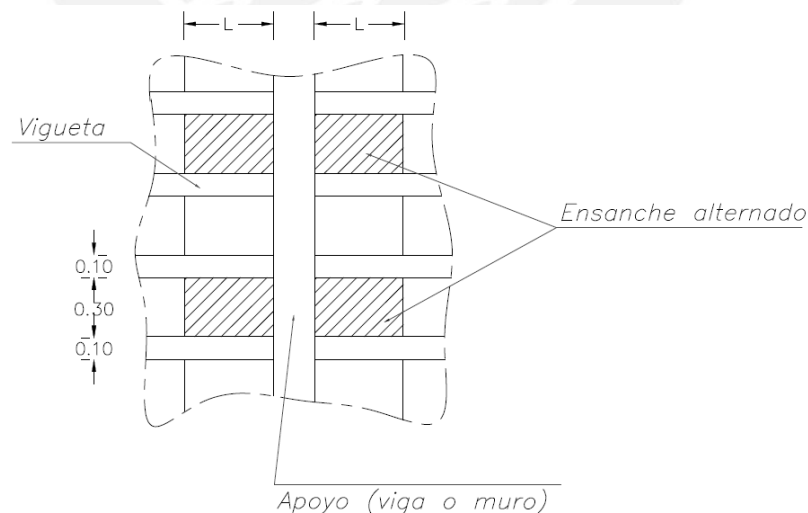


Figura 6.3 Vista en planta de los ensanches corridos y alternados (Ottazzi Pasino, 2013)

6.4 Corte del acero de refuerzo

Para realizar el corte de acero se requiere que el momento suministrado sea mayor al momento requerido, para lo cual se cumplirá ($\Phi M_n \geq M_u$), a este resultado se le aumentara una longitud extra llamada longitud de anclaje, de esta manera se asegura que los esfuerzos debido a flexión sean transmitidos adecuadamente entre los elementos.

6.5 Ejemplo de diseño de losa aligerada

A continuación se muestra como ejemplo el la Vigüeta 1, de un piso típico, la cual se ubica entre los ejes A-F y 2-3. La Figura 6.1 muestra su ubicación.

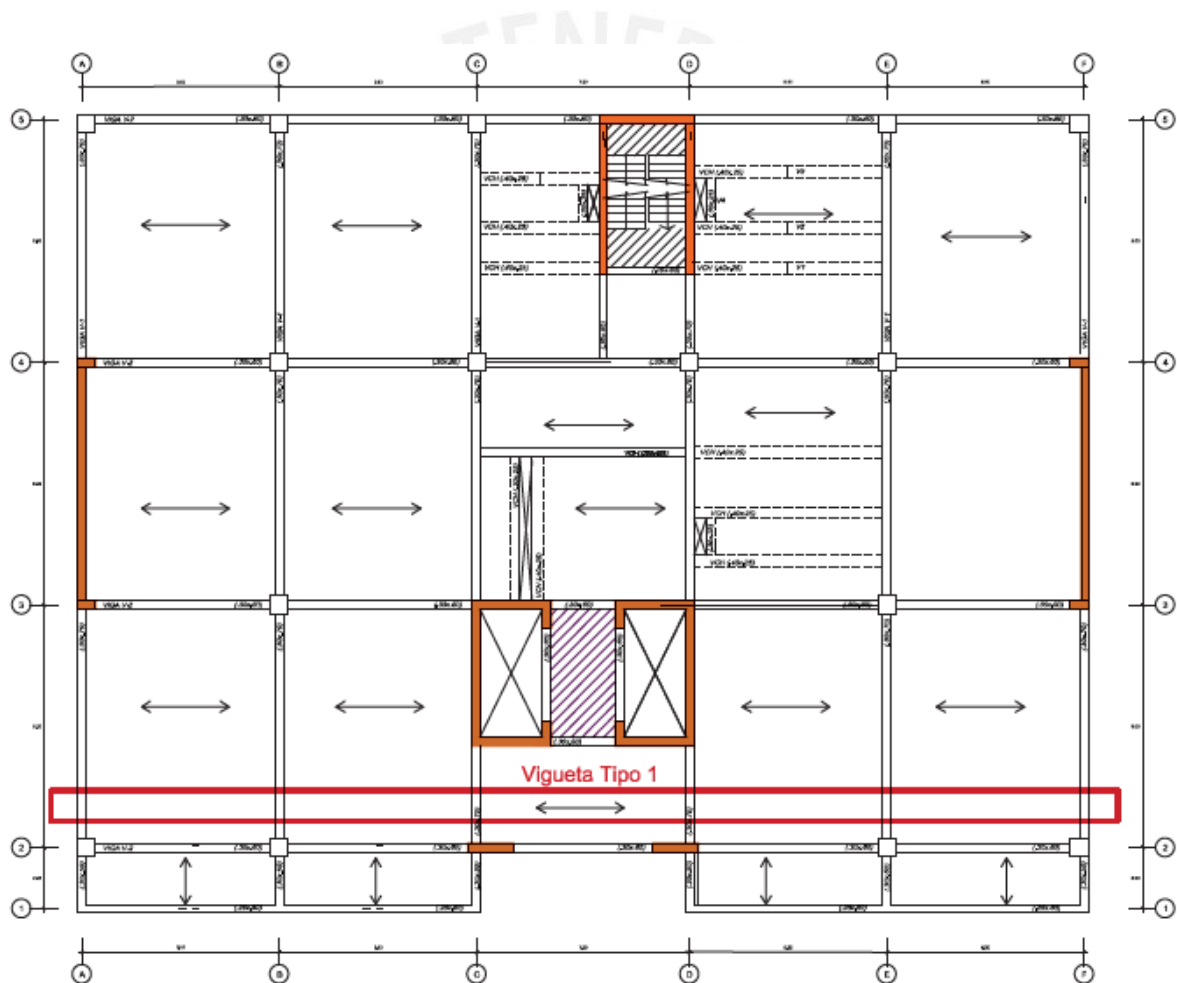


Figura 6.1. Ubicación de Vigüeta Tipo 1.

6.5.1 Metrado de cargas

Se realiza el siguiente metrado de cargas:

CM	Peso Propio:	$350 \cdot 0.4 = 140$	kg/m
	Acabados:	$100 \cdot 0.4 = 40$	kg/m
CV	Tabiquería móvil:	$50 \cdot 0.4 = 20$	kg/m
	Sobrecarga:	$250 \cdot 0.4 = 100$	kg/m
CU	$1.4 \cdot \text{CM} + 1.7 \cdot \text{CV}$:	460	kg/m

6.5.2 Modelo estructural

Se genera un modelo simplificado el cual consiste en apoyar los extremos de cada aligerado en las vigas peraltadas.

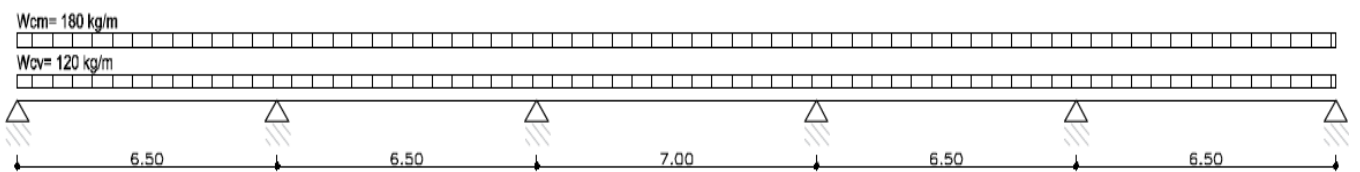


Figura 6.4 Idealización de aligerado

6.5.3 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se considera el método aproximado de los coeficientes, ya que se cumple con los siguientes requisitos:

- Deben de haber dos o más tramos. La luz del tramo mayor de dos adyacentes, no debe exceder en más del 20% de la luz menor.
- Elementos no pre-esforzados.
- Elementos prismáticos de sección constante.
- La carga viva en servicio, no debe exceder de tres veces la carga muerta en servicio.
- Solo para cargas uniformemente distribuidas.

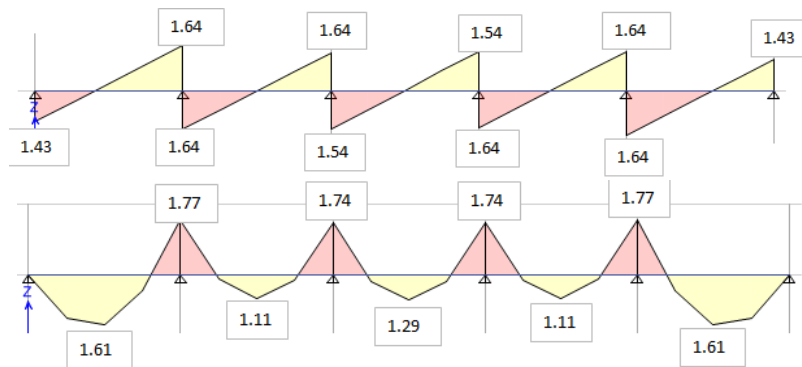


Figura 6.5 Diagrama de fuerza cortante y momento flector

Tramo	Posicion	Mu (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm2) necesario	As colocado (cm2)	Acero colocado
Eje A-B	Mizquierda	- 0.74	10	22	2.20	0.94	0.71	1 Φ 3/8"
	Mpositivo	+ 1.61	40	22	1.17	1.99	2.00	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"
	Mderecha	- 1.77	10	22	5.76	2.45	2.58	1 Φ 1/2" + 1 Φ 1/2"
Eje B-C	Mizquierda	- 1.77	10	22	5.76	2.45	2.58	1 Φ 1/2" + 1 Φ 1/2"
	Mpositivo	+ 1.11	40	22	0.80	1.36	1.42	1 Φ 3/8" + 1 Φ 3/8"
	Mderecha	- 1.74	10	22	5.65	2.40	2.58	1 Φ 1/2" + 1 Φ 1/2"
Eje C-D	Mizquierda	- 1.74	10	22	5.65	2.40	2.58	1 Φ 1/2" + 1 Φ 1/2"
	Mpositivo	+ 1.29	40	22	0.93	1.58	2.00	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"
	Mderecha	- 1.74	10	22	5.65	2.40	2.58	1 Φ 1/2" + 1 Φ 1/2"
Eje D-E	Mizquierda	- 1.74	10	22	5.65	2.40	2.58	1 Φ 1/2" + 1 Φ 1/2"
	Mpositivo	+ 1.11	40	22	0.80	1.36	1.42	1 Φ 3/8" + 1 Φ 3/8"
	Mderecha	- 1.77	10	22	5.76	2.45	2.58	1 Φ 1/2" + 1 Φ 1/2"
Eje E-F	Mizquierda	- 1.77	10	22	5.76	2.45	2.58	1 Φ 1/2" + 1 Φ 1/2"
	Mpositivo	+ 1.61	40	22	1.17	1.99	2.00	1 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"
	Mderecha	- 0.74	10	22	2.20	0.94	0.71	1 Φ 3/8"

Para dichas solicitaciones se calculó déficit de acero negativo que oscilan entre 5-10%, estos son aceptables ya que se compensan con los positivos colocados.

6.5.4 Verificación por corte

El concreto tiene resistencia de $\Phi V_c = 1.58$ ton

Tramo de aligerado entre los ejes A-B

- Cortante en Eje A: $V_u = 1.43$ ton

El V_u de diseño = 1.43 ton, para lo cual se cumple que $\Phi V_c \geq V_u$

- Cortante en Eje B: $V_u = 1.64$ ton

El V_u de diseño = 1.64 ton, para lo cual se cumple que $V_u \geq \Phi V_c$

Tramo de aligerado entre los ejes C-D

- Cortante en Eje C: $V_u = 1.54$ ton

El V_u de diseño = 1.54 ton, para lo cual se cumple que $\Phi V_c \geq V_u$

6.5.5 Cálculo de ensanche

Se utiliza ensanches alternados, de esta manera se mejora la resistencia al corte del aligerado. Este ensanche se obtiene de la siguiente manera:

El concreto tiene resistencia de $\Phi V_c = 3.95$ ton

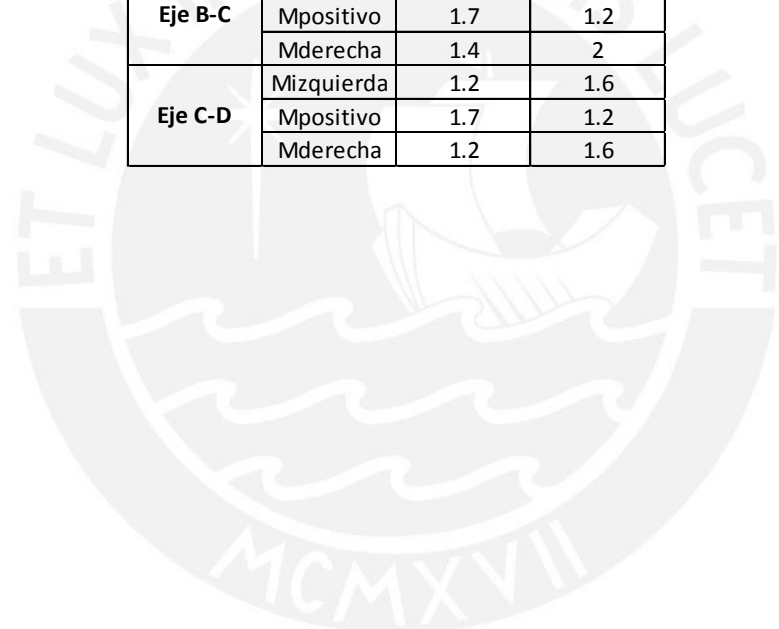
$$L=(1.64-1.58)/.46 = 20 \text{ cm}$$

El V_u de diseño = 1.64 ton, para lo cual se cumple que $V_u \geq \Phi V_c$

ΦV_c:	3.95	Ton
V_u (más cargada):	1.64	Ton
$\Phi V_c \geq V_u$		

6.5.6 Corte de acero

Tramo	Posicion	Punto teórico de corte (m)	Punto de corte (m)
Eje A-B	Mizquierda	0.4	0.6
	Mpositivo	1.7	1.2
	Mderecha	1.4	2
Eje B-C	Mizquierda	1.4	2
	Mpositivo	1.7	1.2
	Mderecha	1.4	2
Eje C-D	Mizquierda	1.2	1.6
	Mpositivo	1.7	1.2
	Mderecha	1.2	1.6



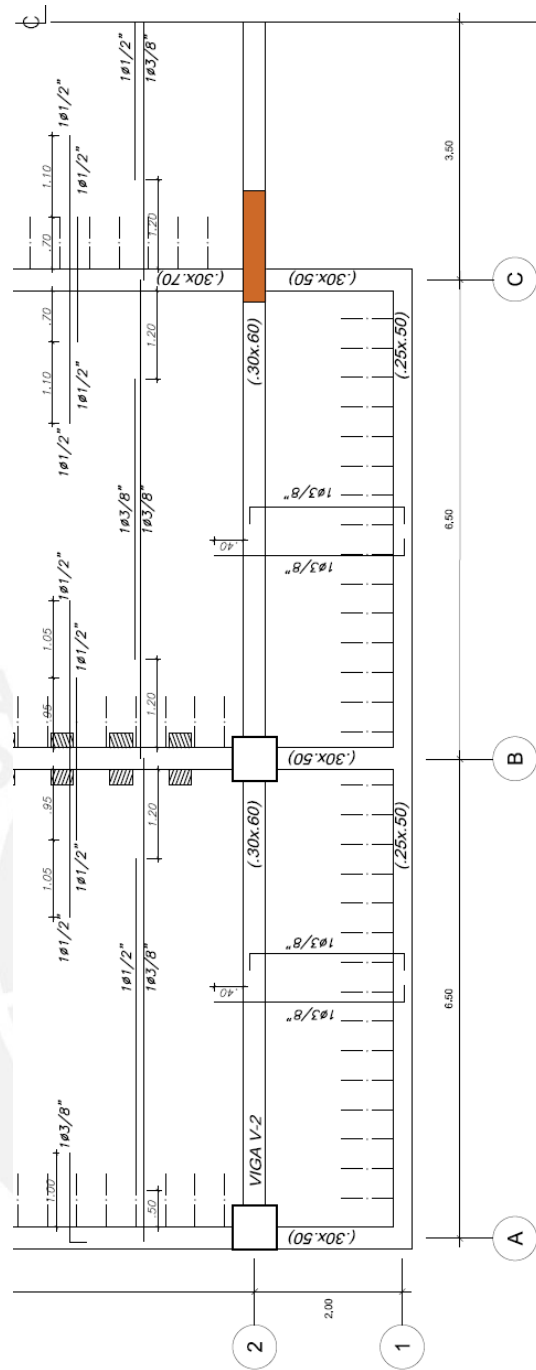


Figura 6.5 Armado de losa aligerada

CAPITULO 7. DISEÑO DE LOSA MACIZA

En el diseño de la losa maciza se contempla el diseño por flexión y por corte, de acuerdo a la Norma E.060. Esta da la posibilidad de usar 3 métodos, entre los cuales se encuentran el método de los coeficientes, método directo y el de elementos finitos.

7.1 Diseño por flexión

Como en el anterior capítulo, se calcula el acero mínimo requerido por la sección con la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h$$

Donde:

- b= ancho, se utiliza 1 metro de ancho
- h= peralte de losa maciza

Para calcular el acero de refuerzo a flexión se utilizan las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 descritas en la Norma E.060, los cuales contienen los coeficientes para calcular los momentos de diseño

7.2 Diseño por corte

Como la losa no lleva estribos, el total de la fuerza cortante deberá ser resistido por el concreto. Cabe resaltar que normalmente no se excede la resistencia del concreto al corte. Se recurre a la siguiente fórmula para verificar su resistencia al corte:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 20$$

7.3 Ejemplo de diseño de losa maciza

7.4 Metrado de cargas

La losa maciza se encuentra entre la caja de ascensores bordeada por vigas de acoplamiento, esta zona puede ser la más congestionada por lo cual la sobrecarga será de 400 kg/m².

Se escoge el método de coeficientes ya que se cumple con los requisitos para poder utilizarlos. El lado menor en relación con la dimensión mayor se encuentra entre 0.5 y 1 ($2.1/4.2= 0.5$) de esta manera se observa que la losa trabaja en ambas direcciones.

Como ejemplo se desarrolla para un piso típico. En el siguiente cuadro se muestra el metrado de dicho elemento.

CM	Peso Propio:	2400*0.2= 480	kg/m ²
	Acabados:	100	kg/m ²
CV	Sobrecarga:	400	kg/m ²
CU	1.4*CM+1.7*CV:	1490	kg/m²

7.4.1 Modelo estructural

Se considera que la losa es discontinua en todos sus extremos, es decir se encuentra simplemente apoyada en las vigas. La Norma E.060 considera este caso como “Caso 1”, a continuación se muestra en la Figura 7.1.

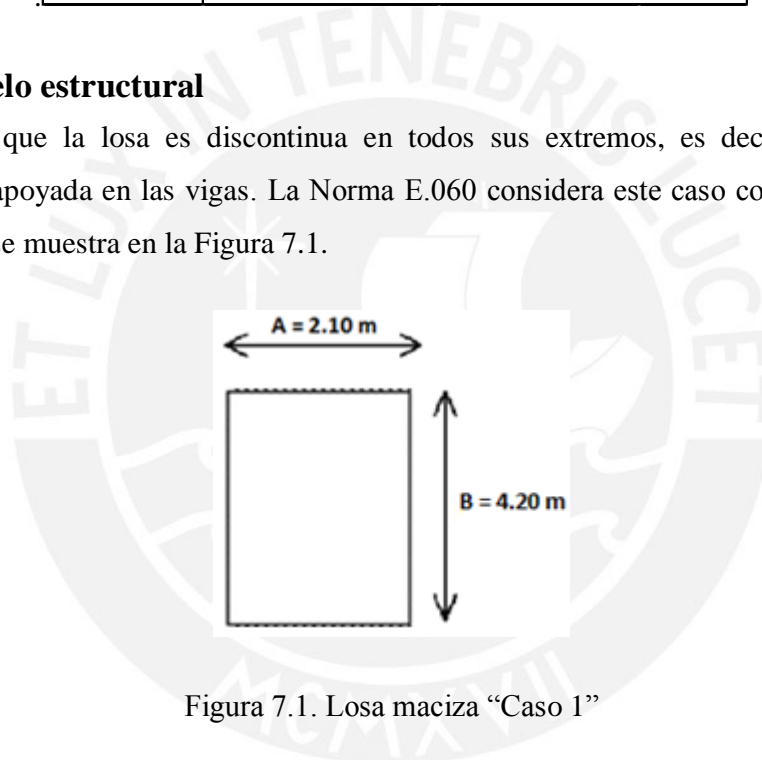


Figura 7.1. Losa maciza “Caso 1”

7.4.2 Diseño por Flexión

La losa tiene los datos:

- $h = 20$ cm.
- $d = 17$ cm.
- Luz Mayor = 4.20 m.
- Luz Menor = 2.10 m.

Calculo de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 1\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$$

Se muestran las cargas amplificadas (CV, CM y CU)

1.4*CM	0.81	Ton/m ²
1.7*CV	0.68	Ton/m ²
CU=1.4*CM+1.7*CV:	1.49	Ton/m ²

- **Dirección larga: B=4.20m**

Momento negativo: $C_b = 0.042 \Rightarrow M_b^- = 0.042 * 1.49 * 4.20^2 = 1.10 \text{ ton*m/m}$

Momento Positivo:

- Carga muerta amplificada: $C_b = 0.006$

- Carga viva amplificada: $C_b = 0.006$

$$\Rightarrow M_b^+ = (0.81 + 0.68) * 0.006 * 4.20^2 = 0.16 \text{ ton*m/m}$$

- **Dirección corta: A=2.10m**

Momento negativo: $C_a = 0.042 \Rightarrow M_a^- = 0.042 * 1.49 * 2.10^2 = 0.28 \text{ ton*m/m}$

Momento Positivo:

- Carga muerta amplificada: $C_a = 0.095$

- Carga viva amplificada: $C_a = 0.095$

$$\Rightarrow M_a^+ = (0.81 * 0.095 + 0.68 * 0.095) * 2.10^2 = 0.62 \text{ ton*m/m}$$

Tramo	Posicion	Mu (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²) necesario	Acero colocado
Direccion Larga B	Mizquierda	- 1.10	100	17	0.41	1.73	1 Φ 3/8''@0.20m
	Mpositivo	+ 0.16	100	17	0.06	0.25	1 Φ 3/8''@0.20m
	Mderecha	- 1.10	100	17	0.41	1.73	1 Φ 3/8''@0.20m
Direccion Corta A	Mizquierda	- 0.28	100	17	0.10	0.44	1 Φ 3/8''@0.20m
	Mpositivo	+ 0.62	100	17	0.23	0.97	1 Φ 3/8''@0.20m
	Mderecha	- 0.28	100	17	0.10	0.44	1 Φ 3/8''@0.20m

Finalmente se coloca acero de $\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ en ambas caras y en cada dirección principal, esto debido a los esfuerzos que podrían generarse en un evento sísmico.

7.4.3 Diseño por corte

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 11.10$$

$$V_u = 1.49 * \left(\frac{2.10}{2} - 0.17 \right) * \left(1 - 0.5 * \frac{2.10}{4.20} \right) = 0.98 \text{ ton}$$

Se observa que $\Phi V_c > V_u$, lo cual indica que no se requiere acero de refuerzo al corte

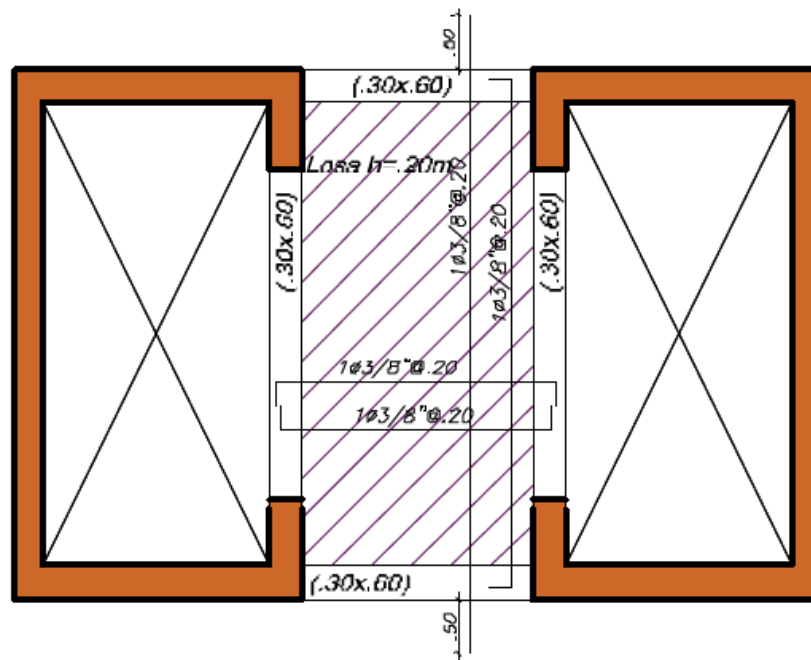
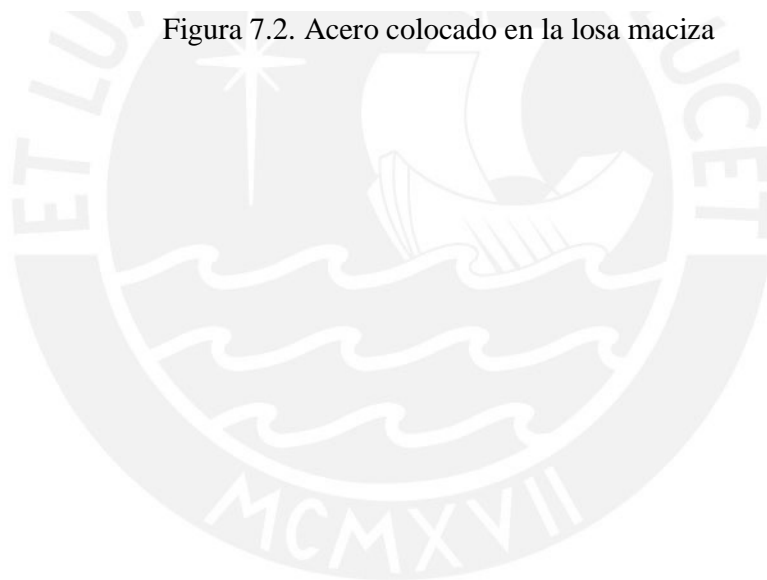


Figura 7.2. Acero colocado en la losa maciza



CAPITULO 8. DISEÑO DE VIGAS CHATAS

El principal uso de las vigas chatas es para soportar tabiques de albañilería que sean paralelos a la dirección del aligerado y en lugares donde existan aberturas en el aligerado debido a los ductos para tuberías de agua, desagüe y ventilación.

Para el diseño de vigas chatas se considera un modelo de viga simplemente apoyada en sus extremos, con sección rectangular de peralte (h) igual al de la losa aligerada.

Las vigas chatas solo actúan bajo acciones de gravedad, es decir cargas vivas (CV) y cargas muertas (CM).

8.1 Metrado de cargas

En el metrado de cargas se considera el peso propio y el peso del tabique, acabados y sobrecargas, todo ello según su área tributaria. En el caso de aberturas las vigas chatas soportarán su peso propio más el peso de un paño pequeño de aligerado.

8.2 Diseño por flexión

El diseño por flexión sigue los mismos principios que el de un aligerado, por lo cual primero se calcula el acero mínimo requerido positivo y negativo, luego el acero de refuerzo por cálculo de acuerdo a las solicitaciones (M_u).

8.3 Diseño por corte

Las vigas chatas también deben resistir fuerzas cortantes, en muchos casos valores que exceden la resistencia del concreto (ΦV_c), por lo cual se le debe dar refuerzo mediante estribos para que el acero aporte (V_s) y se pueda cumplir con las solicitaciones (V_u), corte a “d” de la cara. Se debe cumplir

$$\Phi V_c + V_s \geq V_u \qquad s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Donde:

- A_v : Área de refuerzo al corte
- Φ : factor de reducción (0.85)

8.4 Ejemplo de diseño de viga chata

Como ejemplo se muestra el metrado de la viga chata ubicada entre los ejes D-E y 3-4 (Viga Chata-1 40x.25m), la cual carga un tabique. A continuación, en la figura 8.1, se muestra su ubicación

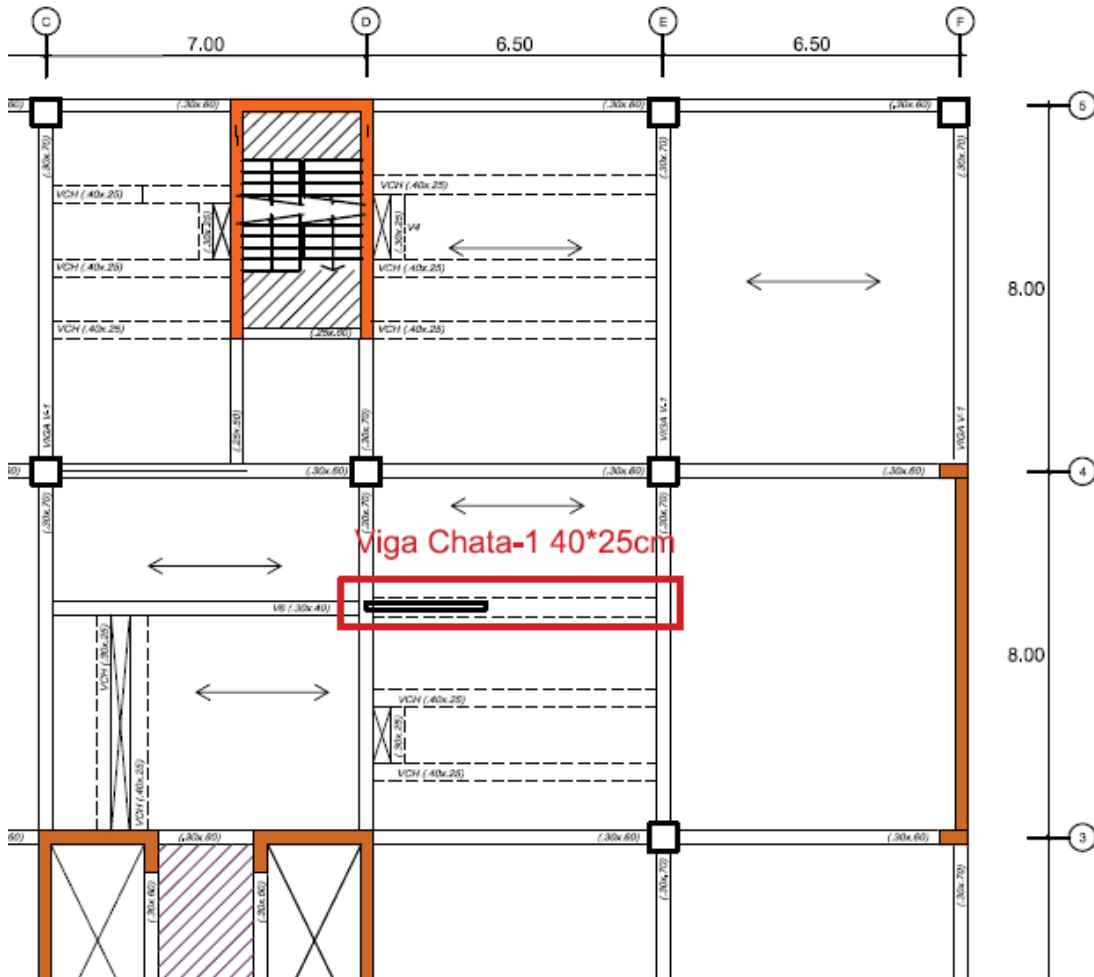


Figura 8.1 Ubicación de viga chata (Viga Chata-1 40*25cm)

8.4.1 Metrado de cargas

En la figura 8.1 se observa que el tabique se da hasta cierta longitud, por lo cual las cargas que actuarán serán distintas, CU1 y CU2, en el siguiente cuadro se muestra el metrado de dicho elemento.

CM	Peso Propio:	2400*0.25*0.4= 240	kg/m
	Tabique:	1350*(3.4-0.25)*0.15= 638	kg/m
	Acabados:	100*0.4= 40	kg/m
CV	Tabiquería móvil:	50*0.4= 20	kg/m
	Sobrecarga:	250*0.4= 100	kg/m
CU1	1.4*CM:	1.4*(240+638)= 1230	kg/m
CU2	1.4*CM+1.7*CV:	1.4*(240+40)+1.7*(100+20)= 596	kg/m

8.4.2 Modelo estructural

Se considera dos idealizaciones simplificadas, el primer modelo permite obtener el máximo momento positivo; mientras que el segundo permite obtener el momento negativo. Se realiza este análisis debido a que se tiene una viga peraltada adyacente. Las cargas actuantes son CU1 Y CU2 tal como se refleja en las siguientes figuras:

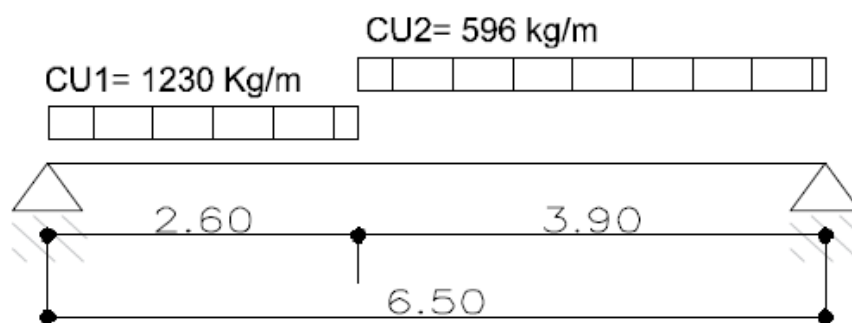


Figura N° 8.2a Idealización de viga chata para calcular el máximo momento positivo

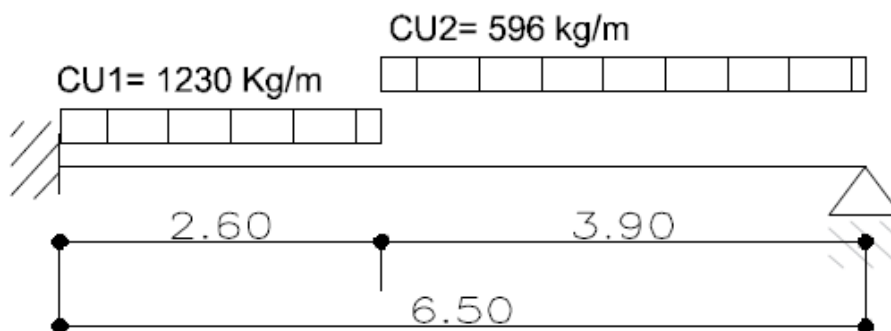


Figura 8.2b Idealización de viga chata para obtener el máximo valor negativo

8.4.3 Diseño por flexión

Primero se calculara el $A_{s\min}$ y $A_{s\max}$ para la sección, luego el acero por calculo

$$A_{s\min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$c = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} * d$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * f'c * (.85 * c) * b}{f_y} \right)$$

$$c = 12.94 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s_{min}} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s_{m\acute{a}x}} = 17.53 \text{ cm}^2$$

Tramo	Posicion	Mu (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm2) necesario	As colocado (cm2)	Acero colocado
Eje D-E	Mizquierda	- 4.24	40	22	3.24	5.50	6.58	2 Φ 1/2" + 2 Φ 5/8"
	Mpositivo	+ 4.31	40	22	3.30	5.60	6.58	2 Φ 1/2" + 2 Φ 5/8"
	Mderecha	- -	40	22	-	2.13	2.58	2 Φ 1/2"

8.4.4 Diseño por corte

ΦVc :	5.74	Ton
Vu (izquierda):	2.71	Ton
Vu (derecha):	2.00	Ton
$\Phi Vc < Vu$		

➤ Estribos: 1 @ .10; resto @ 0.30m

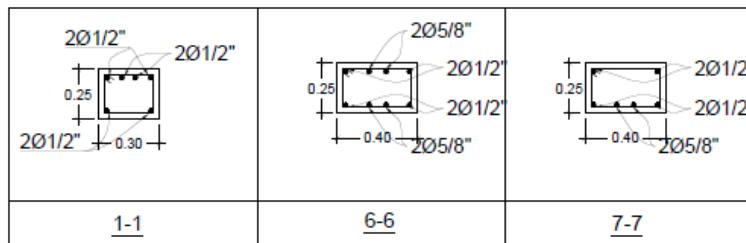
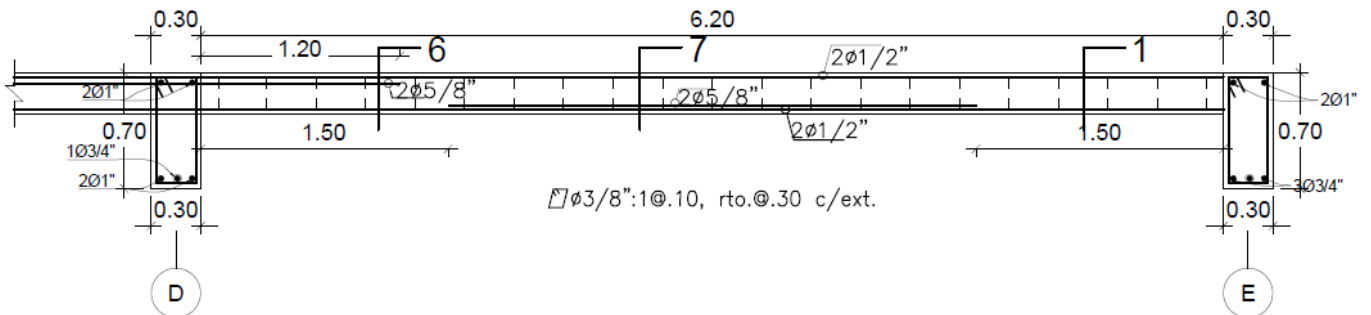


Figura 8.2. Armado de viga chata

CAPITULO 9. Diseño de Vigas Peraltadas

Para el diseño de vigas peraltadas es necesario generar una envolvente de fuerzas utilizando las combinaciones de carga mencionadas en el Capítulo 1 Introducción.

9.1 Metrado de Cargas

En el metrado de cargas de vigas se consideran su peso propio, peso de tabiquería, y cargas distribuidas provenientes de losas aligeradas y macizas, etc.

Se asigna a cada viga un área tributaria, a partir de dicha área se calcula la carga por metro lineal que actúa sobre la viga. Cabe señalar que todos los elementos que se ubiquen dentro del área tributaria (losas aligeradas y macizas, tabiques y sobrecargas) serán considerados para el cálculo de la carga por metro lineal que actúa sobre la viga.

Para las vigas que cargan losas aligeradas se consideró que cargara la mitad de la longitud de dicha losa. Cuando las vigas son paralelas a la dirección del aligerado se asume que la viga carga en una longitud de cuatro veces el espesor de la losa ($h \times 0.25 = 1\text{m}$). Se utilizará un ancho tributario de 1m; esto se debe a que existe monolitismo entre las losas y las vigas al ser vaciadas en obra simultáneamente.

Caso aparte es el de vigas que cargan losas macizas, en dos direcciones, se aplica la teoría del sobre para determinar cómo se reparten las cargas a dichas vigas.

Se realiza una reducción de carga viva, ya que se cumplen las condiciones de la Norma E.020. El procedimiento se muestra a continuación:

$$L_r = L_o * \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

$$A_i = K * A_t$$

Donde:

- L_r : Intensidad de carga viva reducida
- L_o : Intensidad de carga viva sin reducir
- A_i : Área de influencia de la viga
- A_t : Área tributaria de la viga
- K : Factor de carga viva sobre la viga

9.2 Diseño por Flexión

En el diseño por flexión de vigas se emplean los mismos conceptos mencionados en el diseño de losas aligeradas y vigas chatas. Los momentos últimos (M_u) son obtenidos de la envolvente de fuerzas.

9.3 Diseño por corte

9.3.1 Diseño por resistencia

El diseño por corte contempla el aporte de acero de refuerzo para satisfacer la demanda de fuerza cortante en el elemento estructural. A lo cual se restringe el valor de fuerza cortante (V_s) mediante la siguiente expresión

$$V_s = 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_u \text{ máx} = 2.6 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Los estribos se colocaran en la viga para resistir los esfuerzos de corte producidos en el elemento y para su armado (sostendrán los fierros longitudinales). Se tienen tres zonas, cuando $V_u > \Phi V_c$, $\Phi V_c > V_u > 0.5 \cdot \Phi V_c$ y $V_u < 0.5 \cdot \Phi V_c$, los cuales tendrán espaciamientos de estribo diferentes

- **$V_u > \Phi V_c$** : Cuando los esfuerzo cortantes no son tomados íntegramente por el concreto

$$\Phi V_c \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \rightarrow S \text{ máx} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \rightarrow S \text{ máx} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm}$$

- **$\Phi V_c > V_u > 0.5 \cdot \Phi V_c$** : Cuando nos encontramos a la mitad del aporte del concreto en corte

$$S \text{ máx} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b}$$

$$S \text{ máx} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.35 \cdot b}$$

Se toma el menor de ambos valores.

- **$V_u < 0.5 \cdot \Phi V_c$** : Cuando nos encontramos en la zona donde no se “necesita” aporte del acero, se llama zona de estribos mínimos o de montaje

9.3.2 Diseño por capacidad

En el capítulo 21 Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico en el artículo 21.4.3 se señala que las estructuras de muros de concreto armado (R=6) se diseñan por capacidad, especialmente en vigas entre muros, también llamadas vigas de acoplamiento, con la finalidad de garantizar que el elemento falle por flexión (falla dúctil) antes que por corte (falla frágil) se dota al elemento con la resistencia necesaria para garantizar dicho comportamiento. A lo cual se obtiene una fuerza de diseño de acuerdo a:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + V_u \text{ (isostático)}$$

Donde:

- M_{ni} , M_{nd} : Momentos nominales debido al acero realmente colocado a ambos extremos de la viga.
- L_n : Luz libre

En el mismo artículo también se contempla otra alternativa. Se calcula la cortante máxima obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación de 2.5 para los valores de sismo.

$$V_{max} = 1.25 * (C_M + C_V) \pm 2.5 * C_S$$

$$V_{max} = 0.9 * C_M \pm 2.5 * C_S$$

El diseñador escoge el que crea conveniente, puede escoger el menor de los dos si se cree que la primera opción es excesiva.

Además de lo anterior, como requerimientos mínimos, la Norma E.060 establece que para sistemas de muros estructurales de concreto armado se debe confinar las vigas dentro de una zona que es dos veces el peralte del elemento, y que en dicha zona el espaciamiento máximo debe ser el menor de los siguientes:

- 0.25 veces el peralte efectivo
- 8 veces el diámetro de la barra de longitudinal de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo
- 300 mm

También que el primer estribo se encuentre a 50 mm de la cara del apoyo y fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no será mayor a 0.5 veces el peralte efectivo.

9.4 Ejemplo de Diseño de Viga

Se realiza el metrado de la viga V1 (0.30x0.70m) del pórtico del eje E. En la figura 8.4 se muestra la ubicación de dicha viga.

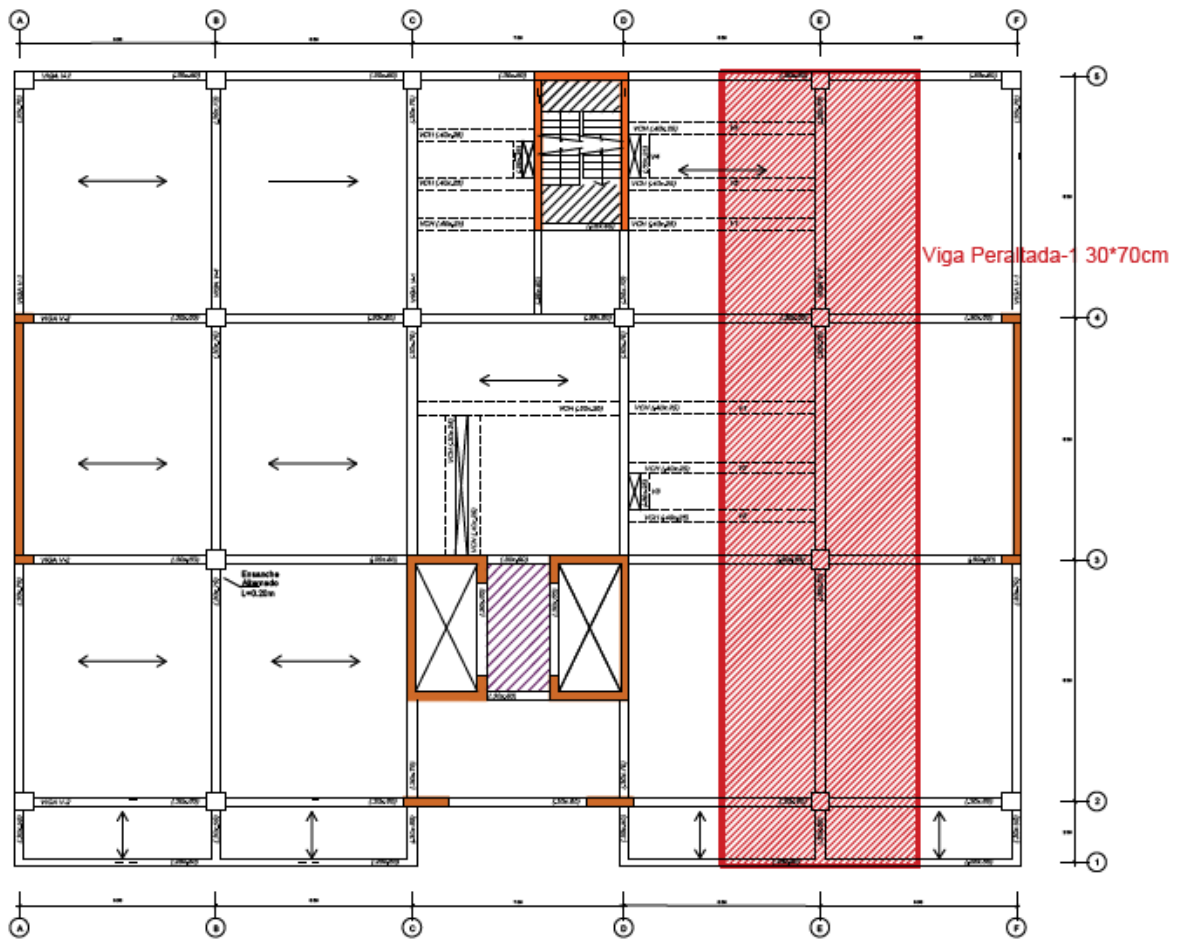


Figura 9.1 Área tributaria de Viga 1 ubicada en el Eje E

9.4.1 Metrado de cargas

En el eje 1 la viga cargara el volado de 2m, lo cual significa que cargara concentradamente la viga de dicho eje de (0.25*0.50m), además se tienen 6 vigas chatas las cuales serán cargados por la viga del eje E.

$$Lr = 300 * \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{2 * 47.74}} \right)$$

$$Lr = 216 \text{ kg/m}$$

REDUCCION DE CARGA VIVA	
Lo	300
At	47.74
K	2
Ai	95.48
Lr	216

TRAMO 1-2	
CM	Peso Propio: $2400*0.30*0.70= 504$ kg/m
	Acabados: $100*6.5= 650$ kg/m
CV	Tabiqueria movil: $50*0.30= 15$ kg/m
	Sobrecarga: $250*0.30= 75$ kg/m
CM	PP+ Acabados: $504+650= 1154$ kg/m
CV	TM+S/C: 90 kg/m

Carga producida en el extremo del volado en el eje 1:

TRAMO 2-5	
CM	Peso Propio: $2400*0.30*0.70= 504$ kg/m
	Losa Aligerada: $350*(6.5-0.30)= 2170$ kg/m
	Acabados: $100*6.5= 650$ kg/m
CV	Sobrecarga: $216*6.5= 1404$ kg/m
CM	PP+LL+ Acabados: $504+2170+650= 3324$ kg/m
CV	Sobrecarga: 1404 kg/m

CARGA CONCENTRADA EJE 1	
CM	Peso Propio: $2400*0.25*0.5= 300$ kg/m
	Losa Aligerada: $350*1.73/2= 303$ kg/m
	Acabados: $100*(1.73/2+0.25)= 112$ kg/m
	Muro Cortina: $50*3.4= 170$ kg/m
CV	Tabiqueria movil: $50*(1.73/2+0.25)= 56$ kg/m
	Sobrecarga: $250*(1.73/2+0.25)= 279$ kg/m
CM	CM: 6650 kg/m
CV	CV: 2590 kg/m

Cargas producidas por las vigas chatas que actúan como cargas puntuales en la viga:

Ctotal	Carga Con centrada 2:	1620 kg/m
	Carga Con centrada 3:	1250 kg/m

9.4.2 Modelo estructural

La Norma E.060 permite utilizar un modelo simplificado. En este modelo los extremos de las columnas están empotrados, que los giros entre niveles consecutivos no tienen influencia en la viga analizada. Adicionalmente, los desplazamientos laterales, si los hubiese, se desprecian. Se muestra el modelo de la viga V1 con las cargas actuantes en servicio.

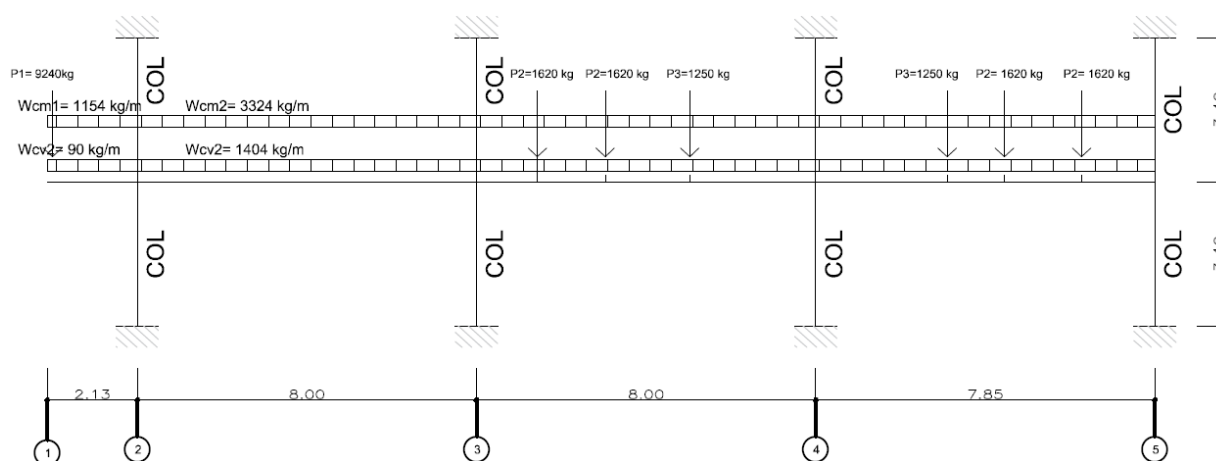


Figura 9.2 Modelo de Viga V1

	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3			TRAMO 3-4			TRAMO 4-5		
	Miz	Md	Miz	Mpositivo	Md	Miz	Mpositivo	Md	Miz	Mpositivo	Md
CM	0.00	11.45	15.07	7.93	15.86	15.72	7.67	15.67	16.84	8.45	13.23
CV	0.00	3.32	8.10	4.65	9.25	8.95	4.36	8.91	9.56	4.80	7.55
CS	0.00	0.00	8.58	0.00	8.10	7.56	0.00	7.56	8.10	0.00	8.60
1.4CM+1.7CV	0.00	21.68	34.87	19.01	37.93	37.22	18.15	37.09	39.83	19.99	31.36
1.25(CM+CV)+CS	0.00	-	37.54	15.73	39.49	38.40	15.04	38.29	41.10	16.56	34.58
1.25(CM+CV)-CS	0.00	-	20.38	15.73	23.29	23.28	15.04	23.17	24.90	16.56	17.38
0.9CM+CS	0.00	-	22.14	7.14	22.37	21.71	6.90	21.66	23.26	7.61	20.51
0.9CM-CS	0.00	-	4.98	7.14	6.17	6.59	6.90	6.54	7.06	7.61	3.31
Momentos	0.00	21.68	37.54	19.01	39.49	38.40	18.15	38.29	41.10	19.99	34.58

Se genera el siguiente diagrama de momentos flectores para cada tramo, con momentos reducidos a las caras. Los Momentos en ton-m²

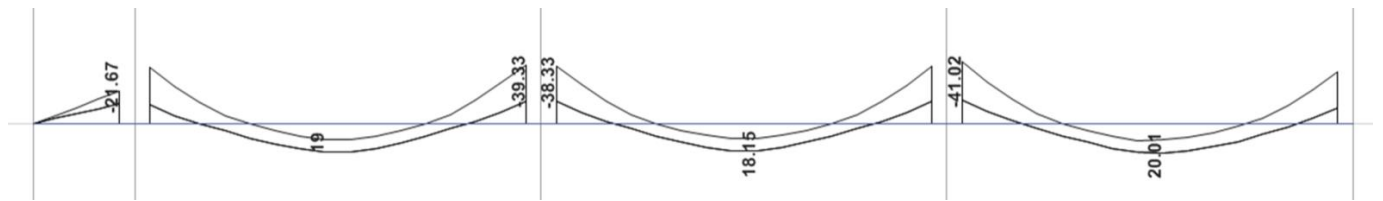


Figura 9.3 Envoltura de momento flector de viga V1

De igual manera del análisis estructural se obtiene las siguientes combinaciones de carga para la fuerza cortante en el pórtico.

	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5	
	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.
V. Carga Muerta (ton)	0.00	7.10	12.58	12.79	12.69	12.88	13.18	12.20
V. Carga Viva (ton)	0.00	1.95	7.06	7.37	7.22	7.21	7.49	6.94
V. Sismo (ton)	0.00	0.00	2.25	2.25	2.04	2.04	2.26	2.26
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	0.00	13.26	29.61	30.44	30.04	30.29	31.19	28.88
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	0.00	-	26.80	27.45	26.93	27.15	28.10	26.19
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	0.00	-	22.30	22.95	22.85	23.07	23.58	21.67
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	0.00	-	13.57	13.76	13.46	13.63	14.12	13.24
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	0.00	-	9.07	9.26	9.38	9.55	9.60	8.72
Cortante Ultimo (ton)	0.0	13.3	29.6	30.4	30.0	30.3	31.2	28.9

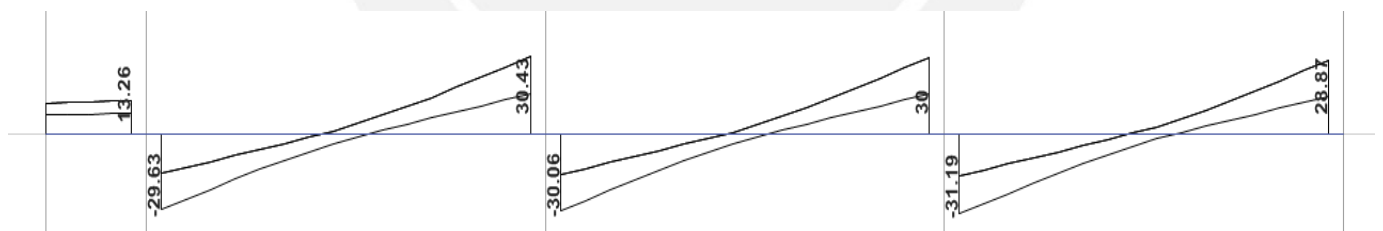


Figura 10.3 Envoltura de fuerza cortante de viga V1

9.4.3 Diseño por Flexión

Se calculó el acero mínimo y máximo como en el capítulo de diseño de losas aligeradas, con los siguientes resultados:

- Viga 0.30x0.60m → $A_s \text{ mín}=3.89 \text{ cm}^2$ $A_s \text{ máx}=25.82 \text{ cm}^2$

- Viga 0.30x0.70m → As mín=4.61 cm² As máx=30.60 cm²

Tramo	Posicion	Mu (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²) necesario	As colocado (cm ²)	Acero colocado
Eje 1-2	Mizquierda	- 0.00	30.00	54.00	0.00	0.00	5.68	2 Φ 3/4"
	Mpositivo	+ 0.00	30.00	54.00	0.00	0.00	5.68	2 Φ 3/4"
	Mderecha	- 21.68	30.00	54.00	9.10	11.60	15.88	2 Φ 3/4" + 2 Φ 1"
Eje 2-3	Mizquierda	- 37.54	30.00	64.00	13.62	17.37	18.72	2 Φ 3/4" + 1 Φ 3/4" + 2 Φ 1"
	Mpositivo	+ 19.00	30.00	64.00	6.49	8.27	8.52	2 Φ 3/4" + 1 Φ 3/4"
	Mderecha	- 39.50	30.00	64.00	14.43	18.40	18.72	2 Φ 3/4" + 1 Φ 3/4" + 2 Φ 1"
Eje 3-4	Mizquierda	- 38.4	30.00	64.00	13.98	17.82	18.72	2 Φ 3/4" + 1 Φ 3/4" + 2 Φ 1"
	Mpositivo	+ 18.15	30.00	64.00	6.18	7.88	8.52	2 Φ 3/4" + 1 Φ 3/4"
	Mderecha	- 38.29	30.00	64.00	13.93	17.76	18.72	2 Φ 3/4" + 1 Φ 3/4" + 2 Φ 1"
Eje 4-5	Mizquierda	- 41.10	30.00	64.00	15.11	19.26	18.72	2 Φ 3/4" + 1 Φ 3/4" + 2 Φ 1"
	Mpositivo	+ 20.00	30.00	64.00	6.85	8.73	8.52	2 Φ 3/4" + 1 Φ 3/4"
	Mderecha	- 34.60	30.00	64.00	12.42	15.84	15.88	2 Φ 3/4" + 2 Φ 1"

9.4.3.1 Corte de Acero:

El corte de acero se realizó de la siguiente manera:

- Ubicar el punto de corte teórico, este punto es aquel donde el acero garantiza la resistencia en todas las secciones del mismo.
- Al punto teórico aumentarle una longitud, el mayor los siguientes: d, 12 db
- El punto teórico más la longitud descrita debe ser mayor que la longitud de anclaje, de esta manera se garantiza que no exista falla de deslizamiento o “pull-out” y un buen comportamiento del elemento. El corte se realizó de acuerdo a la siguiente figura

	Punto Teorico de Corte	d o 12 db	Longitud Total
Acero Negativo izq.	0.95	0.65	1.6
Acero Negativo izq.	0.75	0.65	1.4
Acero Negativo izq.	1.05	0.65	1.7
Acero Negativo der.	5.00	0.65	1.4
Acero Negativo der.	5.00	0.65	1.7
Acero Negativo der.	1.00	0.65	1.65

9.4.4 Diseño por Corte

9.4.4.1 Diseño por Resistencia

	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5	
	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.
Vu total (ton)	0.00	13.26	29.61	30.44	30.04	30.29	31.19	28.88
Φ Vc (ton)	10.58	10.58	12.53	12.53	12.53	12.53	12.53	12.53
Vs (ton)	-12.45	3.15	20.10	21.06	20.60	20.89	21.95	19.23
Av (cm²)	0.71		0.71		0.71		0.71	
S (cm)	-	102	19	18	19	18	17	20

9.4.4.2 Diseño por Capacidad

Se desarrolló el diseño por capacidad con la primera alternativa, el cual es el siguiente:

	TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5	
	Luz= 7.40		Luz= 7.40		Luz= 7.25	
	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.
As- colocado (cm²)	15.88	15.88	18.72	18.72	18.72	15.88
As+ colocado (cm²)	11.36	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68
Mn- (ton-m)	34.68	34.68	40.10	40.10	40.10	34.68
Mn+ (ton-m)	25.57	13.26	13.26	13.26	13.26	13.26
(Mni+Mnd)/In (sup.)	9.37	9.37	10.84	10.84	10.31	10.31
(Mni+Mnd)/In (inf.)	5.25	5.25	3.58	3.58	3.66	3.66
Vu isostático (ton)	24.55	25.20	24.89	25.11	25.84	23.93
Vu total (ton)	33.92	34.57	35.73	35.95	36.15	34.24

	Tramo 2		Tramo 1		Tramo 2	
	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.
Vu total (ton)	33.92	34.57	35.73	35.95	36.15	34.24
Φ Vc (ton)	12.53	12.53	12.53	12.53	12.53	12.53
Vs (ton)	25.17	25.93	27.29	27.55	27.79	25.54
Av (cm2)	0.71		0.71		0.71	
S (cm)	15.17	14.72	13.99	13.85	13.73	14.94

Además se desarrolló con el segundo método, el cual se muestra a continuación:

	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5	
	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.
V. Carga Muerta (ton)	0.00	7.10	12.58	12.79	12.69	12.88	13.18	12.20
V. Carga Viva (ton)	0.00	1.95	7.06	7.37	7.22	7.21	7.49	6.94
V. Sismo (ton)	0.00	0.00	2.25	2.25	2.04	2.04	2.26	2.26
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	0.00	-	30.18	30.83	29.99	30.21	31.49	29.58
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	0.00	-	18.93	19.58	19.79	20.01	20.19	18.28
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	0.00	-	16.95	17.14	16.52	16.69	17.51	16.63
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	0.00	-	5.70	5.89	6.32	6.49	6.21	5.33
Cortante Ultimo (ton)	0.00	0.00	30.18	30.83	29.99	30.21	31.49	29.58

	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4		TRAMO 4-5	
	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.	V izq.	V der.
Vu total (ton)	0.00	0.00	30.18	30.83	29.99	30.21	31.49	29.58
Φ Vc (ton)	10.58	10.58	12.53	12.53	12.53	12.53	12.53	12.53
Vs (ton)	-12.45	-12.45	20.76	21.52	20.54	20.80	22.30	20.05
Av (cm2)	0.71		0.71		0.71		0.71	
S (cm)	-25.87	-25.87	18.39	17.73	18.58	18.35	17.11	19.03

Se decidió utilizar la segunda opción, ya que el primer método parece excesivo. Se desarrollan los tramos con el procedimiento descrito a continuación:

Tramo 1-2: Primer tramo, tramo en volado

$$V_u = 13.26 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 10.58 \text{ ton}$$

- $V_u > \phi V_c$:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 3.15 \text{ ton} \quad S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 100 \text{ cm}$$

- $\phi V_c > V_u > 0.5 \cdot \phi V_c$:

Se colocan estribos a espaciamientos mínimos con las siguientes restricciones:

$$\phi V_c \leq 1.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 25.82 \text{ ton} \rightarrow S \text{ máx} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.35 \cdot b} = 57 \text{ cm}$$

Estribos: 1@0.10, resto @0.25m

Tramo 2-3, 3-4 y 4-5: Demás tramos del pórtico

$$V_u = 30.83 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 12.53 \text{ ton}$$

- $V_u > \phi V_c$:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 21.52 \text{ ton} \quad S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 17 \text{ cm}$$

- $\phi V_c > V_u > 0.5 \cdot \phi V_c$:

Se colocaran estribos mínimos con las siguientes restricciones:

$$\phi V_c \leq 1.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 30.61 \text{ ton} \rightarrow S \text{ máx} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.35 \cdot b} = 57 \text{ cm}$$

Estribos: 1@010, 9@0.15, resto @0.30m

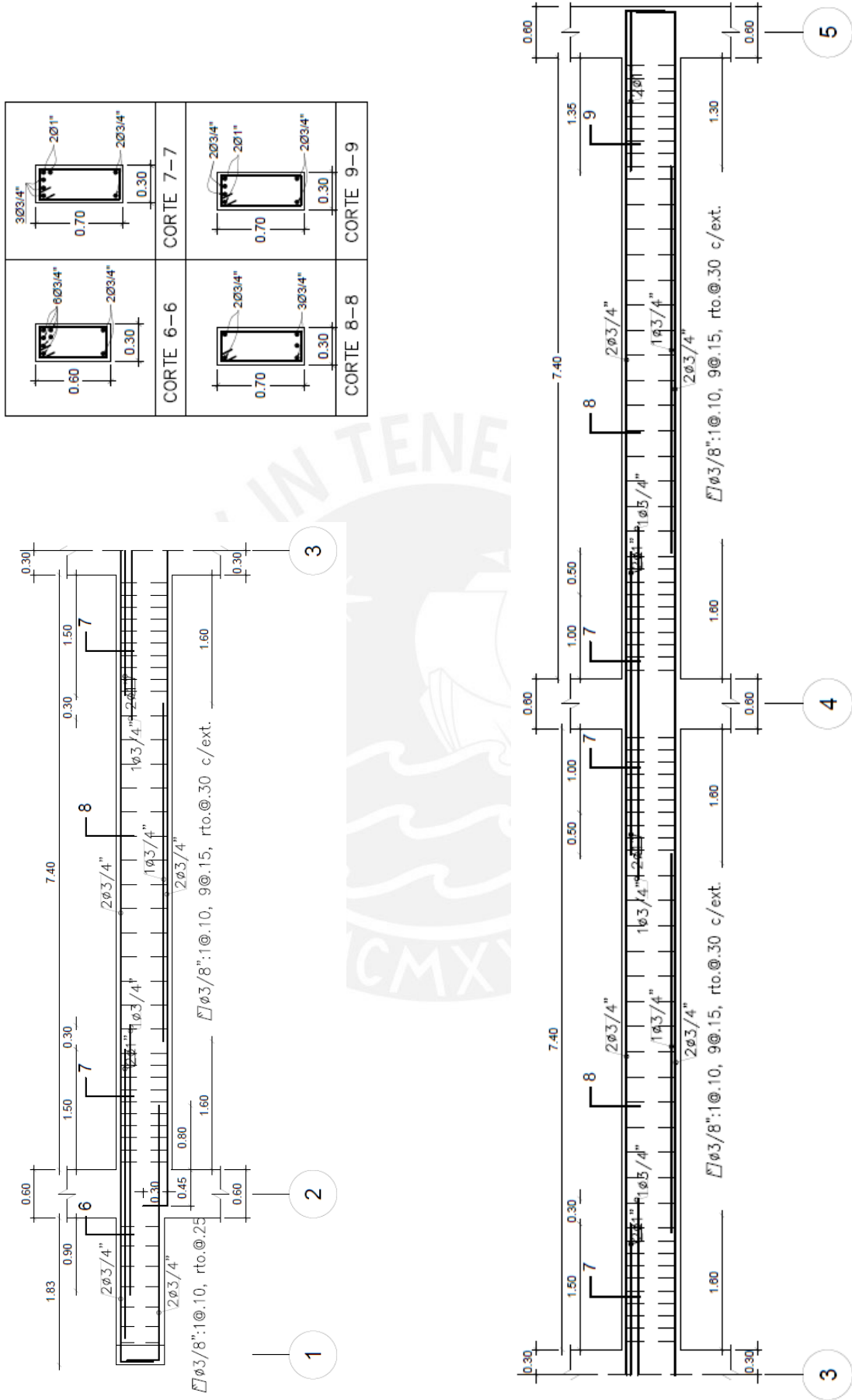


Figura 9.4 Armado de Viga peraltada I

CAPITULO 10. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son aquellos elementos estructurales verticales que soportan cargas de gravedad y cargas provenientes de sismo. Dado que el edificio cuenta con seis placas importantes en la dirección Y-Y y siete en la dirección X-X estos serán los que reciben la mayor parte de las fuerzas sísmicas, por lo tanto las columnas resisten cargas de sismo menores, y su diseño estará gobernado principalmente por las cargas axiales que actúen en ellas.

Para el diseño de columnas se considera que las fuerzas axiales y momentos flectores actúan al mismo tiempo sobre el elemento (flexo-compresión). Se genera un diagrama de interacción de cargas con las cinco combinaciones mostradas en el Capítulo 1 Introducción.

Después de realizar el diseño por flexo-compresión se diseña por corte y se determina el espaciamiento adecuado de los estribos para asegurar la falla dúctil antes que la frágil o de corte.

10.1 Metrado de cargas

El metrado de cargas se realiza, teniendo claro la distribución de pesos en planta, para asegurar que el aligerado, vigas y tabiques sean considerados dentro del análisis.

Adicionalmente se recurrió a la reducción de carga viva propuesta por la Norma E.020 de Cargas de acuerdo a la siguiente expresión.

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

$$A_i = K * A_t$$

Dónde:

- L_r : Intensidad de carga viva reducida
- L_o : Intensidad de carga viva sin reducir
- A_i : Área de influencia de la viga
- A_t : Área tributaria de la viga
- K : Factor de carga viva sobre la viga

10.2 Diseño por Flexo-compresión

A partir del área hallada en el predimensionamiento de la columna y con la carga axial “Pu” se estimó una distribución de acero inicial, que de acuerdo a norma debe tener una cuantía mayor a 1%, pero no mayor a 6%, con ello se obtuvo el diagrama de interacción para cada columna. Luego se procedió a ubicar en dicho diagrama las combinaciones de cargas últimas. Lo que se buscó es que dichas combinaciones últimas se encuentren dentro del diagrama, lo cual garantiza que el acero colocado en la columna es suficiente para resistir las distintas sollicitaciones.

10.3 Diseño por Corte

10.3.1 Diseño por resistencia

El diseño por corte contempla el aporte de concreto y acero de refuerzo para satisfacer la demanda de fuerza cortante en el elemento estructural. A lo cual se calcula el aporte del concreto con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * b * d$$

Dónde:

- ϕ (Factor de reducción para corte)=0.85
- N_u/A_g expresado en kg/cm², representa el esfuerzo en compresión de la sección

Luego se procedió a calcular el aporte del acero necesario para satisfacer la demanda, y con esto se calculó el espaciamiento al cual ira el refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

10.3.2 Diseño por capacidad

En el capítulo 21 Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico en el artículo 21.4.5 en estructuras de muros de concreto armado (R=6) las columna se diseñarán por capacidad, esto con la finalidad de garantizar que el elemento falle por flexión (falla dúctil) antes que

por corte (falla frágil), para lo cual se dota al elemento con la resistencia necesaria para garantizar dicho comportamiento. Se obtiene una fuerza de diseño de acuerdo a:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{h_n}$$

Dónde:

- M_{ns} , M_{ni} : Momentos nominales debido al acero realmente colocado a ambos extremos de la columna.
- h_n : altura libre

Los estribos se colocaran en la viga para resistir los esfuerzos de corte producidos en el elemento y para su armado (sostendrán los fierros longitudinales).

En el mismo artículo la norma de otra alternativa, la cual consiste en amplificar los valores del sismo 2.5 veces. De la siguiente manera

$$C2: 1.25*(CM+CV) \pm 2.5*CS$$

$$C3: 0.9*CM \pm 2.5*CS$$

El diseñador puede utilizar cualquiera de las alternativas dependiendo de su criterio

Además de lo anterior, la Norma E.060 establece requisitos mínimos para sistemas de muros estructurales de concreto armado, los cuales se presentan a continuación:

Zona de confinamiento: se debe confinar las columnas dentro de una zona que debe ser el mayor de:

- $h_n/6$
- El máximo de las dimensiones de la columna
- 500 mm

En la zona el espaciamiento máximo debe ser el menor de los siguientes:

- 8 veces el diámetro de la barra de longitudinal de menor diámetro
- El mínimo de la mitad de las dimensiones de la columna
- 100 mm

Fuera de la zona de confinamiento se espaciara el acero transversal de acuerdo a:

- 16 veces el diámetro de la barra de longitudinal de menor diámetro
- 48 veces el diámetro de la barra de estribo
- El minino de las dimensiones de la columna
- 300 mm

10.4 Ejemplo de Diseño

Como ejemplo se diseñara la columna ubicada en los ejes E-3.

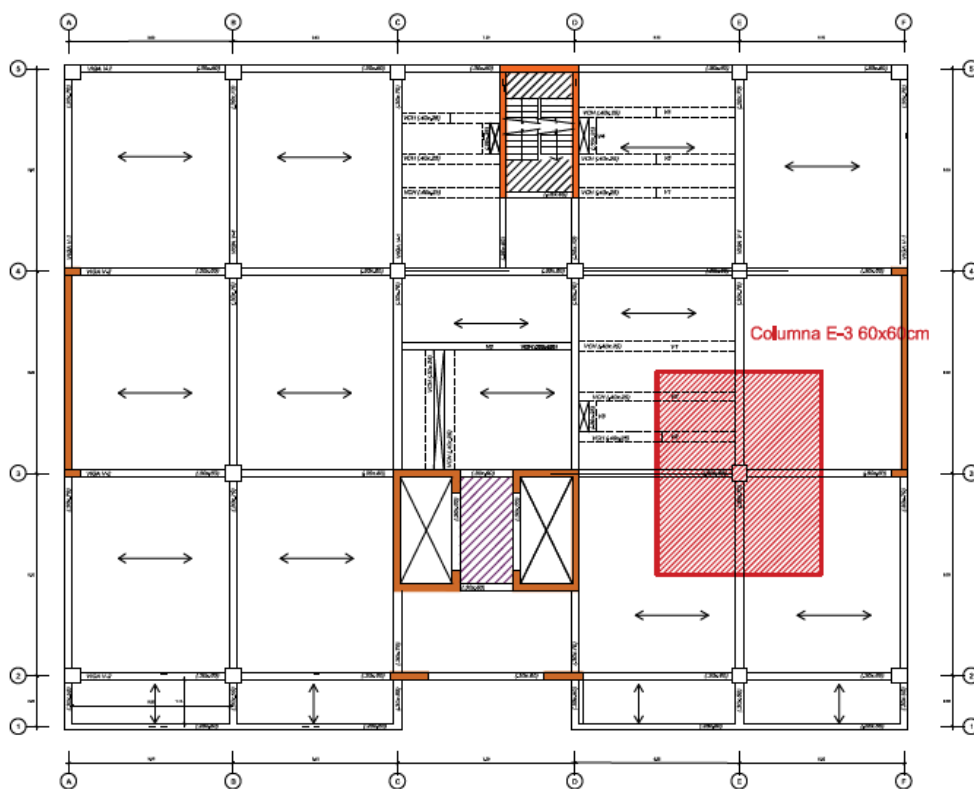


Figura 10.1 Ubicación de columna en planta y su respectiva área de tributaria

10.4.1 Metrado de cargas

A continuación se muestra el siguiente ejemplo de metrado de la columna E-3 de sección 0.60m x 0.60m

Area Tributaria	$8 \times 6.5 = 52 \text{ m}^2$
Area de Aligerado	$7.7 \times 6.2 = 48 \text{ m}^2$

Piso Típico		
CM	Peso Propio:	$2400*0.60*0.60*3.4= 3$ Ton
	Peso de Viga X-X:	$2400*0.30*0.60*2.95*2= 3$ Ton
	Peso de Viga Y-Y:	$2400*0.30*0.70*3.7*2= 4$ Ton
	Piso Terminado:	$100*52= 5$ Ton
	Losas Aligeradas:	$350*48= 17$ Ton
	Tabiquería	5 Ton
CV	Sobrecarga:	$300*52= 16$ Ton
CM	P.P+Pvigas+P.T+Losas+ Tabiquería:	36 Ton
CV	Sobrecarga:	16 Ton

Azotea		
CM	Peso Propio:	$2400*0.60*0.60*3.4= 3$ Ton
	Peso de Viga X-X:	$2400*0.30*0.60*2.95*2= 3$ Ton
	Peso de Viga Y-Y:	$2400*0.30*0.70*3.7*2= 4$ Ton
	Piso Terminado:	$100*52= 5$ Ton
	Losas Aligeradas:	$350*48= 17$ Ton
CV	Sobrecarga:	$100*52= 5$ Ton
CM	P.P+Pvigas+P.T+Losas:	31 Ton
CV	Sobrecarga:	5 Ton

Nivel	P muerta(ton)	At	K	Ai	Factor Red.	P viva(ton)
7	31	52	2	104	0.7	4
6	66	104	2	208	0.6	12
5	102	156	2	312	0.5	19
4	138	208	2	416	0.5	26
3	173	260	2	520	0.5	34
2	209	312	2	624	0.5	42
1	245	364	2	728	0.5	49

Del metrado de cargas manual y el proporcionado por el software se tiene una variación mínima de 6%, por lo cual se decidió usar las cargas del metrado manual.

Además, se observa lo siguiente:

$$\text{Peso por Area} = \frac{247+50}{7*52} = 0.82 \text{ ton/m}^2$$

Lo cual indica que nos encontramos por debajo de 1 ton/m², esto se debe a que se realizó una reducción de carga viva la cual bajo de 101 ton a 50 ton, si se utiliza 101 ton de carga viva se obtiene 0.96 ton/m², por lo tanto se verifica que se tiene un resultado razonable.

10.4.2 Diseño por Flexo-compresión

Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	245	0	0
Carga Viva	50	0	0
Carga de Sismo	3	7	2

Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	245	0	0
Carga Viva	50	0	0
Carga de Sismo	14	5	2

Direccion X-X	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	428	0	0
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	372	7	3
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	366	-7	-2
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	223	7	2
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	218	-7	-2

Direccion X-X	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	428	-1	0
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	383	5	2
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	355	-6	-2
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	235	5	2
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	206	-6	-2

De las combinaciones presentadas se seleccionaron aquellas más desfavorables y con estos valores se entró al diagrama de integración. Se muestra una tabla resumen con dichos valores:

COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	428	1	0
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	383	7	3
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	366	-7	-2
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	235	7	2
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	218	-7	-2

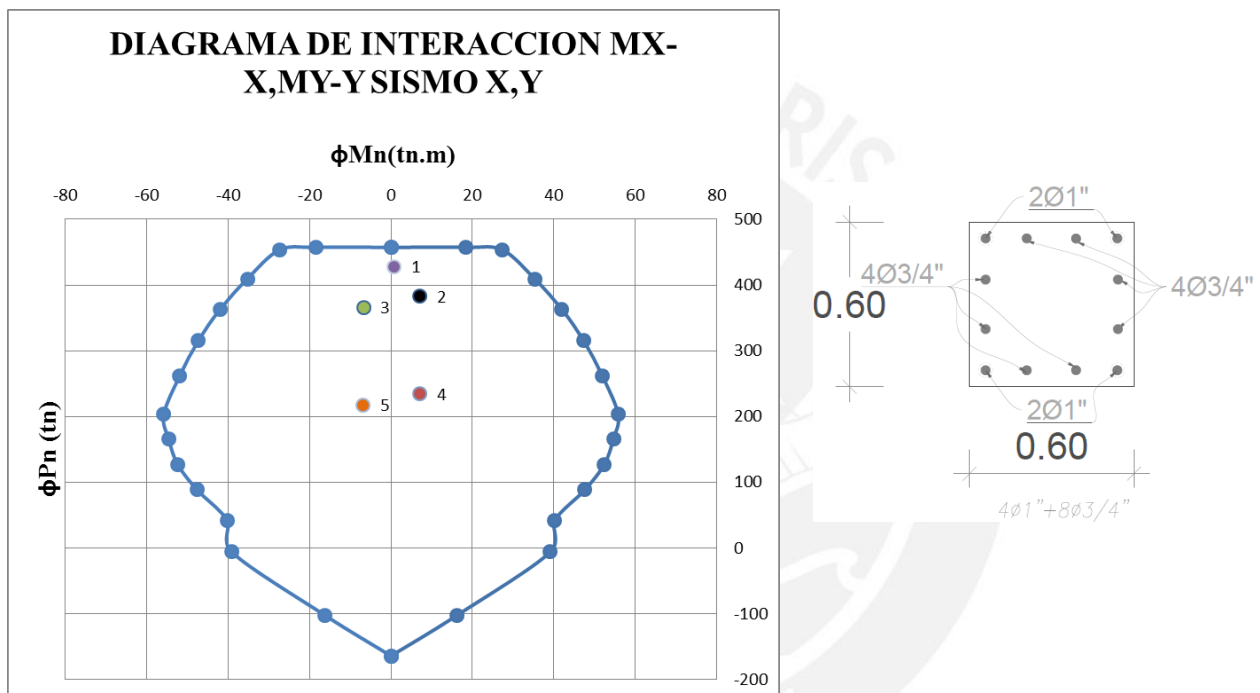


Figura 10.2 Diagrama de interacción y distribución de acero de la columna con $\rho = 1.20\%$.

Como se observa en el diagrama el diseño, como se dijo anteriormente, estará gobernado por la presencia de la carga axial. El cual tendrá como valor:

$$P_{umax} = 0.7 * 0.8 * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\text{Con } A_{st} = 43.12 \text{ cm}^2 \rightarrow P_{umax} = 457 \text{ ton}$$

Para el primer y segundo nivel se tendrá una cuantía $\rho = 1.20\%$, esta cuantía se encuentra dentro de los límites que recomienda la norma que varían de 1-6%.

10.4.3 Diseño por Corte

10.4.3.1 Diseño por resistencia

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	428	0	46	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	383	3	44	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	366	-2	43	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	235	2	36	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	218	-2	36	No Requiere

- $V_u=0.12$ ton
- $V_c=.53*\sqrt{210}*\left(1+\frac{P_u*9.81}{1400*Ag}\right)*b_w*d$
- $V_c=.53*\sqrt{210}*\left(1+\frac{430800*9.81}{1400*3600}\right)*60*54=46.15$ ton
- $V_s=\frac{0.12}{0.85}-46.15=-46$ ton

El signo negativo indica que no se requiere acero de refuerzo transversal del análisis por resistencia

10.4.3.2 Diseño por capacidad

	Pu (ton)	Mns=Mni (ton-m)	hn(m)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	383	77.00	2.70	57.04	43.79	15.59	21
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	366	77.00	2.70	57.04	42.95	16.58	19
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	235	80.00	2.70	59.26	36.47	26.81	12
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	218	80.00	2.70	59.26	35.63	27.80	12

Para asegurar la falla dúctil se procedió diseñar por capacidad de la siguiente manera:

- $V_u=\frac{M_{ns}+M_{ni}}{h_n}$
- $V_u=\frac{2*77}{2.70}=57$ ton
- $V_c=.53*\sqrt{210}*\left(1+\frac{P_u*9.81}{1400*Ag}\right)*b_w*d$
- $V_c=.53*\sqrt{210}*\left(1+\frac{383000*9.81}{1400*3600}\right)*60*54=44$ ton
- $V_s=\frac{57-44}{0.85}=16$ ton

- $s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s}$

$$s = \frac{2 \cdot 71 \cdot 4200 \cdot 54}{16000} = 21 \text{ cm}$$

Se prueba con la segunda opción, se amplifican los resultados obtenidos por acción sísmica en 2.5 veces.

	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	404	17	6
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	361	-17	-6
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	256	17	6
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	213	-17	-6

	Pu (Ton)	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	404	6	45	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	361	-6	43	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	256	6	38	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	213	-6	35	No Requiere

Se desarrolla el procedimiento para la primera combinación, las demás siguen el mismo método.

- $V_u = 6 \text{ ton}$

- $V_c = .53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{P_u \cdot 9.81}{1400 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$

$$V_c = .53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{404000 \cdot 9.81}{1400 \cdot 3600} \right) \cdot 60 \cdot 54 = 45 \text{ ton}$$

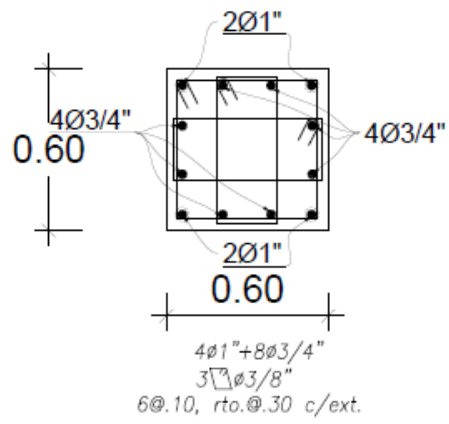
- $V_s = \frac{6.00}{0.85} - 45 = -38 \text{ ton}$

- $s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s}$

$$s = \frac{2 \cdot 71 \cdot 4200 \cdot 54}{-38000} = -8.80 \text{ cm}$$

Se coloca el espaciamiento determinado por la Norma E.060, los cuales se detallaron previamente. El armado final de la sección se muestra en la siguiente figura.

C (E-3) 1º y 2º Nivel



C(E-3) 3º,4º,5º,6º y 7º Nivel

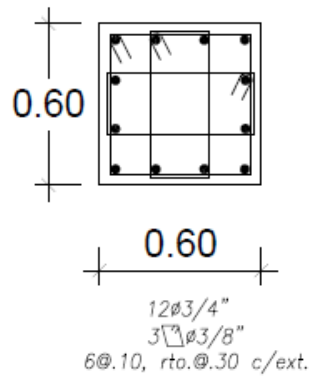


Figura 10.4 Armado de columna C-3

CAPITULO 11. DISEÑO DE PLACAS

Las placas son aquellos elementos estructurales verticales que soportan cargas de gravedad y cargas provenientes de sismo cortantes y momentos flectores. El edificio posee placas generosas, las cuales reciben la mayor parte de las fuerzas sísmicas y controlaran los desplazamientos laterales del edificio, todo ello debido a su gran rigidez lateral.

Para el diseño de placas se considera la acción en simultáneo de las fuerzas axiales y momentos flectores (diseño por flexo-compresión), se genera un diagrama de interacción de cargas con las cinco combinaciones de cargas señaladas en el Capítulo 1 Introducción.

Adicionalmente a este diseño por flexo-compresión, se diseña por fuerza cortante, esto último para asegurar la falla dúctil antes que la frágil o de corte.

11.1 Metrado de cargas

Como se realizó en el anterior Capítulo 10 Diseño de columnas, se realiza la misma metodología para obtener el metrado.

11.2 Diseño por Flexo-Compresión

En el diseño por resistencia se debe lograr que las placas resistan esfuerzos por cortante y grandes momentos flectores, para ello se coloca una concentración de refuerzos importante en sus extremos, llamados también núcleos reforzados. En dichos núcleos reforzados se colocan los aceros verticales acompañados de estribos. Fuera de la zona de los núcleos, se coloca acero mínimo de acuerdo a:

Para $V_u \geq \phi V_c$: Cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical ($\rho = 0.0025$).

Para $V_u < \phi V_c$: Cuantía mínima de refuerzo horizontal $\rho = 0.002$, y cuantía mínima vertical $\rho = 0.0015$.

Al igual que se hizo en la columna, una vez seleccionado el refuerzo inicial a colocar se procede a obtener un diagrama de interacción para cada placa; considerando en cada caso la carga axial y momento flector últimos. En dicho diagrama se procedió a ubicar las combinaciones de cargas últimas y se verificó que dichas combinaciones se encuentren

dentro del diagrama, de ésta forma se comprobó si la placa con el acero colocado es capaz de resistir las solicitaciones últimas.

11.3 Diseño por Corte

El diseño por corte contempla el aporte de concreto y acero de refuerzo para satisfacer la demanda de fuerza cortante en el elemento estructural. A lo cual se calcula el aporte del concreto con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi * b * 0.8L * (\alpha * \sqrt{f'_c})$$

Dónde:

- ϕ (Factor de reducción para flexo-compresión)=0.85
- b = Ancho de muro
- L = Longitud de placa
- α = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro, que se da de la siguiente manera:

$\alpha = 0.85$ cuando $h_m/l_m \leq 1.5$, $\alpha = 0.53$ cuando $h_m/l_m \geq 2.0$, α varía linealmente entre 0.85-0.53 cuando $1.5 \leq h_m/l_m \leq 2.0$

Se busca que:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

Además la Norma E.060 da una expresión que limita la sección de concreto armado para muros

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_c$$

Después se calcula las cuantías de acero vertical y horizontal, las cuales deben cumplir con:

Para $V_u \geq 0.085 * \sqrt{210} * A_c$: Cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical ($\rho = 0.0025$).

Para $V_u < 0.085 * \sqrt{210} * A_c$: Cuantía mínima de refuerzo horizontal $\rho = 0.002$, y cuantía mínima vertical $\rho = 0.0015$.

Estas cuantías se calculan de la siguiente manera:

- Para el espaciamiento del acero horizontal se calcula el valor de V_s .

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Con V_s se calcula la cuantía horizontal con:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f'_c * A_c}$$

- Para el espaciamiento del acero vertical se utiliza la siguiente formula, la cual depende de la cuantía horizontal (ρ_h).

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Donde:

- l_m = Longitud de muro
- h_m = altura de muro

Finalmente, se calcula el espaciamiento horizontal y vertical con:

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Además en estructuras de muros de concreto armado ($R=6$) las placas se diseñan por capacidad, esto con la finalidad de garantizar que el elemento falle por flexión (falla dúctil) antes que por corte (falla frágil), para lo cual se dota al elemento con la resistencia necesaria para garantizar dicho comportamiento. Se obtiene una fuerza de diseño de acuerdo a:

$$V_{ud} \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_u}$$

$$\frac{M_n}{M_u} \leq R$$

Dónde:

- V_{ud} : Cortante de diseño
- V_{ua} ; Cortante actuante
- M_n : Momento nominal, asociado a P_u debido al acero realmente colocado
- M_u : Momento actuante obtenido del análisis
- R : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

11.4 Ejemplo de Diseño

Se toma como ejemplo el diseño Placa PL-1 del eje F. En la siguiente figura se muestra su ubicación y su área tributaria.

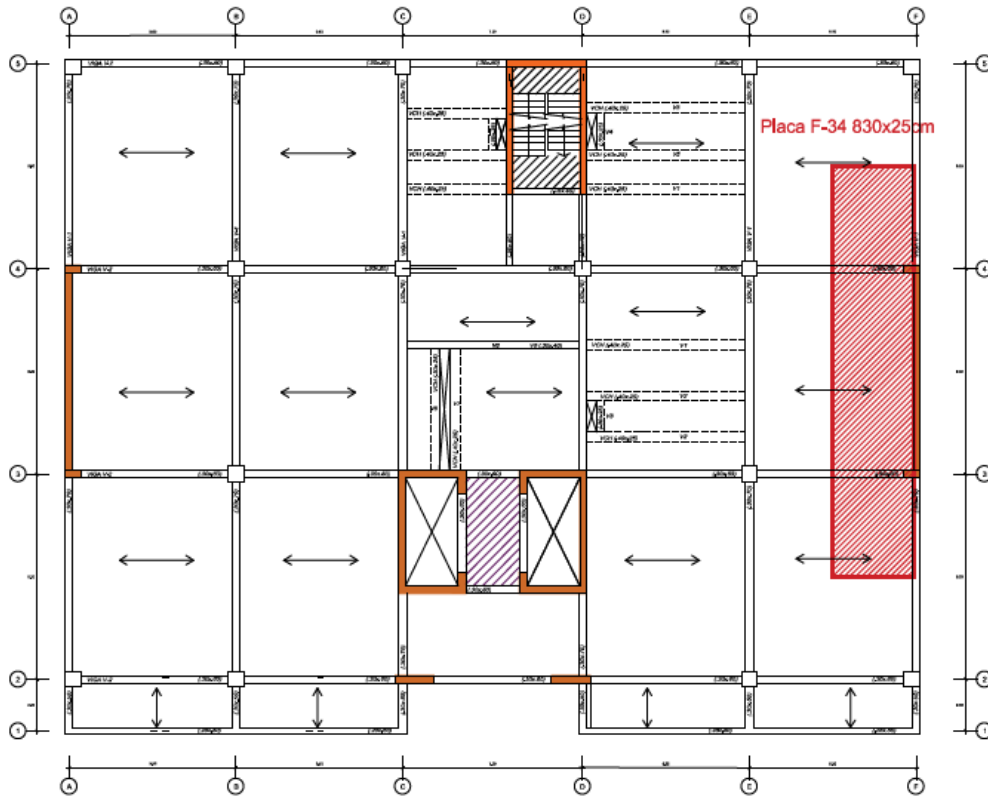


Figura 11.1 Ubicación de placa PL-1 en planta y su respectiva área tributaria

11.5 Metrado de cargas

Area Tributaria	$16 \cdot 3.15 + 3.85 \cdot 0.3 \cdot 2 = 53 \text{ m}^2$
Area de Aligerado	$50.5 - 2.8 \cdot 0.30 \cdot 2 = 49 \text{ m}^2$

Piso Típico	
CM	Peso Propio $2400*3.4*(8.3*0.25+0.3*0.35*2)= 19$ Ton
	Peso de Viga X-X $2400*0.30*0.60*2.81*2= 2$ Ton
	Peso de Viga Y-Y $2400*0.30*0.70*3.85*2= 4$ Ton
	Piso Terminado $100*53= 5$ Ton
	Losa Aligerada $350*49= 17$ Ton
CV	Sobrecarga $300*53= 16$ Ton
CM	P.P+Pvigas+P.T+Losa $19+2+4+5+17= 47$ Ton
CV	Sobrecarga 16 Ton

Azotea	
CM	Peso Propio $2400*3.4*(8.3*0.25+0.3*0.35*2)= 19$ Ton
	Peso de Viga X-X $2400*0.30*0.60*2.81*2= 2$ Ton
	Peso de Viga Y-Y $2400*0.30*0.70*3.85*2= 4$ Ton
	Piso Terminado $100*53= 5$ Ton
	Losa Aligerada $350*49= 17$ Ton
CV	Sobrecarga $300*53= 16$ Ton
CM	P.P+Pvigas+P.T+Losa $19+2+4+5+17= 47$ Ton
CV	Sobrecarga 5 Ton

Nivel	P muerta(ton)	At	K	Ai	Factor Red.	P viva(ton)
7	47.0	53	2	106.0	0.70	4
6	94.0	106	2	212.0	0.57	12
5	141.0	159	2	318.0	0.51	19
4	188.0	212	2	424.0	0.50	27
3	235.0	265	2	530.0	0.50	34
2	282.0	318	2	636.0	0.50	42
1	329.0	371	2	742.0	0.50	50

Se genera un cuadro resumen, el cual contiene el peso de CM y CV por nivel.

Nivel	P muerta(ton)	P viva(ton)
7	47	4
6	94	12
5	141	19
4	188	27
3	235	34
2	282	42
1	329	50

Para el diseño de las placas, primero se realizó un predimensionamiento tentativo (colocando una cantidad inicial de acero mínimo), con dicho armado inicial se iteró hasta encontrar la cantidad de acero necesario para que la sección resista las solicitaciones de CM, CV y Cs. A continuación se muestra dicho procedimiento.

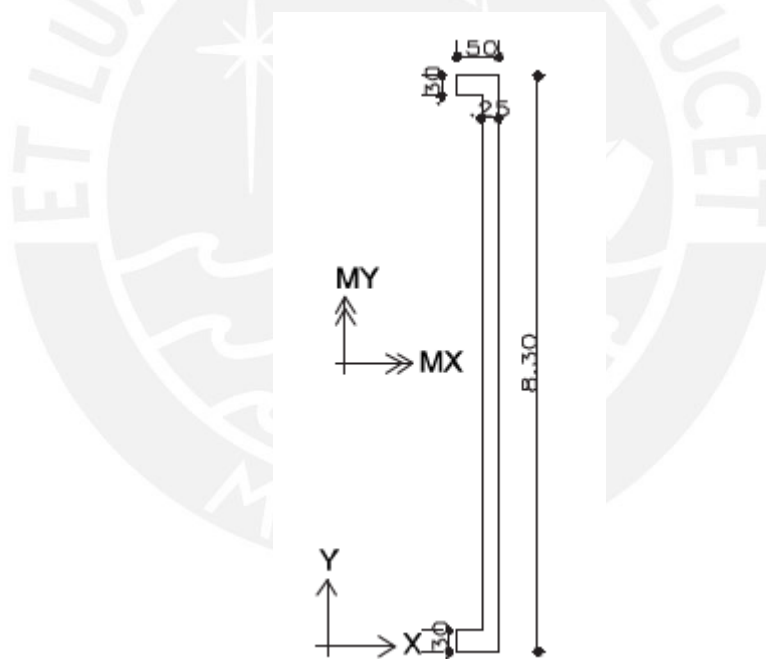


Figura 11.2 Placa PL-1. Ejes locales (Mx, My) y globales (X, Y)

En la figura 11.2 se muestra que la acción de un sismo en la dirección X generara un momento en la dirección Y (MY), de igual manera un sismo en Y producirá un momento en la dirección X (MX). Se muestra el diseño para la acción del sismo en ambos sentidos.

11.5.1 Diseño por flexo-compresión

El diseño de dicha placa se realiza con la reducción de acero en altura, esto debido a que en el primer nivel existe mayores solicitaciones, mientras para los pisos superiores esta se reduce.

11.5.1.1 Diseño para un sismo en Y (Mx)

Para el diseño por flexo-compresión se calcularon las combinaciones de carga las cuales se muestran en los siguientes cuadros.

	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	327	0	-1	-42	1
CV	50	0	0	-14	0
CS-X	37	9	18	317	28
CS-Y	5	2	248	2997	4

Sismo Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Mx-x (ton)	Vy-y (ton)
Carga Muerta	327	-42	-1
Carga Viva	50	-14	0
Carga de Sismo	5	2997	248

Direccion Y-Y	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	543	-82	-2
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	476	2928	246
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	467	-3066	-250
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	299	2960	247
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	290	-3035	-249

Para determinar el acero en los núcleos, en la primera iteración se utilizó la expresión

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot 0.8 \cdot L$$

$$3066 \cdot 10^5 = A_s \cdot 4200 \cdot 0.8 \cdot 830$$

$$A_s = 110 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 20\Phi 3/4'' + 11\Phi 1''$$

Después de realizar varias iteraciones se decidió utilizar 10 $\Phi 3/4''$ + 4 $\Phi 1''$ en cada núcleo

A continuación se muestra el diagrama de interacción generado a partir de las mallas de acero calculadas. En dicho diagrama se ubicaron las combinaciones de cargas.

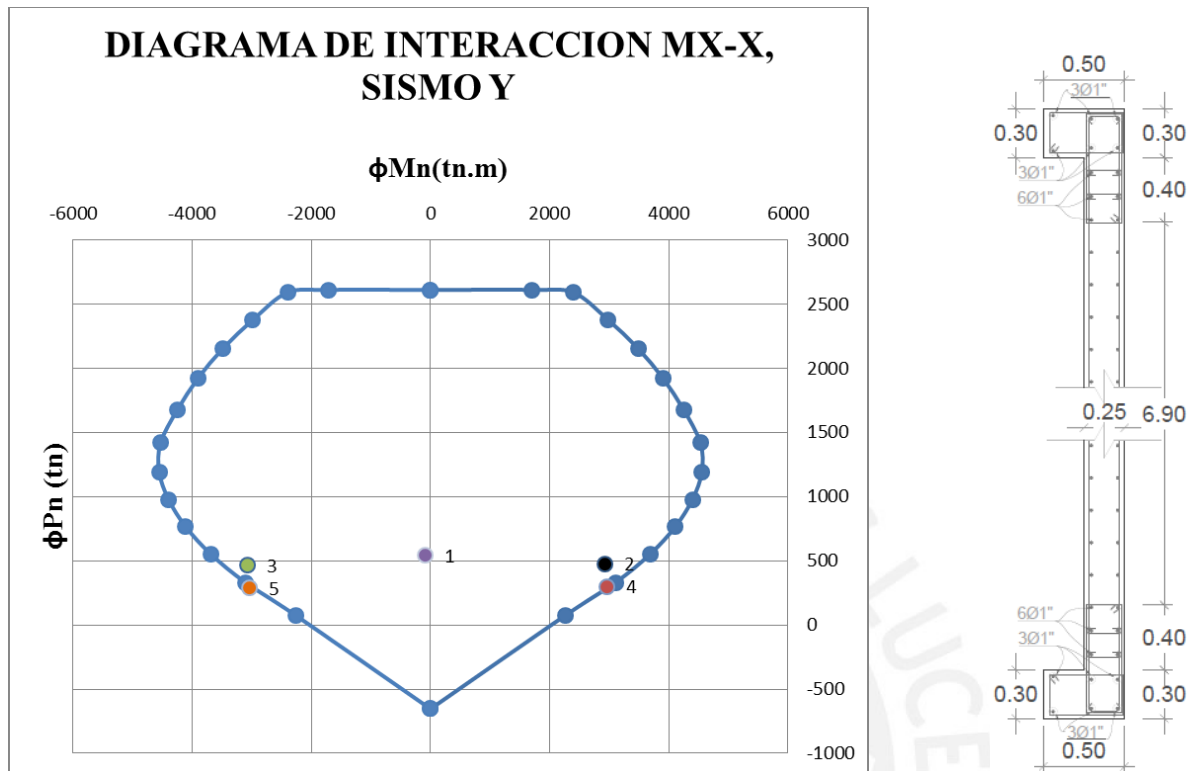


Figura 11.3 Diagrama de interacción y distribución de acero de la placa

Las dimensiones de la placa para el análisis en la dirección Y son:

- $b= 0.25 \text{ m}$
- $l_m= 8.30 \text{ m}$
- $h_m=23.80 \text{ m}$

→ $h_m/l_m= 2.90$ y $\alpha= 0.53$

11.5.2 Diseño por Corte

11.5.2.1 Diseño por resistencia

A continuación, se realizó el diseño del refuerzo por corte

	Pu (Ton)	Vu(ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	543	-2	108	No Requiere	-
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	476	246	108	162	44
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	467	-250	108	166	43
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	299	247	108	163	44
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	290	-249	108	165	44

El aporte del concreto: $\Phi V_c = 0.85 * 25 * 0.8 * 830 * (0.53 * \sqrt{210}) = 108 \text{ ton}$

El refuerzo máximo a considerar: $V_n \leq 2.6 * \sqrt{210} * 25 * 830 = 782 \text{ ton}$

11.5.2.2 Diseño por Capacidad

Se calculó el Vu de diseño indicado por la norma para asegurar la falla por flexión

Combinacion	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	f=Mn/Mua	Vud=Vua*f (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	476	246	2928	4432	1.51	373
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	467	-250	-3066	4432	-1.45	361
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	299	247	2960	4432	1.50	370
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	290	-249	-3035	4432	-1.46	363

Combinacion	Pu (ton)	Vud (ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	476	373	108	311	23
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	467	361	108	297	24
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	299	370	108	308	23
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	290	363	108	300	24

Combinacion	ρ (cuantía horizontal)	ρ (cuantía vertical)	As horizontal(cm2/m)	As vertical (cm2/m)	s horizontal (cm)	s vertical (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	0.0045	0.0025	11.14	6.25	23	23
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	0.0043	0.0025	10.65	6.25	24	23
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	0.0044	0.0025	11.03	6.25	23	23
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	0.0043	0.0025	10.76	6.25	24	23

- $V_{ud} \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_u}$

$$V_{ud} \geq 246 * \frac{4432}{2928}$$

$$V_{ud} = 373 \text{ ton}$$

- $V_s = V_u / \phi - V_c$

$$V_s = \frac{373 - 108}{0.85} = 311 \text{ ton}$$

- $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$

$$s = \frac{2 \cdot 1.29 \cdot 4200 \cdot 0.8 \cdot 830}{311000} = 23 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 2 \Phi 1/2'' @ 0.20\text{m} \rightarrow \rho = 0.0045$$

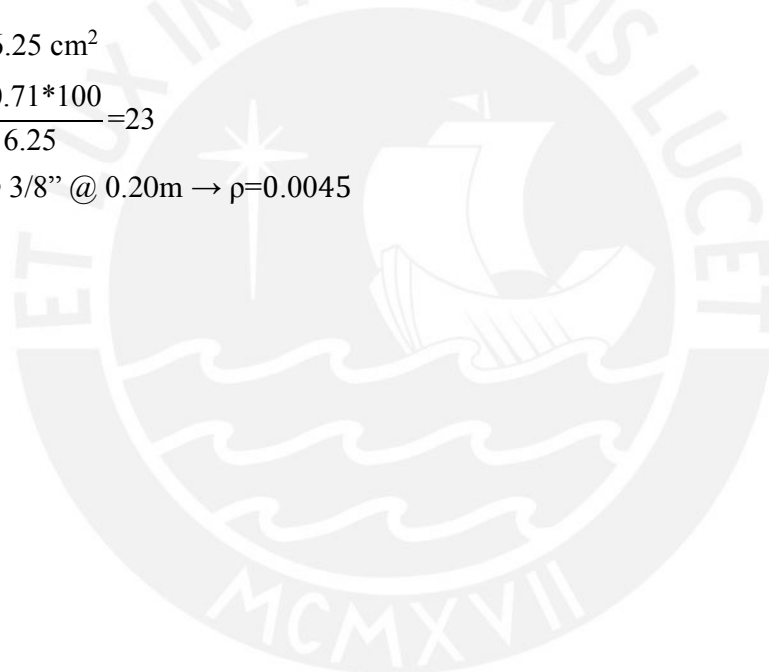
El acero vertical distribuido se calculó de la siguiente manera

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{23.8}{8.30} \right) \cdot (0.0045 - 0.0025) \geq 0.0025$$

- $A_{sv} = 6.25 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 100}{6.25} = 23$$

$$\rightarrow 2 \Phi 3/8'' @ 0.20\text{m} \rightarrow \rho = 0.0045$$



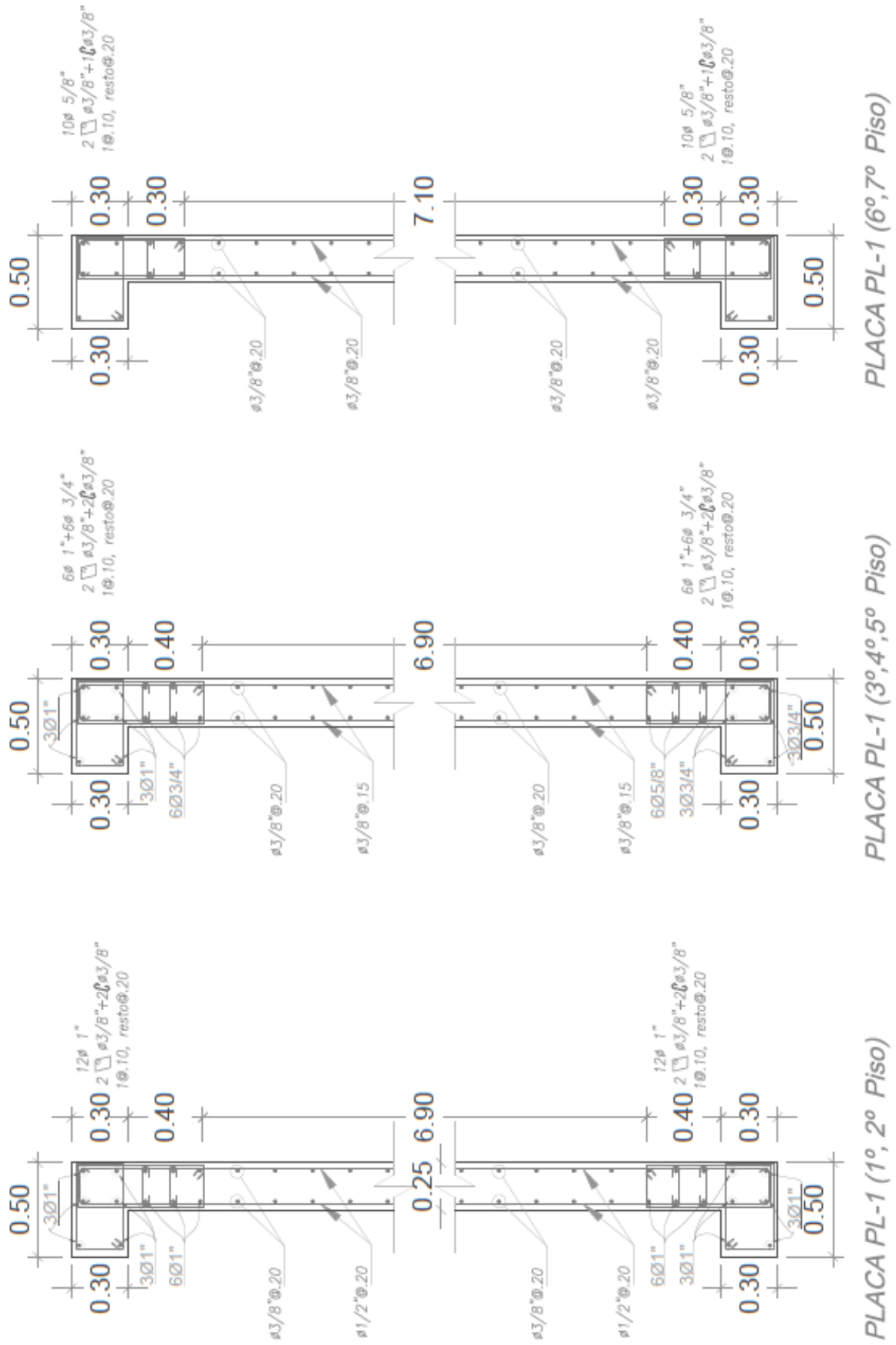


Figura 11.4 Armado de Placa

CAPITULO 12. DISEÑO DE ZAPATAS

Las cimentaciones son elementos estructurales encargados de transmitir las cargas y momentos, provenientes de columnas y muros, hacia el suelo. Estas se colocan para: no exceder la capacidad portante del suelo y evitar que se produzcan asentamientos diferenciales.

Para el presente proyecto el esfuerzo admisible del suelo es de 4 kg/cm² y la profundidad mínima de cimentación de 1.5 m.

Existen varios tipos de cimentaciones para edificios convencionales tales como zapatas aisladas, combinadas, conectadas y corridas. Estas se colocan debido a la ubicación de las columnas o muros, por ejemplo las zapatas aisladas son colocadas típicamente cuando se encuentran alejadas de otras.

Las zapatas se dimensionan utilizando las cargas, tanto de gravedad como de sismo (ambas sin amplificar), y se verifica que dichas cargas no excedan el esfuerzo admisible del suelo. También se realizan verificaciones por punzonamiento y corte.

12.1 Diseño de zapata aislada

Se consideraron las cargas axiales y momentos, los cuales provienen del análisis de la columna, dichas cargas estarán en servicio y se verificará que los esfuerzos en la zapata no sobrepasen al esfuerzo admisible del suelo.

Para zapatas rectangulares se hará un dimensionamiento preliminar con la siguiente fórmula:

$$\text{Area Requerida} = \frac{P_t}{\sigma_{\text{admisible}}} = \frac{PP+PCM+PCV}{\sigma_{\text{admisible}}}$$

Donde:

- PP: Peso Propio de zapata = 5% *(PCM+PCV)
- PCM: Peso por carga muerta
- PCV: Peso por carga viva

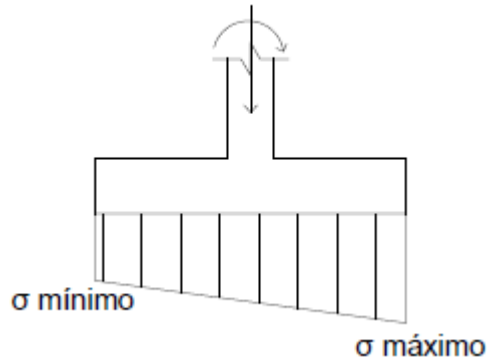


Figura 12.1 Distribución de esfuerzos en la zapata

El paso siguiente al predimensionamiento es el de calcular los esfuerzos “ σ ”, los cuales no incluyen cargas por sismo y se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma_s(\text{sin sismo}) = \frac{P_t}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{B^2 \cdot L} \leq \sigma_{\text{admisible}}$$

Donde:

- B: Ancho de zapata (dirección Y)
- L: Largo de zapata (dirección X)
- M_x , M_y : Momentos sin carga de sismo producidos en la dirección X e Y respectivamente

Si σ_c es mayor que el admisible se aumentaran las dimensiones de la zapata en igual proporción.

Por último se hallaran los esfuerzos σ_c , los cuales consideran cargas por sismo, para lo cual también se incrementará el esfuerzo admisible en un 30%, esto debido a la acción del sismo en la cimentación, y se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma_c(\text{con sismo}) = \frac{P_t}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot (M_m + M_v + M_s)}{B \cdot L^2} \leq 1.30 \cdot \sigma_{\text{admisible}}$$

Donde:

- M_m : Momento producido por carga muerta.
- M_v : Momento producido por carga viva.
- M_s (M_x , M_y): Momentos con carga de sismo producidos en la dirección X e Y respectivamente

Si σ_c es mayor que $1.30 \cdot \sigma_{\text{admisible}}$, se aumentarían las dimensiones de la zapata en igual proporción.

12.1.1 Diseño por Punzonamiento

El diseño por punzonamiento según diversas pruebas se genera alrededor del perímetro de la columna en las dos direcciones. Esta falla se presenta a una distancia $d/2$ de la cara de la columna (d = peralte efectivo de la zapata).

Las zapatas no tienen refuerzo que aporten para controlar la fuerza cortante, por lo cual el elemento debe ser capaz de resistir estas fuerzas internas. El peralte h es el que garantiza que no falle por punzonamiento, siendo el peralte mínimo $h_{\text{min}} = 0.60\text{m}$.

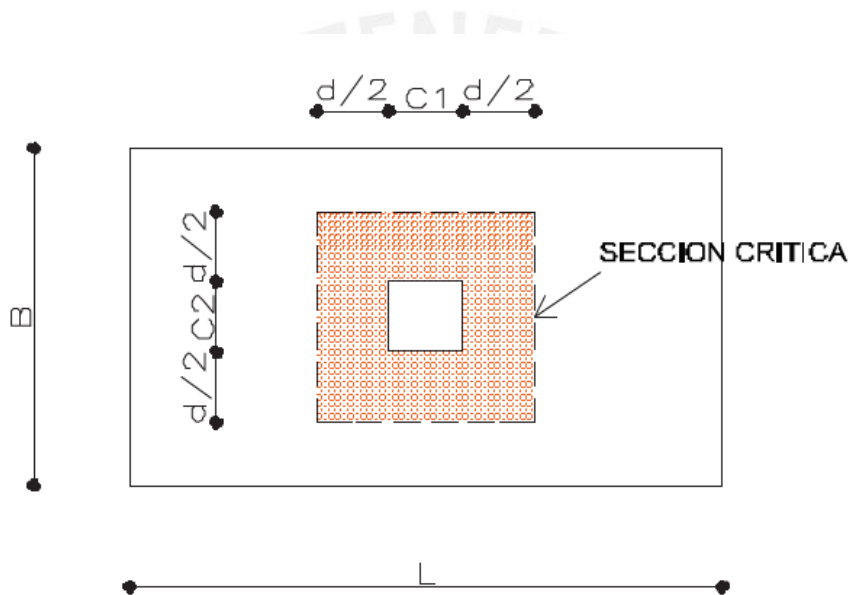


Figura 12.2 Punzonamiento sección crítica

Para seguir con el diseño se calculará el esfuerzo crítico (σ_{crit}) que será el mayor de $1.5 \cdot \sigma_1$ o $1.25 \cdot \sigma_2$.

Se considerará la resistencia al corte con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

- ϕ : Factor de reducción por corte = 0.85
- b_o : Perímetro determinado por la sección crítica
- d : Peralte efectivo de la zapata ($d = h - 0.9\text{m}$)

- h: Peralte de zapata

Después de calcular ΦV_c se procede a calcular:

$$V_u = \sigma_{crit} * (A - A_o)$$

Donde:

- σ_{crit} : Esfuerzo último, dado por la mayor combinación de cargas
- A: Área de la zapata
- A_o : Área de la sección crítica

Para calcular “d” y “h” se igualara $\Phi V_c = V_u$, con el peralte efectivo determinado se cumplirá la relación $V_u \leq \Phi V_c$

12.1.2 Diseño por Corte

El diseño por corte se da en una sección crítica, la cual se genera a “d” de la cara de la columna como en la siguiente figura

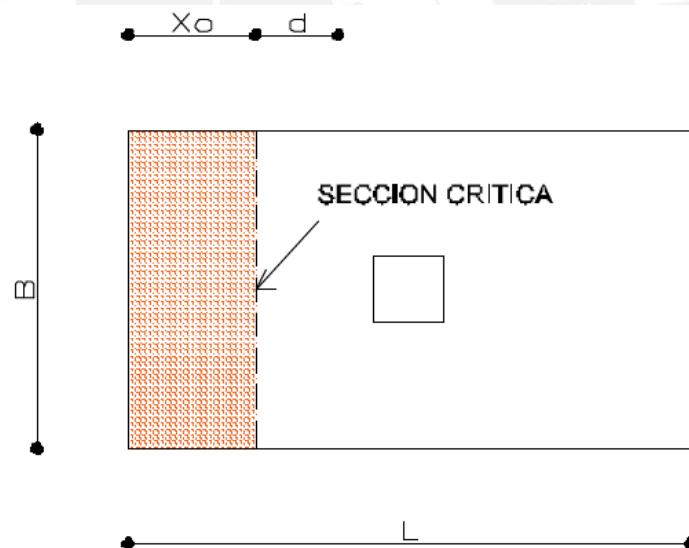


Figura 12.3 Sección crítica por corte

En el diseño por corte se verificara que $V_u \leq \Phi V_c$, como se realizó anteriormente, primero se calculara el aporte del concreto con la siguiente relación:

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

Donde:

- B= Ancho de la zapata en la dirección de análisis

De igual manera se calcula la fuerza cortante con:

$$V_u = \sigma_{crit} * B * x_o$$

Donde:

- x_o : Volado de análisis dado de acuerdo a la figura presentada

12.1.3 Diseño por Flexión

Ya conocidas las dimensiones de la zapata, es decir peralte, ancho y largo se procederá a calcular el acero de refuerzo que será necesario para satisfacer la demanda de flexión.

El análisis que se realiza es similar al de una viga en voladizo, la zona se delimita en la siguiente

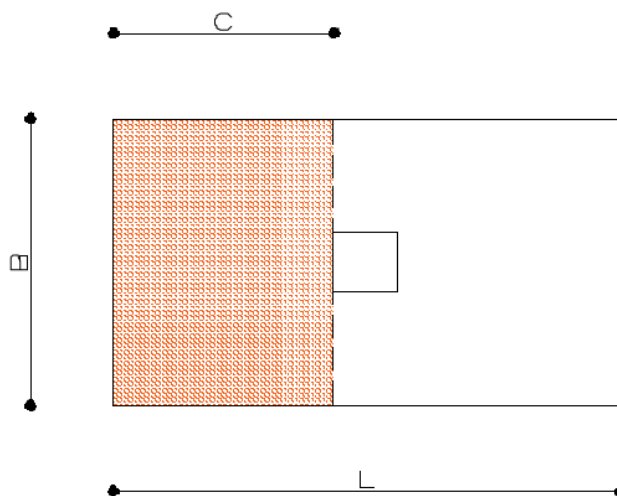


Figura N° 11.4. Diseño por flexión

En primer lugar se calcula el momento último el cual es el mayor de las combinaciones de carga con la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{\sigma_u * C^2 * L}{2}$$

Donde:

- σ_u : Esfuerzo ultimo
- C: Distancia de la cara de la columna al borde de la zapata
- L: Ancho por unidad de un metro (m/m)

12.2 Ejemplo de Diseño

Como ejemplo se realizó el diseño de la zapata aislada Z-4, esta se emplea para la columna C4, que se encuentra ubicada en los ejes C-4.

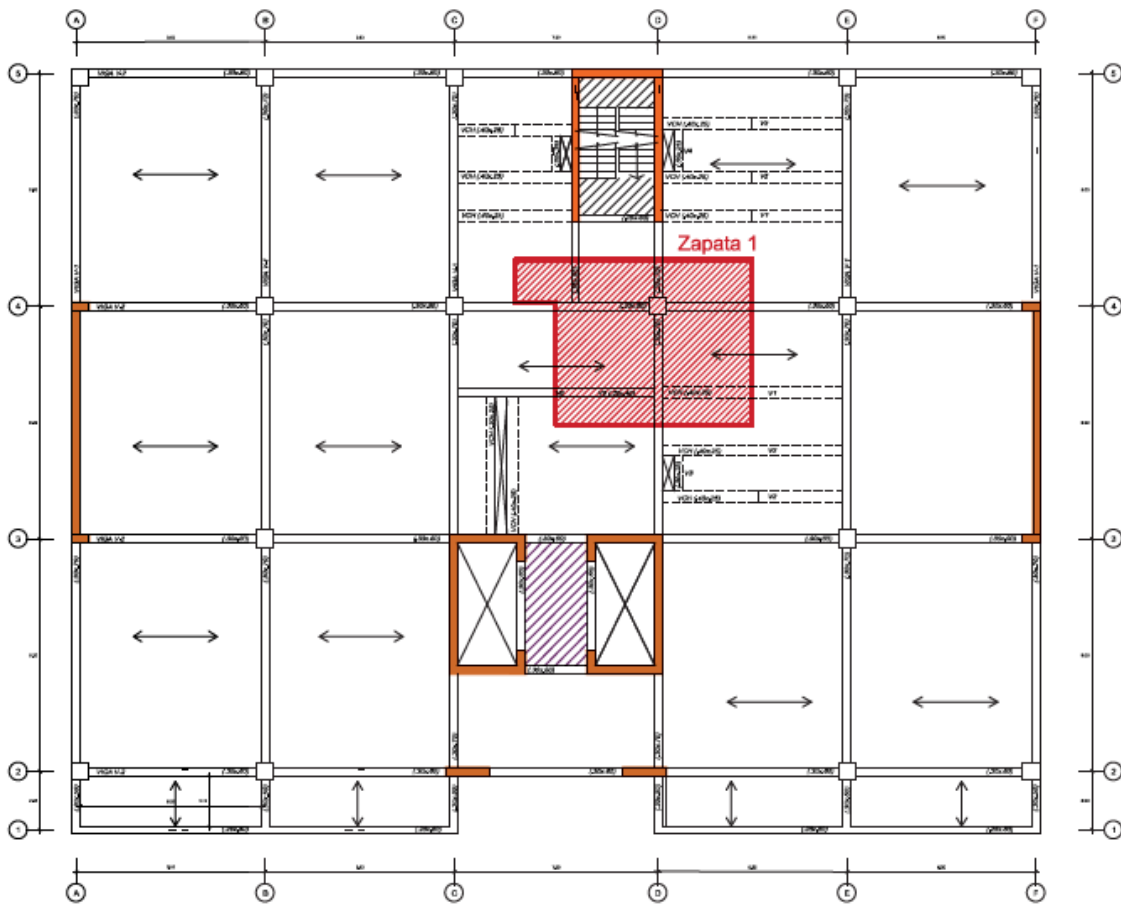


Figura 12.5 Área tributaria de columna ubicada en los ejes C-4

Se tienen los siguientes parámetros:

- $D_f = 1.5\text{m}$
- $\sigma_{adm} = 40\text{ton/m}^2$
- C4: $0.60 \times 0.60\text{m}$

12.2.1 Metrado de Cargas

Se obtienen los siguientes resultados del metrado de cargas.

Area Tributaria	$6.75*5.68+1.45*1.40=40.5 \text{ m}^2$
Area de Aligerado	$40.5-0.6*0.6-0.3*11.23-1.45*0.25=36.5 \text{ m}^2$

Piso Típico	
CM	Peso Propio $2400*3.4*0.6*0.6= 3 \text{ Ton}$
	Peso de Viga X-X $2400*0.30*0.60*6.15= 3 \text{ Ton}$
	Peso de Viga Y-Y $2400*(0.30*0.70*5.08+0.25*1.45)= 3 \text{ Ton}$
	Piso Terminado $100*40.5= 4 \text{ Ton}$
	Losa Aligerada $350*36.5= 13 \text{ Ton}$
	Tabiqueria 5 Ton
CV	Sobrecarga $300*40.5= 12 \text{ Ton}$
CM	P.P+Pvigas+P.T+Losa+Tabiqueria $3+3+3+5+13+4= 31 \text{ Ton}$
CV	Sobrecarga 12 Ton

Azotea	
CM	Peso Propio $2400*3.4*0.6*0.6= 3 \text{ Ton}$
	Peso de Viga X-X $2400*0.30*0.60*6.15= 3 \text{ Ton}$
	Peso de Viga Y-Y $2400*(0.30*0.70*5.08+0.25*1.45)= 3 \text{ Ton}$
	Piso Terminado $100*40.5= 4 \text{ Ton}$
	Losa Aligerada $350*36.5= 13 \text{ Ton}$
CV	Sobrecarga $100*40.5= 4 \text{ Ton}$
CM	P.P+Pvigas+P.T+Losa $3+3+3+4+13= 26 \text{ Ton}$
CV	Sobrecarga 4 Ton

Nivel	P muerta(ton)	At	K	Ai	Factor Red.	P viva(ton)
7	25	39.5	2	79	0.8	3
6	57	79	2	158	0.6	10
5	88	118.5	2	237	0.5	15
4	119	158	2	316	0.5	20
3	150	197.5	2	395	0.5	26
2	182	237	2	474	0.5	32
1	213	276.5	2	553	0.5	38

Se realiza un cuadro que muestra el resumen de cargas por piso, también los momentos producidos por cargas de gravedad y de sismo.

Nivel	P muerta(ton)	P viva(ton)
7	25	3
6	57	10
5	88	15
4	119	20
3	150	26
2	182	32
1	213	38

	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	213	2.5	0.4
CV	38	1.2	0.2
CS-X	29.7	0.3	6.6
CS-Y	104.5	5.1	1.6

12.2.2 Predimensionamiento por presión admisible

Se calcula el área requerida de la zapata producido por cargas de servicio, tanto carga muerta como viva.

$$\text{Área} = \frac{1.05 \cdot (213 + 38)}{40} = 6.60 \text{ m}^2$$

Se utiliza una zapata cuadrada de dimensiones 2.60x2.60m, debido a que la columna es cuadrada y también para darle un cierto margen para las cargas de sismo.

$$\sigma = \frac{1.05 \cdot (213 + 38)}{2.6 \cdot 2.6} = 39 \leq 40 \text{ ton/m}^2$$

Análisis sin sismo:

Se calculan los esfuerzos, sin considerar las cargas por sismo, en ambas direcciones principales

$$\sigma_s(\text{sin sismo}) = \frac{Pt}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{B^2 \cdot L} \leq \sigma_{\text{admisible}}$$

Sin Sismo en la dirección X-X

$$\sigma_s = \frac{1.05 \cdot (213 + 36)}{2.6 \cdot 2.6} + \frac{6 \cdot (2.5 + 1.2)}{2.6 \cdot 2.6^2} = 40 \leq 40 \text{ ton/m}^2$$

Sin Sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma_s = \frac{1.05*(213+36)}{2.6*2.6} + \frac{6*(0.4+0.2)}{2.6*2.6^2} = 39 \leq 40 \text{ ton/m}^2$$

Análisis con sismo:

Se calculan los esfuerzos, considerando las cargas por sismo, en ambas direcciones principales

$$\sigma_c(\text{con sismo}) = \frac{Pt}{B*L} \pm \frac{6*(Mm+Mv+Ms)}{B*L^2} \leq 1.30*\sigma_{\text{admissible}}$$

Con Sismo en la dirección X-X

$$\sigma_c = \frac{1.05*(213+38)+.8*29.7/1.25}{2.6*2.6} + \frac{6*(2.5+1.2+.8*0.3/1.25)}{2.6*2.6^2} = 43.15 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1.05*(213+38)+.8*29.7/1.25}{2.6*2.6} + \frac{6*(0.4+0.2+.8*6.6/1.25)}{2.6*2.6^2} = 43.50 \text{ ton/m}^2$$

Con Sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma_c = \frac{1.05*(213+38)+.8*104.5/1.25}{2.6*2.6} + \frac{6*(2.5+1.2+.8*5.1/1.25)}{2.6*2.6^2} = 51.3 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1.05*(213+38)+.8*104.5/1.25}{2.6*2.6} + \frac{6*(0.4+0.2+.8*1.6/1.25)}{2.6*2.6^2} = 49.50 \text{ ton/m}^2$$

Se observa que los esfuerzos para ambas direcciones son menores de $1.30*\sigma_{\text{adm}}=52 \text{ ton/m}^2$.

Con ello comprobamos que la zapata de dimensiones $2.6*2.6 \text{ m}$ es adecuada

12.2.3 Diseño por Punzonamiento

Utilizamos los valores máximos de σ_1 y σ_2 para calcular σ_{crit} :

$$1.6*\sigma_1 = 64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad 1.25*\sigma_2 = 64.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El valor crítico es el mayor de los anteriores, por lo tanto $\sigma_{\text{crit}}=64.80 \text{ ton/m}^2$

A continuación se calculó:

- $\Phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (4 * (60 + d)) * d$
- $V_u = 6.20 * (260^2 - (60 + d)^2)$

Al igualar los valores de ΦV_c y V_u se obtiene el valor del peralte efectivo o “d”

$d = 0.60$ m y $h = 0.70$ m

12.2.4 Diseño por Corte

Se calculó de la siguiente manera:

- $\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 260 * 60 = 102$ ton
- $V_u = 6.48 * 260 * (260 - 60 - 2 * 0.70) / 2 = 67.4$ ton

Se observa que $V_u \leq \Phi V_c$, a lo cual el peralte $h = 0.70$ m.

12.2.5 Diseño por flexión

$$M_u = \frac{\sigma_u * C^2 * L}{2} \qquad M_u = 64.80 * \frac{1.00^2}{2} * 1 = 32.40 \text{ ton*m}$$

Se calculó como refuerzo de acero lo siguiente:

Zapata	σ_u	M_u (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado
6	64.8	32.40	100.00	60.00	3.46	14.71	1 ϕ 5/8"@15

El diseño final de la zapata se muestra en la siguiente figura:

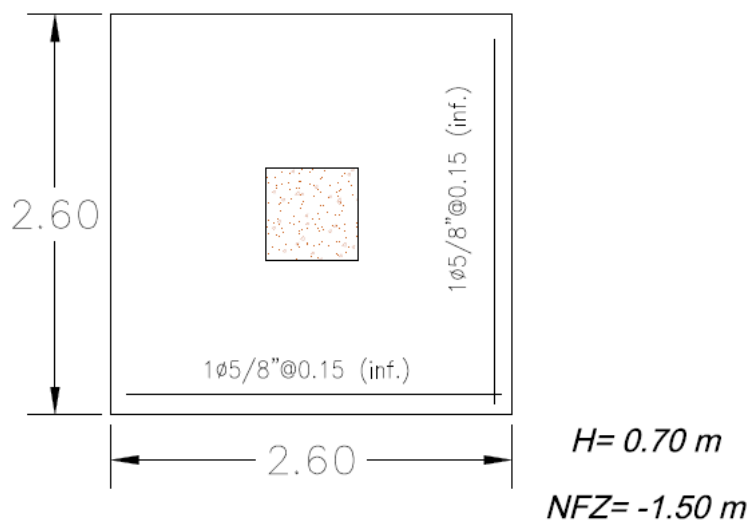


Figura 12.6 Diseño final de zapata aislada

CAPITULO 13. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

En este capítulo se presenta el diseño de otros elementos estructurales como son la cisterna y la escalera. Este elemento se diseña solo por flexión como en capítulos anteriores. Se coloca acero positivo y negativo, además de acero en la dirección transversal por temperatura que corresponde a una cuantía mínima ($\rho_{min}=0.0018*b*h$)

13.1 Diseño de Cisterna

En estructuras expuestas a fluidos o líquidos la durabilidad es de vital importancia; por lo cual se introducen factores de durabilidad ambiental S, esto para reducir los anchos de fisura.

$$U_s=U*S$$

- S=1.30 : Resistencia a flexión
- S=1.65 : Resistencia a tracción

Diseño de Techo:

El techo se diseña como una losa que trabaja en una sola dirección debido a que la relación entre sus dimensiones ($3.2/8 < 0.5$) es menor que 0.5. El metrado de cargas se muestra a continuación:

Techo			
CM	Peso Propio:	$2400*0.15*1= 360$	kg/m
	Acabados:	$100*1= 100$	kg/m
CV	Sobrecarga:	$250*1= 250$	kg/m
CU	$1.4*CM+1.7*CV:$	1069	kg/m²

Debido a las dimensiones se utilizara un modelo simplemente apoyado en sus extremos.

Mu (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado
2.16	100.00	12.00	0.87	4.94	2 ϕ 3/8"@25

Diseño de Pared:

La pares de la cisterna se diseña como una losa que trabaja en una sola dirección debido a que la relación entre sus dimensiones ($3.95/8 < 0.5$) es menor que 0.5.

$$Ea = S \cdot \gamma \cdot H \cdot Ka \cdot 1.4$$

Donde:

- S: Factor de durabilidad ambiental
- γ : Densidad del suelo= 1800kg/m³
- H: Altura de empuje
- Ka: Factor de empuje activo de suelos en reposo.

$$Es/c = S \cdot Ka \cdot \frac{s}{c} \cdot 1.7$$

Donde:

- s/c: Sobrecarga

$$Ea = 1.3 \cdot 1800 \cdot 4.125 \cdot 0.3 \cdot 1.4 = 4054 \text{ kg} \quad Es/c = 1.3 \cdot 0.3 \cdot 250 \cdot 1.7 = 166 \text{ kg}$$

Para análisis estructural del muro se considera un modelo simplificado como una viga la cual está articulada en sus extremos. El modelo se muestra a continuación:

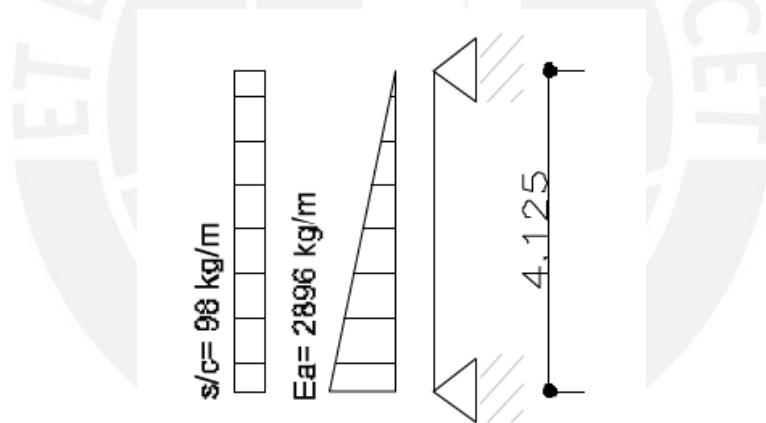


Figura 13.1 Modelo de muro de cisterna

Mu (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado
4.77	100.00	17.00	1.36	7.73	2φ3/8"@17.5

Para el acero principal se utiliza 2φ3/8"@17.5cm, mientras que Amín=0.003*20*100=6.00 cm², se coloca 2φ3/8"@20cm, lo cual es adecuado.

Diseño de Losa de Fondo:

En la losa de fondo se colocan dos capas de $1\phi 3/8''@20\text{cm}$ para cumplir con la cuantía mínima.

13.2 Diseño de Escalera

La escalera cuenta con una garganta de 15 cm de espesor. Este elemento se diseña solo por flexión como en capítulos anteriores. Se coloca acero positivo y negativo, además de acero en la dirección transversal por temperatura que corresponde a una cuantía mínima ($\rho_{\text{min}}=0.0018*b*h$).

El modelo estructural corresponde a uno simplemente apoyado en sus extremos con cargas solo por gravedad, ya que esta es separada sísmicamente del edificio. Como se muestra a continuación:

CM	Peso Propio:	$2400*(0.17/2+0.15*(1+(0.17/0.26)^2)^{-1/2})= 634 \text{ kg/m}$
	Acabados:	$100*1= 100 \text{ kg/m}$
CV	Sobrecarga:	$400*1= 400 \text{ kg/m}$
CU2	$1.4*CM+1.7*CV$:	$1.4*(634+100)+1.7*(400)= 1710 \text{ kg/m}$

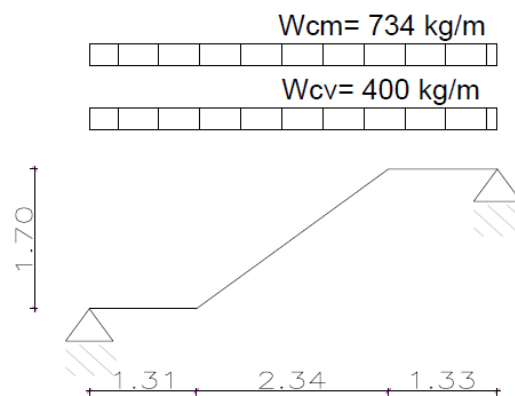


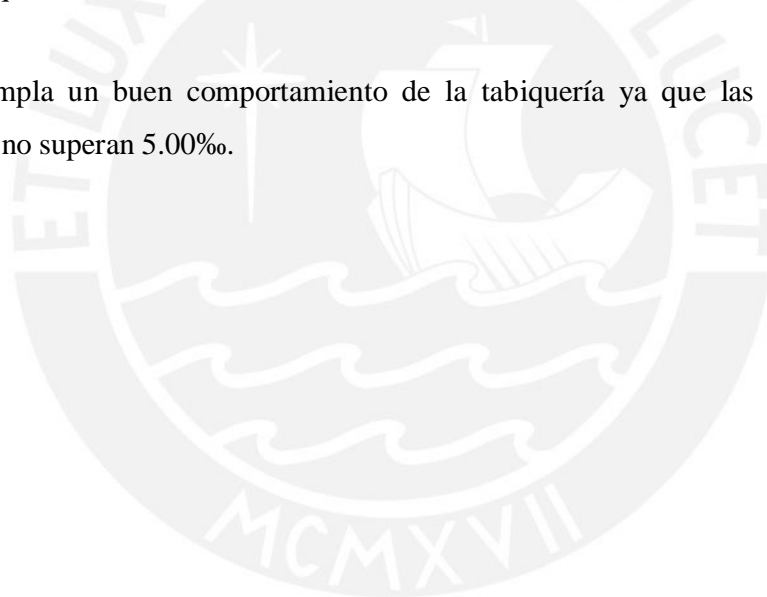
Figura 13.3 Modelo de análisis de escalera

Posicion	Mu (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²) necesario	Acero colocado
Mizquierda	- 1.74	100.00	12.00	0.94	3.99	$1 \phi 3/8'' @17.5$
Mpositivo	+ 5.23	100.00	12.00	3.12	13.25	$1 \phi 1/2'' @10$
Mderecha	- 1.74	100.00	12.00	0.94	3.99	$1 \phi 3/8'' @17.5$

Para el acero principal se utiliza $1\phi 1/2''@10\text{cm}$, para acero negativo $1\phi 3/8''@17.5\text{cm}$ mientras que $A_{\text{mín}}=0.0018*15*100=2.7 \text{ cm}^2$, se coloca $1\phi 3/8''@20\text{cm}$ en la dirección transversal, lo cual es adecuado.

CAPITULO 14. CONCLUSIONES:

- Es importante realizar una buena estructuración, en base a pórticos y muros de corte de concreto armado, ya que de esta manera habrá una buena distribución de las fuerzas sísmicas en los elementos resistentes.
- El presente proyecto es regular tanto en altura como en planta por lo cual se reduce la incertidumbre tanto en el análisis como en el diseño, de esta manera se tiene mayor confiabilidad en los resultados.
- Las derivas de entrepiso obtenidas en el presente proyecto son menores que las indicadas en la Norma, por lo cual se espera un buen comportamiento de la estructura en el rango inelástico para sismos raros. En la dirección X una deriva de 3.97‰, mientras que en la dirección Y una deriva máxima de 4.37‰.
- Se contempla un buen comportamiento de la tabiquería ya que las distorsiones de entrepiso no superan 5.00‰.



BIBLIOGRAFIA

Arthur H, N. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá.

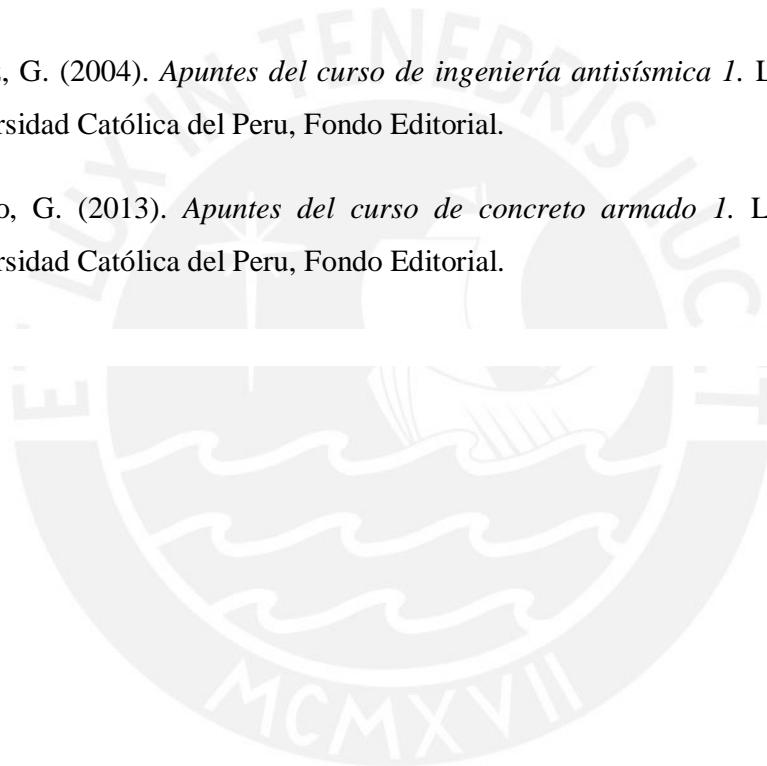
Blanco Blasco, A. (1997). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*.
Lima: 2da ed. Colegio de Ingenieros del Perú.

Blanco Blasco, A. (2006). *Apuntes del curso de concreto armado 2*. Lima: Pontificia
Universidad Católica del Peru, Fondo Editorial.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú. (2013). Reglamento nacional
de edificaciones. Lima: Camara Peruana de la construcción.

Muñoz Peláez, G. (2004). *Apuntes del curso de ingeniería antisísmica 1*. Lima: Pontificia
Universidad Católica del Peru, Fondo Editorial.

Ottazzi Pasino, G. (2013). *Apuntes del curso de concreto armado 1*. Lima: Pontificia
Universidad Católica del Peru, Fondo Editorial.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA



Diseño de un edificio de Oficinas en Miraflores

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, presentado por:

FROILAN CARLOS BARRIENTOS CASTILLA

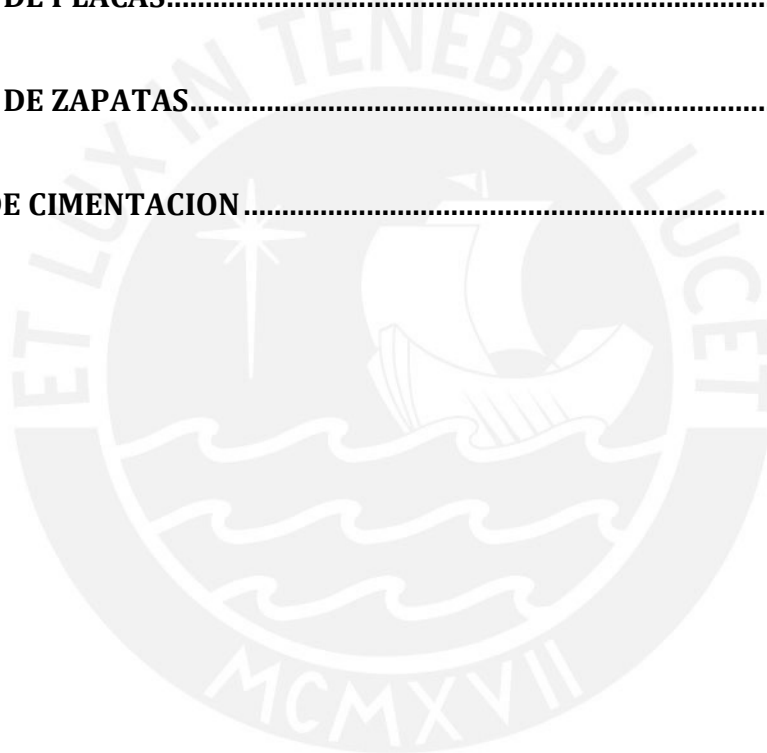
ANEXOS

ASESOR: Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino

Lima, octubre del 2018

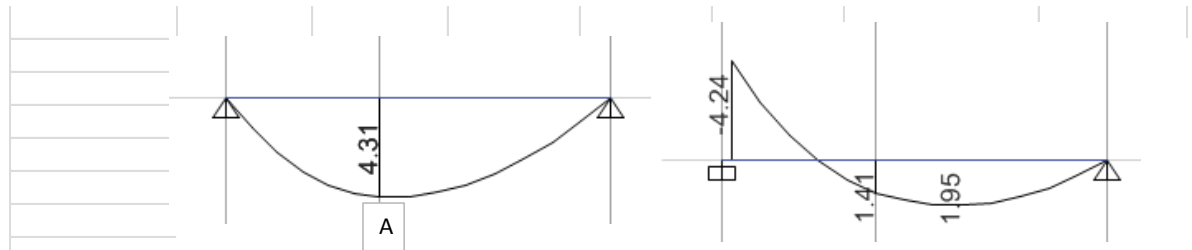
ÍNDICE

1. DISEÑO DE VIGAS CHATAS	1
2. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS.....	3
3. DISEÑO DE COLUMNAS.....	20
4. DISEÑO DE PLACAS.....	36
5. DISEÑO DE ZAPATAS.....	52
6. VIGAS DE CIMENTACION.....	75



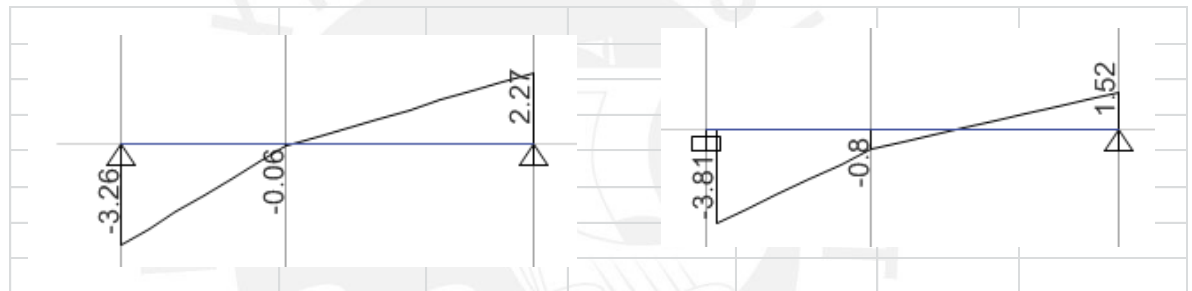
1. DISEÑO DE VIGAS CHATAS

VIGA CHATA 1 (VCH-1)



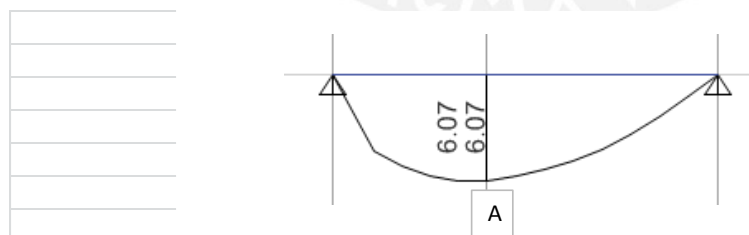
ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	4.31	40.0 cm	22.0 cm	3.3	5.6	6.6	5.1
ESFUERZO B	4.24	40.0 cm	22.0 cm	3.2	5.5	6.6	5.1
ESFUERZO C	1.95	40.0 cm	22.0 cm	1.4	2.4	2.6	2.1



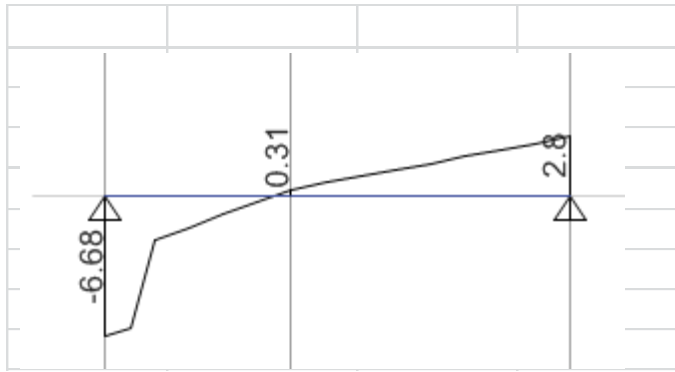
a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
V_u	ϕV_c	V_s	A_v	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm
3.47 ton	5.74 ton	-2.68 ton	1.42 cm ²	-49.02 cm	5.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
3.05 ton	5.74 ton	-3.17 ton	1.42 cm ²	-41.38 cm	5.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA CHATA 2 (VCH-2)



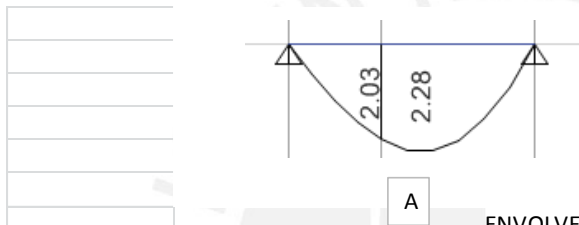
ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	6.07	45.0 cm	22.0 cm	4.2	8.1	8.6	6.5
ESFUERZO B	1.52	30.0 cm	22.0 cm	1.0	1.9	2.8	2.3



a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
6.40 ton	6.46 ton	-0.07 ton	1.42 cm ²	-1767.98 cm	5.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
2.41 ton	6.46 ton	-4.77 ton	1.42 cm ²	-27.52 cm	5.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

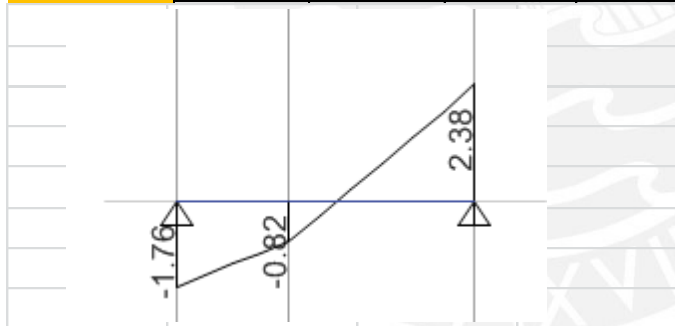
VIGA CHATA 3 (VCH-3)



ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

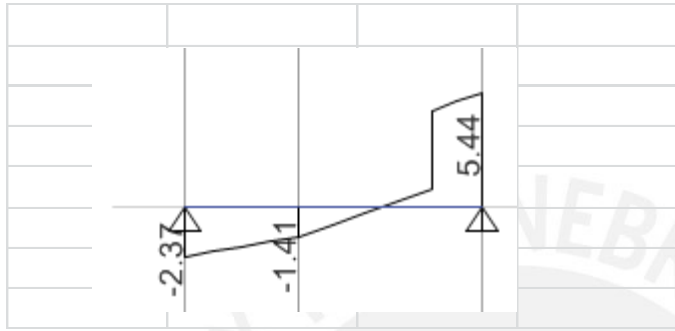
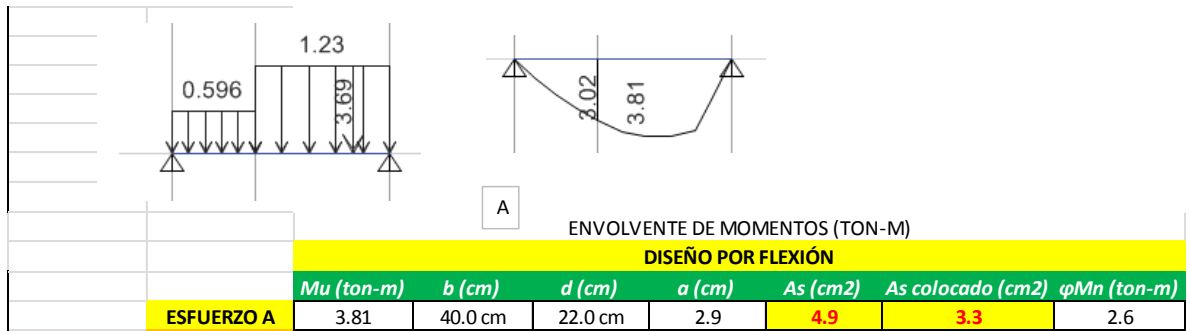
DISEÑO POR FLEXIÓN

	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	2.3	40.0 cm	22.0 cm	1.7	2.9	3.3	2.6



a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
6.12 ton	5.74 ton	0.44 ton	1.42 cm ²	297.37 cm	5.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA CHATA 4 (VCH-4)

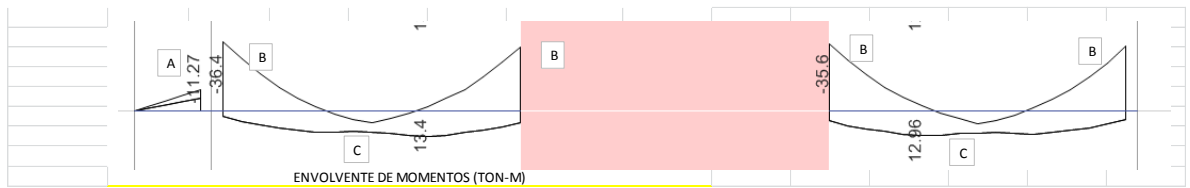


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
V_u	ϕV_c	V_s	A_v	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm
6.12 ton	5.74 ton	0.44 ton	1.42 cm ²	297.37 cm	5.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

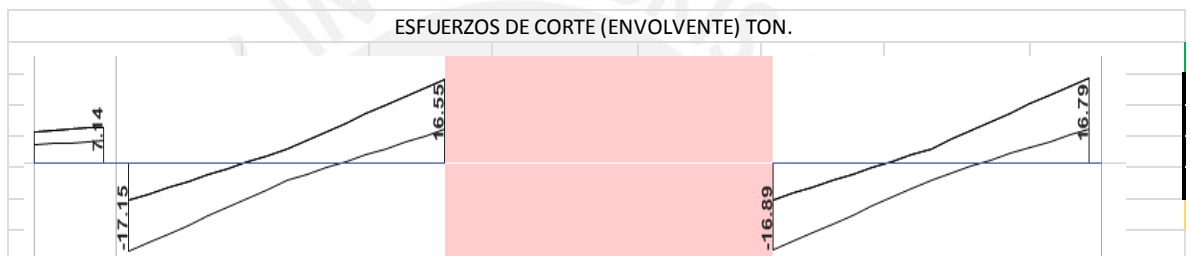
2. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

VIGAS PISO TÍPICO (PISOS DEL 1 AL 6)

VIGA 1 (V-1)

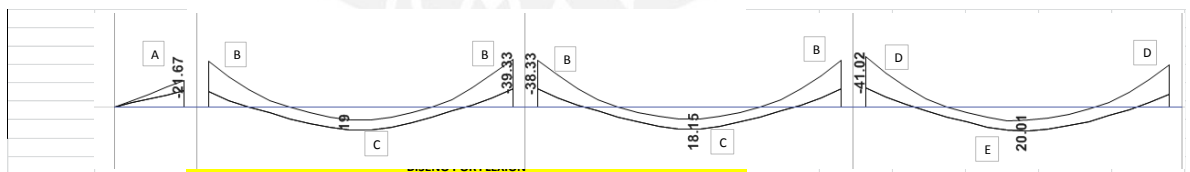


DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	11.27	30.0 cm	54.0 cm	4.5	5.8	5.7	11.1
ESFUERZO B	36.4	30.0 cm	64.0 cm	13.2	16.8	17.0	37.0
ESFUERZO C	13.4	30.0 cm	64.0 cm	4.5	5.7	5.7	13.3
ESFUERZO D	13	30.0 cm	64.0 cm	4.4	5.6	5.7	13.3

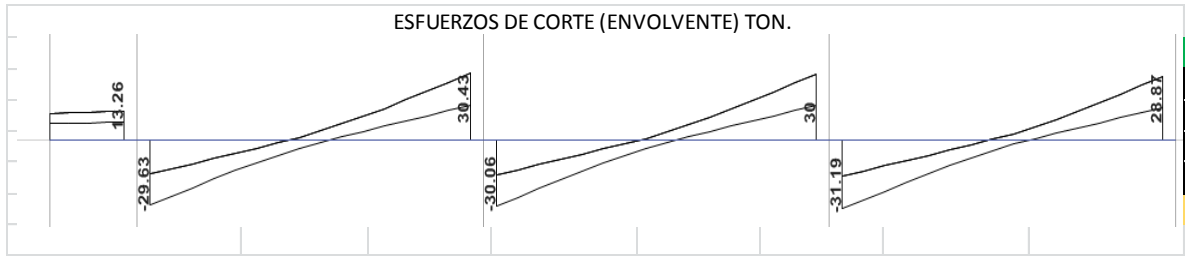


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
V_u	ϕV_c	V_s	A_v	S	$d/4$	$10 d_b$	$24 d_e$	30 cm
7.14 ton	12.53 ton	-6.35 ton	1.42 cm ²	-60.14 cm	16.00 cm	20.00 cm	22.86 cm	30.00 cm
17.15 ton	12.53 ton	5.43 ton	1.42 cm ²	70.29 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
16.80 ton	12.53 ton	5.02 ton	1.42 cm ²	76.06 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 2 (V-2)

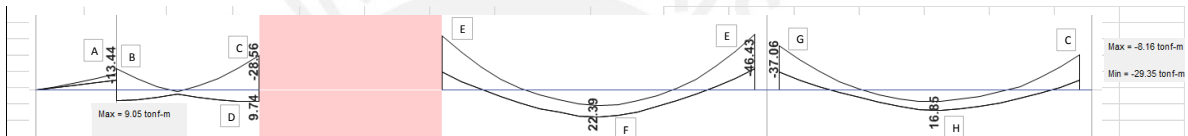


DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	21.67	30.0 cm	54.0 cm	9.1	11.6	11.4	21.2
ESFUERZO B	39.33	30.0 cm	64.0 cm	14.4	18.3	18.7	40.2
ESFUERZO C	19	30.0 cm	64.0 cm	6.5	8.3	8.5	19.6
ESFUERZO D	41	30.0 cm	64.0 cm	15.1	19.2	18.7	40.0
ESFUERZO E	20	30.0 cm	64.0 cm	6.9	8.7	8.5	19.5
ESFUERZO F	35	30.0 cm	64.0 cm	12.6	16.0	15.9	34.6

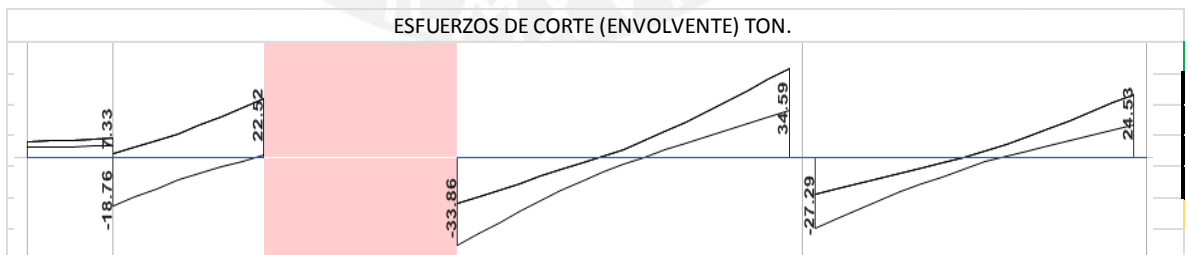


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
13.26 ton	12.53 ton	0.85 ton	1.42 cm ²	447.17 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
30.00 ton	12.53 ton	20.55 ton	1.42 cm ²	18.58 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
31.00 ton	12.53 ton	21.72 ton	1.42 cm ²	17.57 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
28.00 ton	12.53 ton	18.19 ton	1.42 cm ²	20.98 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 3 (V-3)

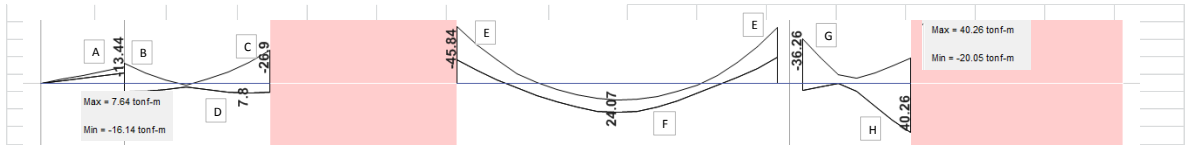


DISEÑO POR FLEXIÓN							
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	13.44	30.0 cm	54.0 cm	5.4	6.9	8.5	16.5
ESFUERZO B	18.09	30.0 cm	64.0 cm	6.2	7.9	8.5	19.6
ESFUERZO C	29.35	30.0 cm	64.0 cm	10.4	13.2	14.2	31.6
ESFUERZO D	9.74	30.0 cm	64.0 cm	3.2	4.1	5.7	13.4
ESFUERZO E	46.43	30.0 cm	64.0 cm	17.4	22.2	25.5	53.3
ESFUERZO F	22.4	30.0 cm	64.0 cm	7.7	9.9	10.2	23.2
ESFUERZO G	37.06	30.0 cm	64.0 cm	13.4	17.1	20.4	44.2
ESFUERZO H	16.85	30.0 cm	64.0 cm	5.7	7.3	8.5	19.7

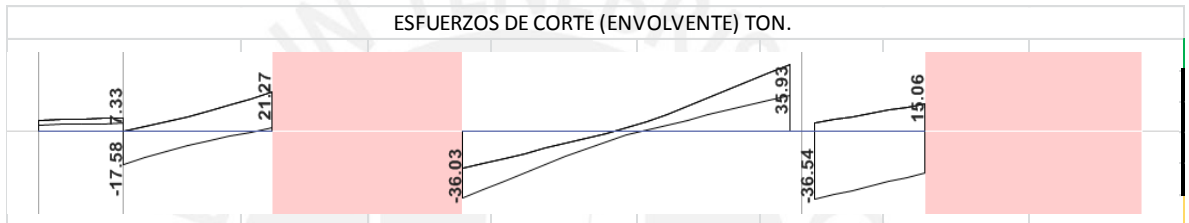


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
7.33 ton	12.53 ton	-6.12 ton	1.42 cm ²	-62.34 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
22.00 ton	12.53 ton	11.14 ton	1.42 cm ²	34.28 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
33.00 ton	12.53 ton	24.08 ton	1.42 cm ²	15.85 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
27.00 ton	12.53 ton	17.02 ton	1.42 cm ²	22.43 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 4 (V-4)

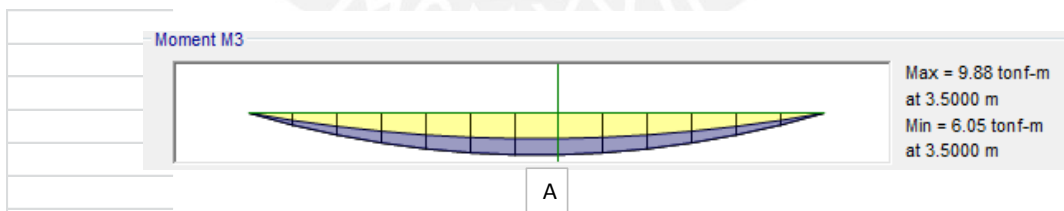


DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	13.44	30.0 cm	54.0 cm	5.4	6.9	8.5	16.5
ESFUERZO B	16.14	30.0 cm	64.0 cm	5.5	7.0	8.5	19.7
ESFUERZO C	26.9	30.0 cm	64.0 cm	9.4	12.0	14.2	31.8
ESFUERZO D	7.8	30.0 cm	64.0 cm	2.6	3.3	5.7	13.5
ESFUERZO E	45.84	30.0 cm	64.0 cm	17.2	21.9	25.5	53.4
ESFUERZO F	24.07	30.0 cm	64.0 cm	8.3	10.6	11.4	25.7
ESFUERZO G	36.26	30.0 cm	64.0 cm	13.1	16.7	17.0	37.0
ESFUERZO H	40.26	30.0 cm	64.0 cm	14.8	18.8	20.4	43.7

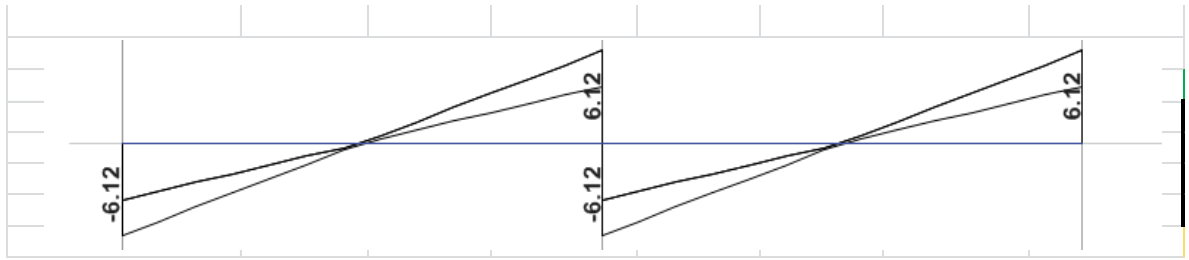


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
V_u	ϕV_c	V_s	A_v	S	$d/4$	$10 d_b$	$24 d_e$	30 cm
7.33 ton	12.53 ton	-6.12 ton	1.42 cm ²	-62.34 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
22.00 ton	12.53 ton	11.14 ton	1.42 cm ²	34.28 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
36.00 ton	12.53 ton	27.61 ton	1.42 cm ²	13.83 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
15.00 ton	12.53 ton	2.90 ton	1.42 cm ²	131.59 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 5 (V-5)

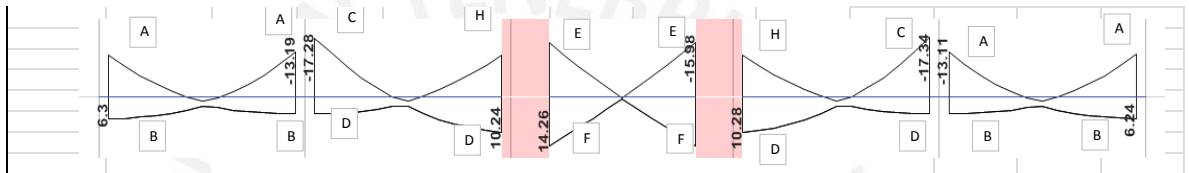


ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)							
DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	11.27	30.0 cm	54.0 cm	4.5	5.8	5.7	11.1



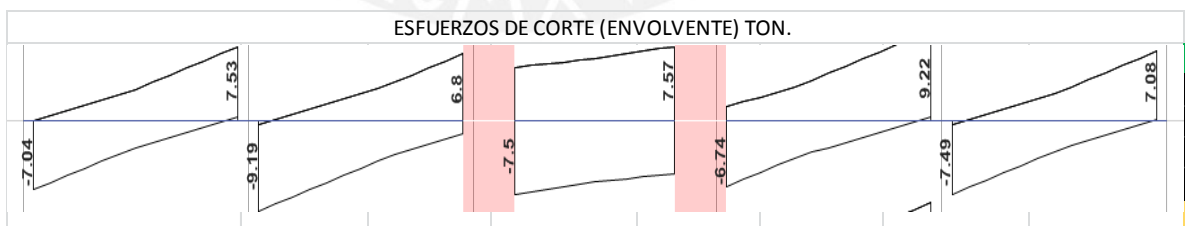
a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
6.12 ton	12.53 ton	-7.55 ton	1.42 cm ²	-50.58 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 6 (V-6)



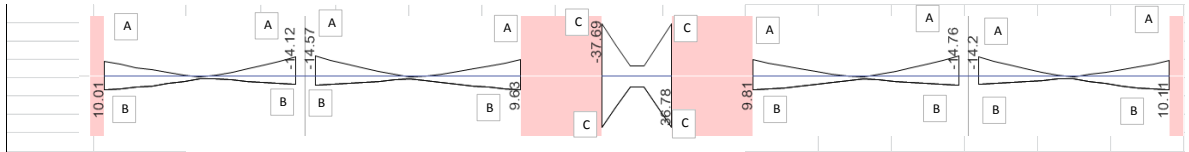
ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

	DISEÑO POR FLEXIÓN						
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	13.19	30.0 cm	54.0 cm	5.3	6.8	8.5	16.5
ESFUERZO B	6.3	30.0 cm	54.0 cm	2.5	3.2	5.7	11.3
ESFUERZO C	17.28	30.0 cm	54.0 cm	7.1	9.1	5.7	10.8
ESFUERZO D	10.24	30.0 cm	54.0 cm	4.1	5.2	5.7	11.2
ESFUERZO E	15.98	30.0 cm	54.0 cm	6.5	8.3	8.5	16.3
ESFUERZO F	14.26	30.0 cm	54.0 cm	5.8	7.4	8.5	16.5
ESFUERZO G	10.3	30.0 cm	54.0 cm	4.1	5.2	17.0	33.5
ESFUERZO H	12	30.0 cm	54.0 cm	4.8	6.2	19.9	38.8



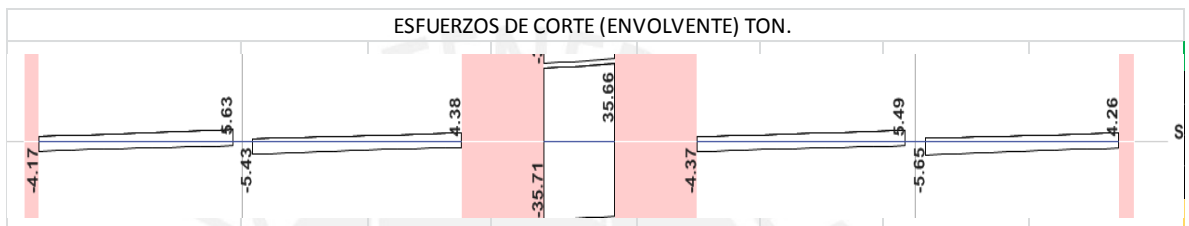
a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
7.50 ton	10.58 ton	-3.62 ton	1.42 cm ²	-89.00 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
10.00 ton	10.58 ton	-0.68 ton	1.42 cm ²	-475.30 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
7.60 ton	10.58 ton	-3.50 ton	1.42 cm ²	-91.99 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
6.74 ton	10.58 ton	-4.51 ton	1.42 cm ²	-71.36 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 7 (V-7)



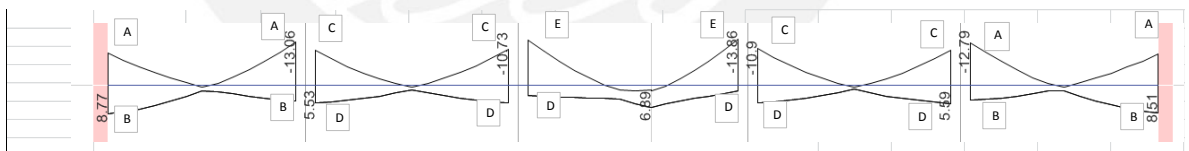
ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)
DISEÑO POR FLEXIÓN

	<i>Mu</i> (ton-m)	<i>b</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>a</i> (cm)	<i>As</i> (cm ²)	<i>As</i> colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	14.6	30.0 cm	54.0 cm	5.9	7.6	8.5	16.4
ESFUERZO B	10.01	30.0 cm	54.0 cm	4.0	5.1	11.4	22.3
ESFUERZO C	37.7	30.0 cm	54.0 cm	17.2	22.0	19.9	34.1



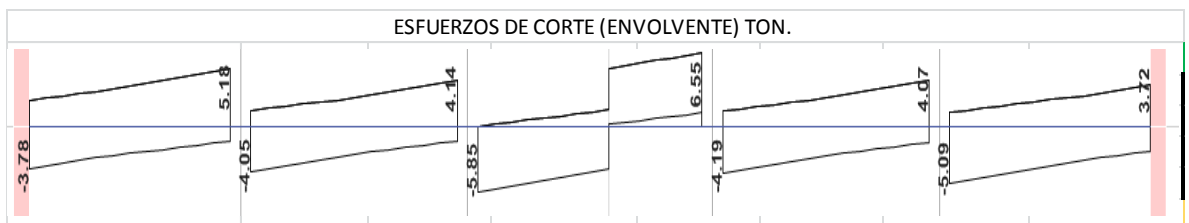
a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
<i>Vu</i>	ϕVc	<i>Vs</i>	<i>Av</i>	<i>S</i>	<i>d</i> /4	10 <i>db</i>	24 <i>de</i>	30 cm
6.00 ton	10.58 ton	-5.38 ton	1.42 cm ²	-59.82 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
35.71 ton	10.58 ton	29.57 ton	1.42 cm ²	10.89 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
5.65 ton	10.58 ton	-5.80 ton	1.42 cm ²	-55.57 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
4.30 ton	10.58 ton	-7.38 ton	1.42 cm ²	-43.62 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 8 (V-8)



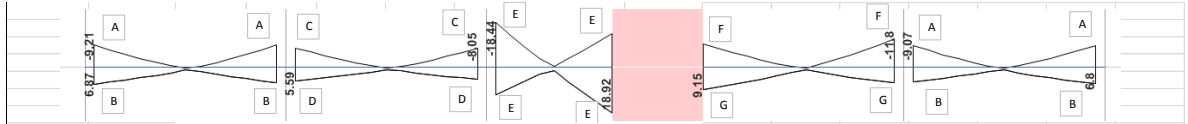
DISEÑO POR FLEXIÓN

	<i>Mu</i> (ton-m)	<i>b</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>a</i> (cm)	<i>As</i> (cm ²)	<i>As</i> colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	13.1	30.0 cm	54.0 cm	5.3	6.7	5.7	11.0
ESFUERZO B	8.8	30.0 cm	54.0 cm	3.5	4.5	5.7	11.2
ESFUERZO C	10.9	30.0 cm	54.0 cm	4.4	5.6	5.7	11.1
ESFUERZO D	5.6	30.0 cm	54.0 cm	2.2	2.8	5.7	11.4
ESFUERZO E	13.9	30.0 cm	54.0 cm	5.6	7.2	8.5	16.5

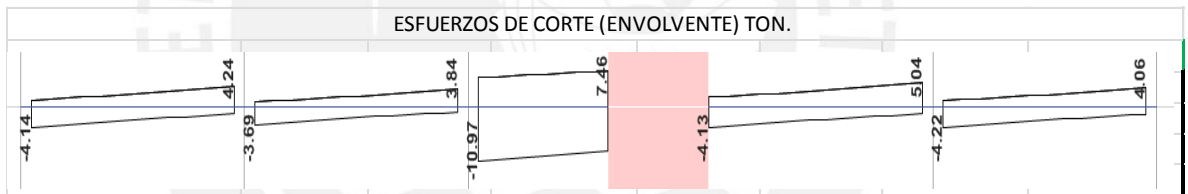


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
5.20 ton	10.58 ton	-6.32 ton	1.42 cm ²	-50.92 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
5.85 ton	10.58 ton	-5.56 ton	1.42 cm ²	-57.92 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
6.55 ton	10.58 ton	-4.74 ton	1.42 cm ²	-68.00 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
5.10 ton	10.58 ton	-6.44 ton	1.42 cm ²	-49.99 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 9 (V-9)

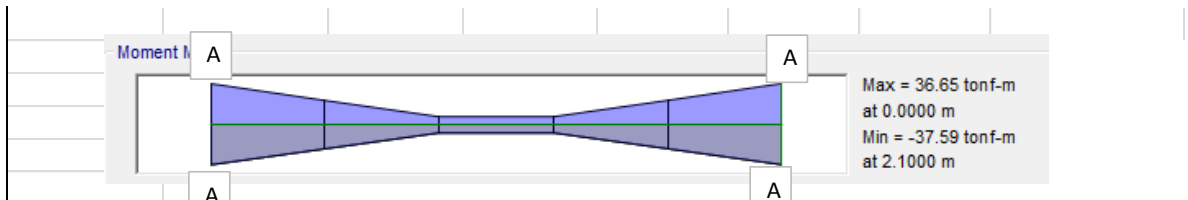


ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)							
DISEÑO POR FLEXIÓN							
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	9.21	30.0 cm	54.0 cm	3.7	4.7	8.5	16.8
ESFUERZO B	6.87	30.0 cm	54.0 cm	2.7	3.5	5.7	11.3
ESFUERZO C	8.05	30.0 cm	54.0 cm	3.2	4.1	5.7	11.3
ESFUERZO D	5.6	30.0 cm	54.0 cm	2.2	2.8	5.7	11.4
ESFUERZO E	18.92	30.0 cm	54.0 cm	7.8	10.0	11.4	21.5
ESFUERZO F	11.8	30.0 cm	54.0 cm	4.7	6.0	5.7	11.1
ESFUERZO G	9.15	30.0 cm	54.0 cm	3.6	4.6	5.7	11.2
ESFUERZO H	12	30.0 cm	54.0 cm	4.8	6.2	19.9	38.8

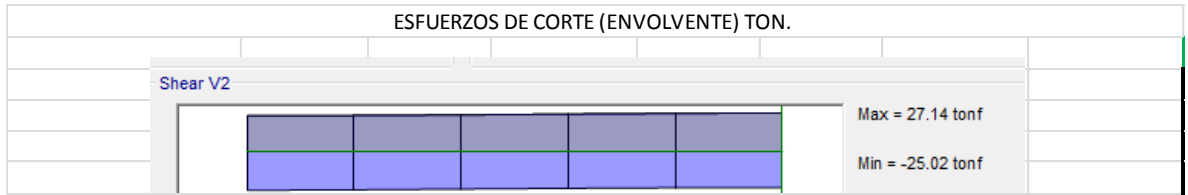


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
5.00 ton	10.58 ton	-6.56 ton	1.42 cm ²	-49.09 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
11.00 ton	10.58 ton	0.50 ton	1.42 cm ²	645.56 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
4.00 ton	10.58 ton	-7.74 ton	1.42 cm ²	-41.63 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
7.50 ton	10.58 ton	-3.62 ton	1.42 cm ²	-89.00 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 1X (V-1X)

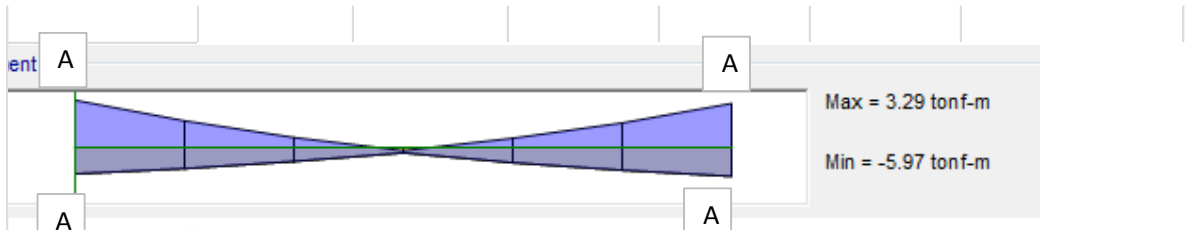


ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)							
DISEÑO POR FLEXIÓN							
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	37.6	30.0 cm	54.0 cm	17.2	21.9	22.7	39.0



a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
27.00 ton	10.58 ton	19.32 ton	1.42 cm ²	16.67 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
25.00 ton	10.58 ton	16.97 ton	1.42 cm ²	18.98 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

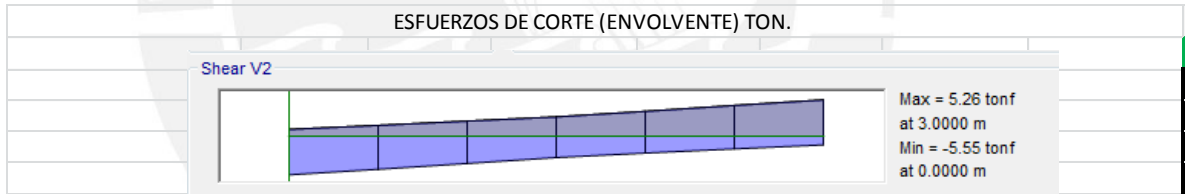
VIGA 1Y (V-1Y)



ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

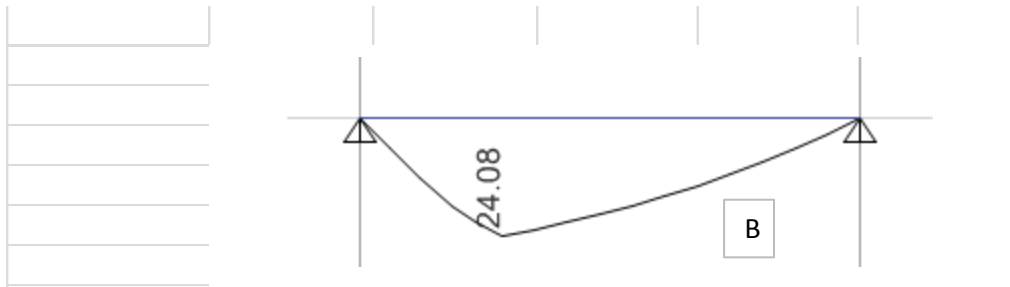
DISEÑO POR FLEXIÓN

	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	5.97	30.0 cm	54.0 cm	2.3	3.0	5.7	11.3



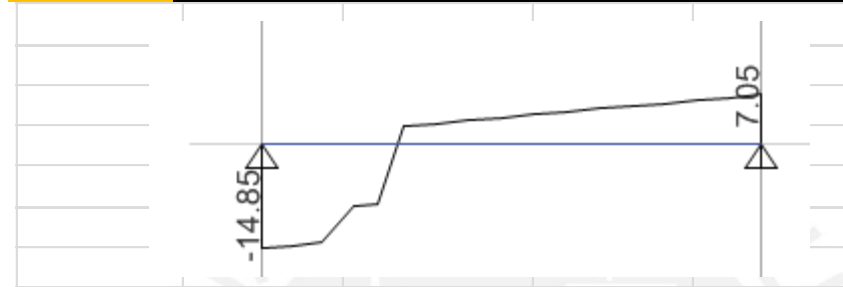
a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
5.55 ton	10.58 ton	-5.91 ton	1.42 cm ²	-54.47 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 2Y (V- 2Y)



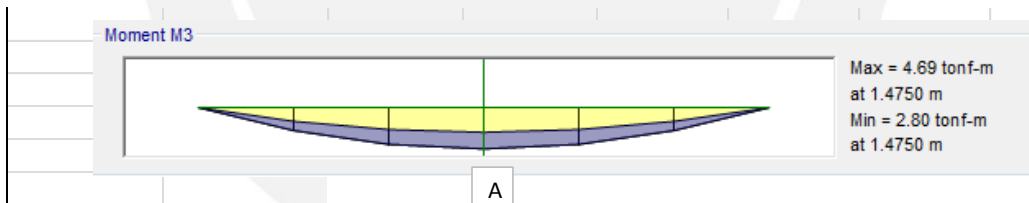
ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

DISEÑO POR FLEXIÓN							
	<i>Mu</i> (ton-m)	<i>b</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>a</i> (cm)	<i>As</i> (cm ²)	<i>As</i> colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	24.1	40.0 cm	44.0 cm	9.6	16.3	17.0	25.3



a d de la cara	Espaciamiento no debe exceder a:							
<i>Vu</i>	ϕVc	<i>Vs</i>	<i>Av</i>	<i>S</i>	<i>d/4</i>	10 db	24 de	30 cm
14.45 ton	11.49 ton	3.48 ton	1.42 cm ²	75.35 cm	11.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA 3X (V-3X)



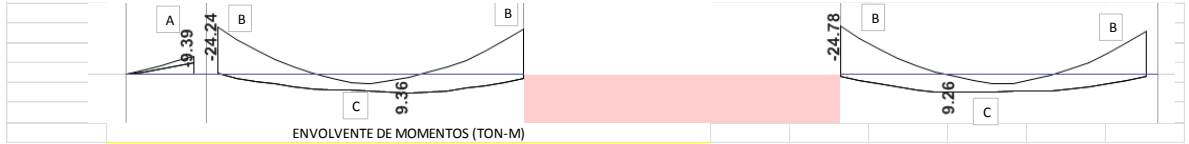
DISEÑO POR FLEXIÓN							
	<i>Mu</i> (ton-m)	<i>b</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>a</i> (cm)	<i>As</i> (cm ²)	<i>As</i> colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	4.7	25.0 cm	54.0 cm	2.2	2.4	2.8	5.7



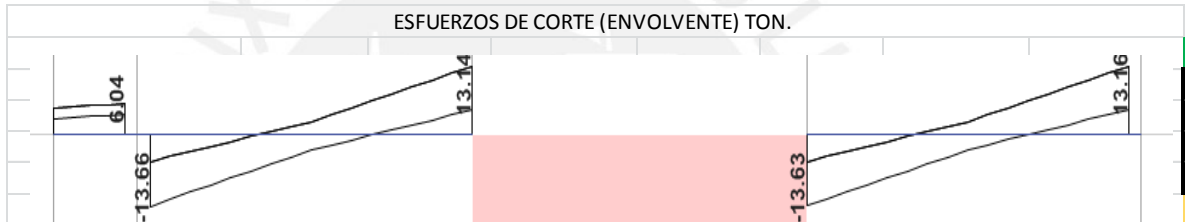
a d de la cara	Espaciamiento no debe exceder a:							
<i>Vu</i>	ϕVc	<i>Vs</i>	<i>Av</i>	<i>S</i>	<i>d/4</i>	10 db	24 de	30 cm
6.36 ton	8.81 ton	-2.89 ton	1.42 cm ²	-111.58 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGAS AZOTEA

V 1

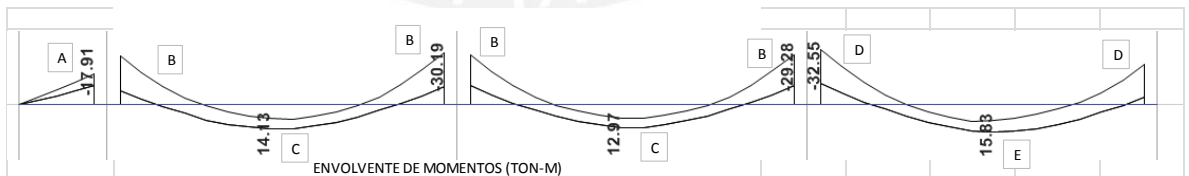


DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	9.4	30.0 cm	54.0 cm	3.7	4.8	5.7	11.2
ESFUERZO B	24.8	30.0 cm	64.0 cm	8.6	11.0	14.2	32.0
ESFUERZO C	9.36	30.0 cm	64.0 cm	3.1	4.0	5.7	13.4

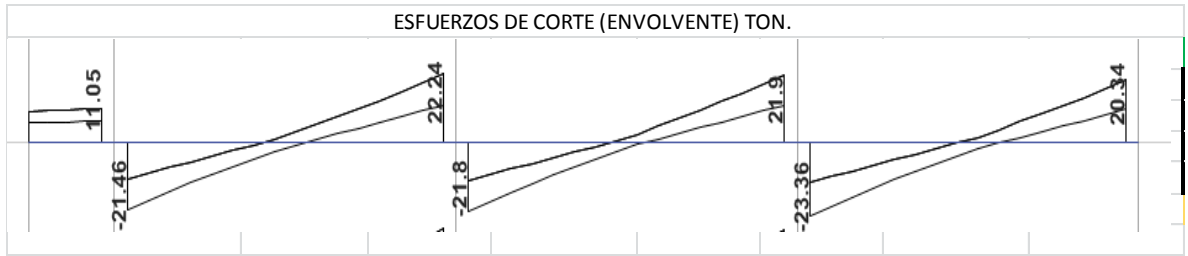


a d de la cara	Espaciamiento no debe exceder a:								
	V_u	ϕV_c	V_s	A_v	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm
	6.04 ton	12.53 ton	-7.64 ton	1.42 cm ²	-49.96 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
	13.66 ton	12.53 ton	1.32 ton	1.42 cm ²	288.25 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
	13.63 ton	12.53 ton	1.29 ton	1.42 cm ²	296.15 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

V-2

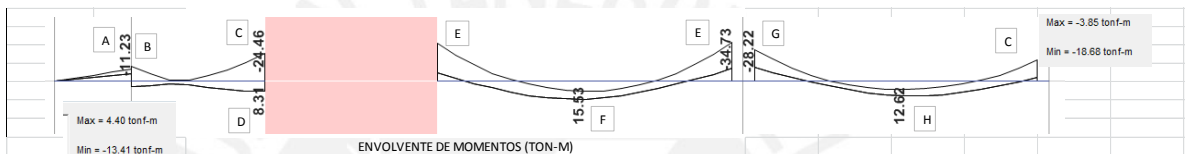


DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	17.91	30.0 cm	54.0 cm	7.4	9.4	11.4	21.6
ESFUERZO B	30	30.0 cm	64.0 cm	10.6	13.5	14.2	31.5
ESFUERZO C	14	30.0 cm	64.0 cm	4.7	6.0	8.5	19.9
ESFUERZO D	32.6	30.0 cm	64.0 cm	11.6	14.8	14.2	31.2
ESFUERZO E	15.83	30.0 cm	64.0 cm	5.4	6.8	8.5	19.7

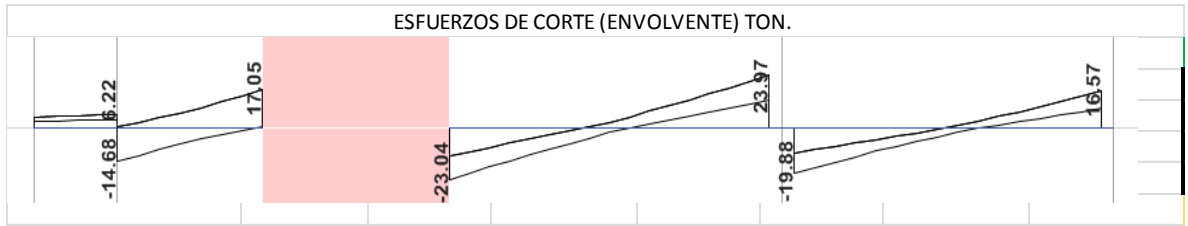


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:				
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm	
11.05 ton	12.53 ton	-1.75 ton	1.42 cm ²	-218.56 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm	
22.24 ton	12.53 ton	11.42 ton	1.42 cm ²	33.43 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm	
22.00 ton	12.53 ton	11.14 ton	1.42 cm ²	34.28 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm	
24.00 ton	12.53 ton	13.49 ton	1.42 cm ²	28.30 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm	

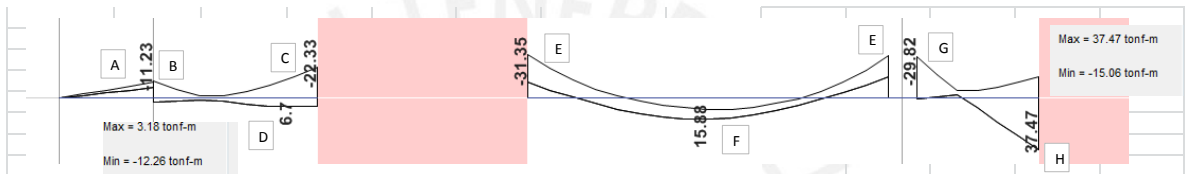
V-3



	DISEÑO POR FLEXIÓN						
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	11.23	30.0 cm	54.0 cm	4.5	5.7	8.5	16.7
ESFUERZO B	13.41	30.0 cm	64.0 cm	4.5	5.7	8.5	19.9
ESFUERZO C	24.46	30.0 cm	64.0 cm	8.5	10.8	14.2	32.1
ESFUERZO D	8.3	30.0 cm	64.0 cm	2.7	3.5	5.7	13.4
ESFUERZO E	34.7	30.0 cm	64.0 cm	12.5	15.9	26.1	56.9
ESFUERZO F	15.53	30.0 cm	64.0 cm	5.3	6.7	11.4	26.4
ESFUERZO G	28.22	30.0 cm	64.0 cm	9.9	12.6	17.0	38.0
ESFUERZO H	12.62	30.0 cm	64.0 cm	4.2	5.4	8.5	19.9

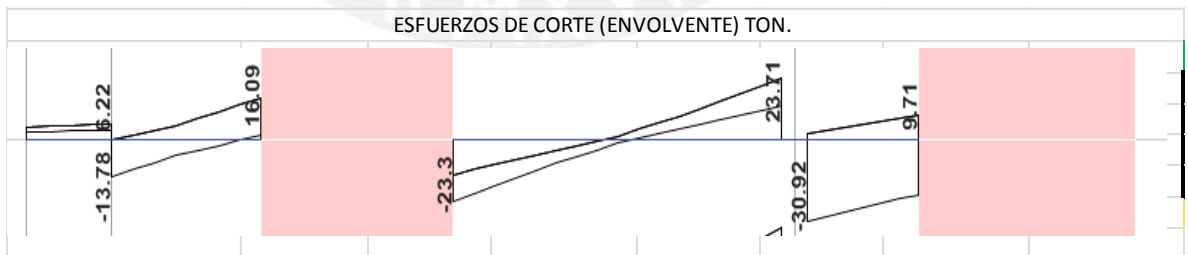


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
6.22 ton	12.53 ton	-7.43 ton	1.42 cm ²	-51.38 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
14.68 ton	12.53 ton	2.52 ton	1.42 cm ²	151.22 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
17.00 ton	12.53 ton	5.25 ton	1.42 cm ²	72.65 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
24.00 ton	12.53 ton	13.49 ton	1.42 cm ²	28.30 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

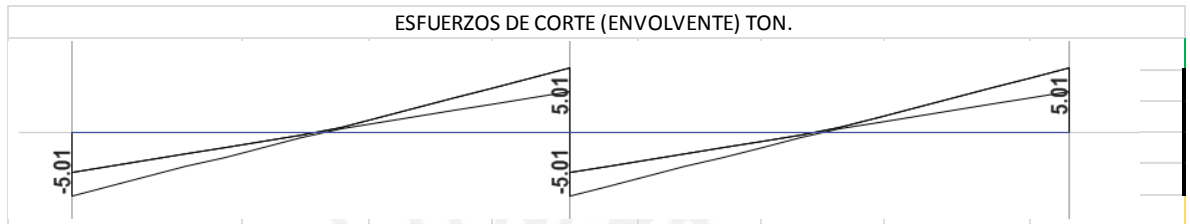
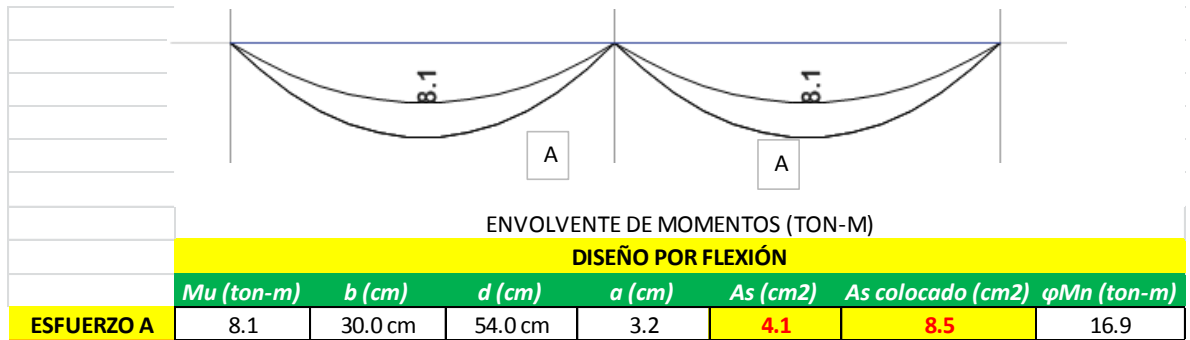


ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

DISEÑO POR FLEXIÓN							
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	11.23	30.0 cm	54.0 cm	4.5	5.7	8.5	16.7
ESFUERZO B	12.26	30.0 cm	64.0 cm	4.1	5.2	8.5	20.0
ESFUERZO C	22.33	30.0 cm	64.0 cm	7.7	9.8	14.2	32.3
ESFUERZO D	6.7	30.0 cm	64.0 cm	2.2	2.8	5.7	13.5
ESFUERZO E	31.35	30.0 cm	64.0 cm	11.1	14.2	21.0	46.3
ESFUERZO F	15.88	30.0 cm	64.0 cm	5.4	6.9	11.4	26.3
ESFUERZO G	29.82	30.0 cm	64.0 cm	10.5	13.4	17.0	37.8
ESFUERZO H	37.44	30.0 cm	64.0 cm	13.6	17.3	19.9	43.0

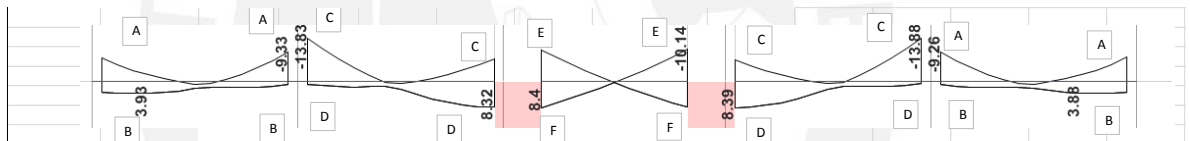


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
6.22 ton	12.53 ton	-7.43 ton	1.42 cm ²	-51.38 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
16.00 ton	12.53 ton	4.08 ton	1.42 cm ²	93.62 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
23.71 ton	12.53 ton	13.15 ton	1.42 cm ²	29.03 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
30.00 ton	12.53 ton	20.55 ton	1.42 cm ²	18.58 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

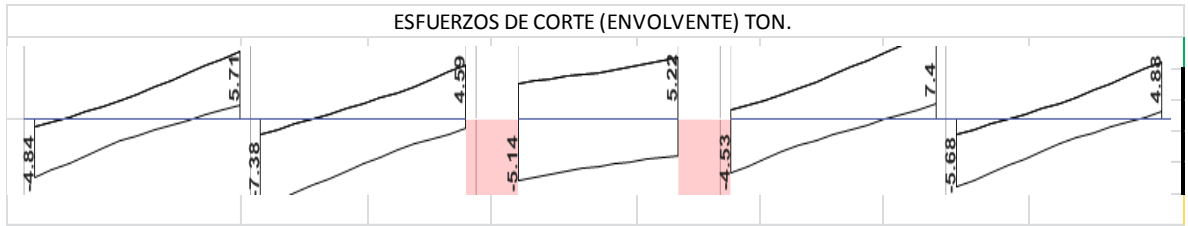


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:				
V_u	ϕV_c	V_s	A_v	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm	
5.01 ton	12.53 ton	-8.85 ton	1.42 cm ²	-43.12 cm	16.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm	

V-6

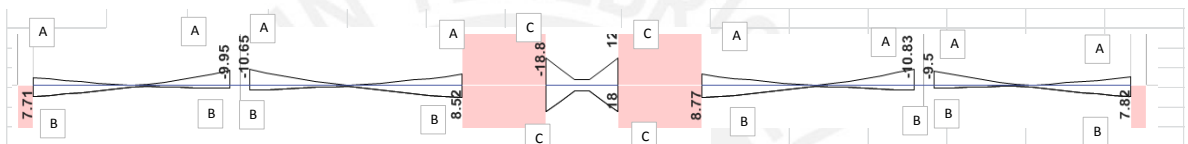


ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)							
DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	9.33	30.0 cm	54.0 cm	3.7	4.7	8.5	16.8
ESFUERZO B	3.93	30.0 cm	54.0 cm	1.5	2.0	5.7	11.4
ESFUERZO C	13.88	30.0 cm	54.0 cm	5.6	7.2	5.7	11.0
ESFUERZO D	8.32	30.0 cm	54.0 cm	3.3	4.2	5.7	11.2
ESFUERZO E	10.14	30.0 cm	54.0 cm	4.0	5.2	8.5	16.7
ESFUERZO F	8.4	30.0 cm	54.0 cm	3.3	4.2	8.5	16.9



a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
4.84 ton	10.58 ton	-6.75 ton	1.42 cm ²	-47.72 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
5.71 ton	10.58 ton	-5.72 ton	1.42 cm ²	-56.26 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
7.40 ton	10.58 ton	-3.74 ton	1.42 cm ²	-86.19 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
6.74 ton	10.58 ton	-4.51 ton	1.42 cm ²	-71.36 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

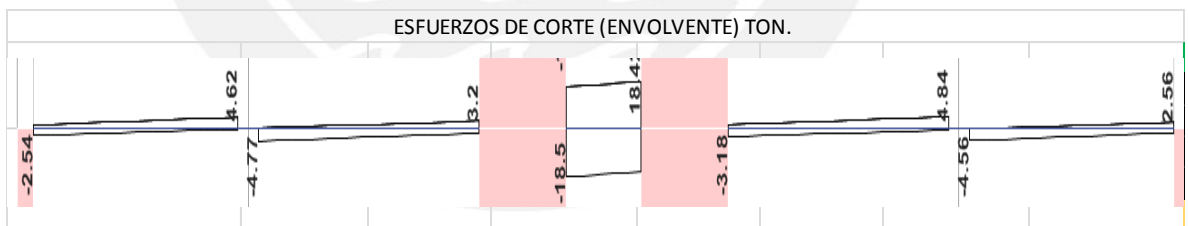
V-7



ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

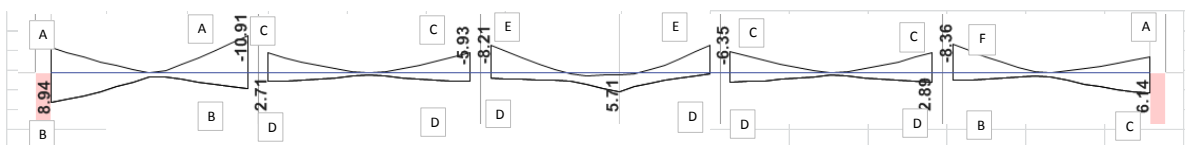
DISEÑO POR FLEXIÓN

	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	10.83	30.0 cm	54.0 cm	4.3	5.5	8.5	16.7
ESFUERZO B	8.77	30.0 cm	54.0 cm	3.5	4.4	11.4	22.4
ESFUERZO C	18.8	30.0 cm	54.0 cm	7.8	9.9	19.9	37.7

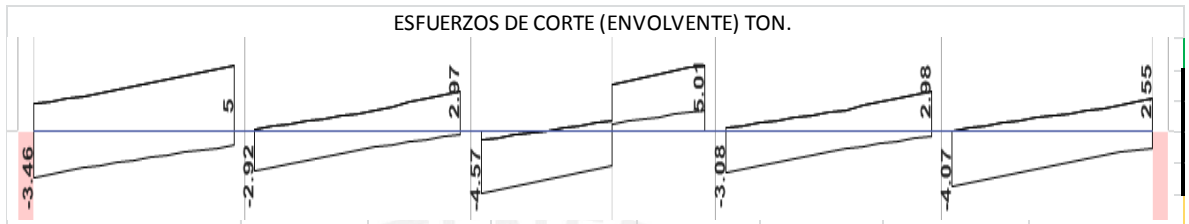


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
2.54 ton	10.58 ton	-9.45 ton	1.42 cm ²	-34.07 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
5.00 ton	10.58 ton	-6.56 ton	1.42 cm ²	-49.09 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
18.50 ton	10.58 ton	9.32 ton	1.42 cm ²	34.55 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
4.90 ton	10.58 ton	-6.68 ton	1.42 cm ²	-48.23 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

V-8

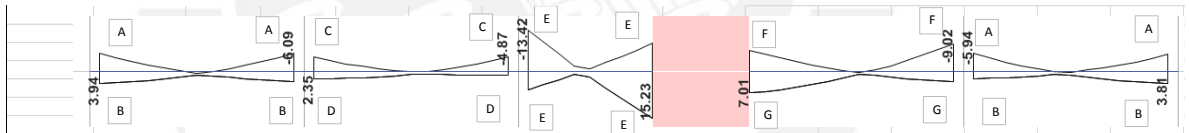


ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)							
DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	10.91	30.0 cm	54.0 cm	4.4	5.6	5.7	11.1
ESFUERZO B	8.94	30.0 cm	54.0 cm	3.6	4.5	5.7	11.2
ESFUERZO C	6.35	30.0 cm	54.0 cm	2.5	3.2	5.7	11.3
ESFUERZO D	2.71	30.0 cm	54.0 cm	1.1	1.3	5.7	11.5
ESFUERZO E	8.21	30.0 cm	54.0 cm	3.3	4.1	8.5	16.9
ESFUERZO F	8.36	30.0 cm	54.0 cm	3.3	4.2	11.4	22.5

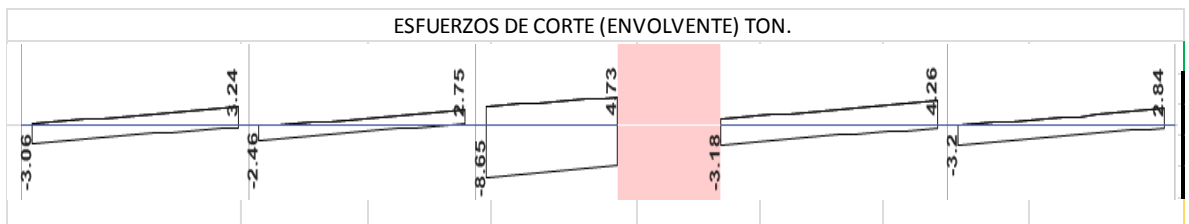


V_u	ϕV_c	V_s	A_v	S	Espaciamiento no debe exceder a:			
					$d/4$	10 db	24 de	30 cm
5.00 ton	10.58 ton	-6.56 ton	1.42 cm ²	-49.09 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
3.00 ton	10.58 ton	-8.91 ton	1.42 cm ²	-36.13 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
4.60 ton	10.58 ton	-7.03 ton	1.42 cm ²	-45.81 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
4.10 ton	10.58 ton	-7.62 ton	1.42 cm ²	-42.27 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

V-9

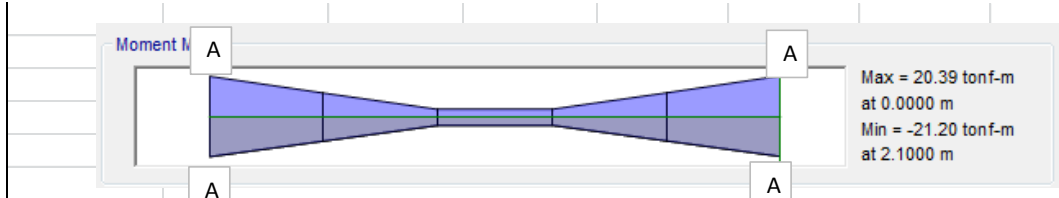


DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	6.09	30.0 cm	54.0 cm	2.4	3.1	8.5	17.0
ESFUERZO B	3.94	30.0 cm	54.0 cm	1.5	2.0	5.7	11.4
ESFUERZO C	4.87	30.0 cm	54.0 cm	1.9	2.4	5.7	11.4
ESFUERZO D	2.35	30.0 cm	54.0 cm	0.9	1.2	5.7	11.5
ESFUERZO E	15.23	30.0 cm	54.0 cm	6.2	7.9	11.4	21.9
ESFUERZO F	9.02	30.0 cm	54.0 cm	3.6	4.6	5.7	11.2
ESFUERZO G	7.01	30.0 cm	54.0 cm	2.8	3.5	5.7	11.3

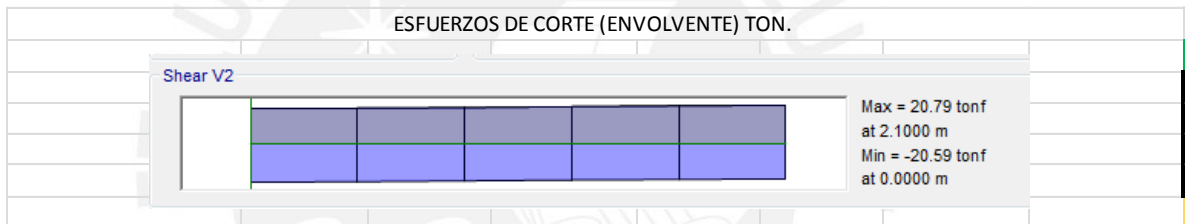


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
3.30 ton	10.58 ton	-8.56 ton	1.42 cm ²	-37.62 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
2.80 ton	10.58 ton	-9.15 ton	1.42 cm ²	-35.20 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
8.70 ton	10.58 ton	-2.21 ton	1.42 cm ²	-145.92 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
4.50 ton	10.58 ton	-7.15 ton	1.42 cm ²	-45.05 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

V-1X

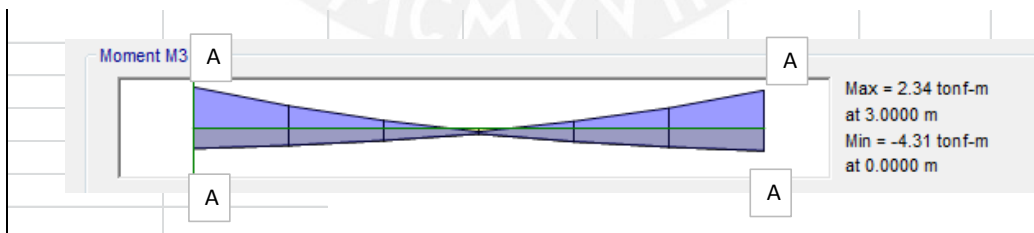


DISEÑO POR FLEXIÓN							
ESFUERZO A	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
	21.2	30.0 cm	54.0 cm	8.9	11.3	22.7	42.6



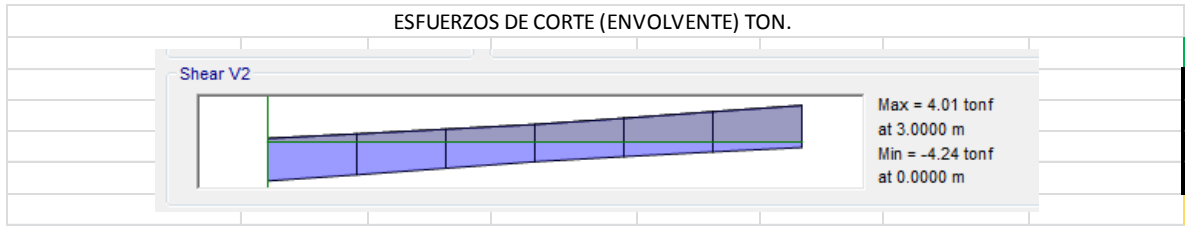
a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
21.00 ton	10.58 ton	12.26 ton	1.42 cm ²	26.26 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

V-1Y



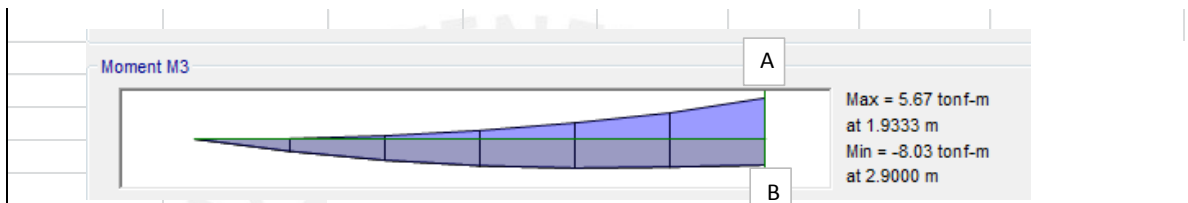
ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

DISEÑO POR FLEXIÓN							
ESFUERZO A	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
	4.31	30.0 cm	54.0 cm	1.7	2.1	5.7	11.4



a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:				
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm	
4.30 ton	10.58 ton	-7.38 ton	1.42 cm ²	-43.62 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm	

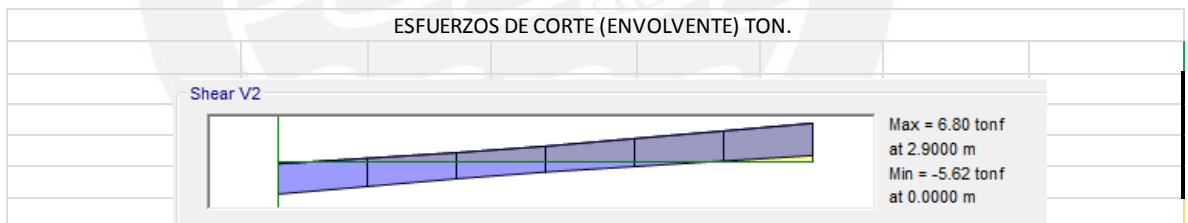
V-2Y



ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)

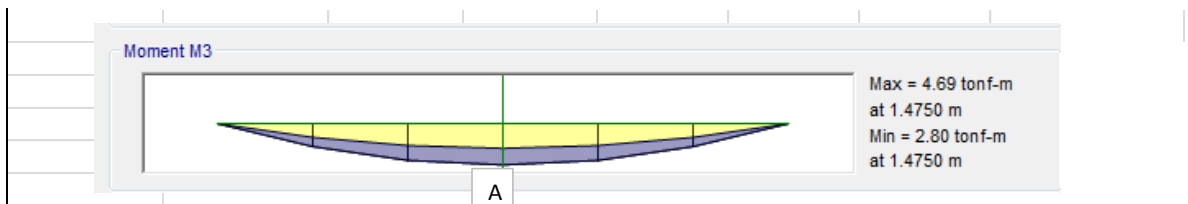
DISEÑO POR FLEXIÓN

	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	8.03	25.0 cm	44.0 cm	4.8	5.1	8.0	12.6
ESFUERZO B	5.67	25.0 cm	44.0 cm	3.3	3.5	4.0	6.4

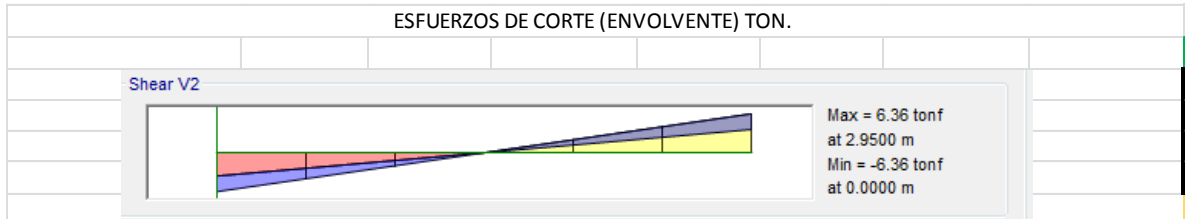


a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:				
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm	
6.80 ton	7.18 ton	-0.45 ton	1.42 cm ²	-585.13 cm	11.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm	
5.62 ton	7.18 ton	-1.84 ton	1.42 cm ²	-142.87 cm	11.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm	

V-3X



ENVOLVENTE DE MOMENTOS (TON-M)							
DISEÑO POR FLEXIÓN							
	M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	4.7	25.0 cm	54.0 cm	2.2	2.4	2.8	5.7



a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
V_u	ϕV_c	V_s	A_v	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm
6.36 ton	8.81 ton	-2.89 ton	1.42 cm ²	-111.58 cm	13.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

3. DISEÑO DE COLUMNAS

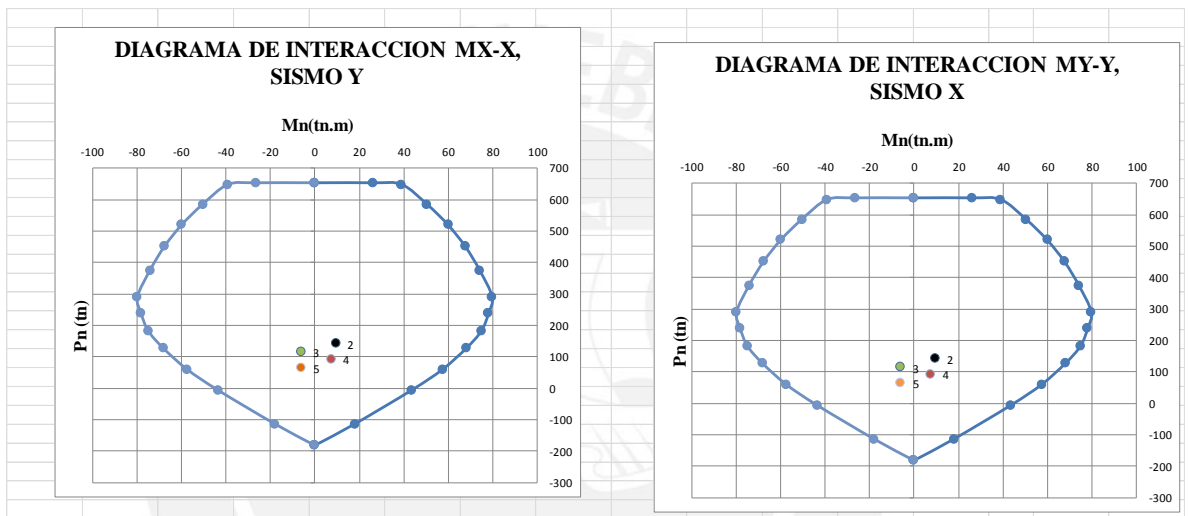
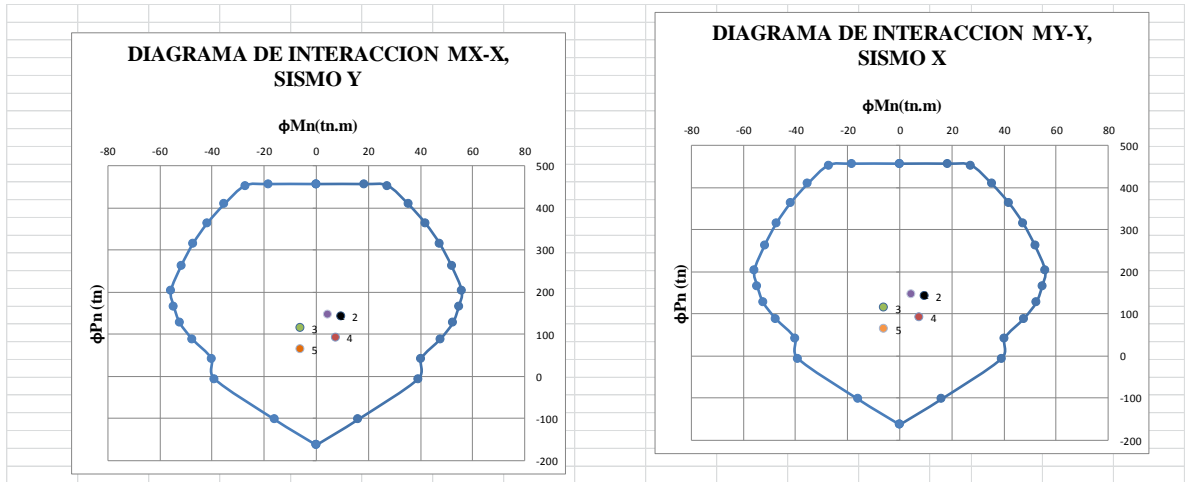
COLUMNA 1 (C-1)

Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante (ton)
Carga Muerta	85.00	-0.26	-0.20
Carga Viva	16.00	0.00	0.00
Carga de Sismo	16.71	5.74	1.60

Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante (ton)
Carga Muerta	85.00	1.96	1.55
Carga Viva	16.00	1.01	0.79
Carga de Sismo	11.71	5.67	1.64

COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	146.20	4.47	3.51
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	142.96	9.39	4.56
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	114.54	-6.06	1.86
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	93.21	7.44	3.03
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	64.79	-5.97	-1.79

COMBINACION CON 2.5CS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	168.02	17.90	7.02
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	96.98	-14.67	-4.26
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	118.27	15.94	5.49
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	47.23	-14.58	-4.19



DISEÑO POR CORTE				
	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	146.20	3.51	32.10	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	142.96	4.56	31.94	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	114.54	1.86	30.54	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	93.21	3.03	29.49	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	64.79	-1.79	28.08	No Requiere

DISEÑO POR CORTE				
	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	168.02	7.02	33.18	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	96.98	-4.26	29.67	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	118.27	5.49	30.72	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	47.23	-4.19	27.22	No Requiere

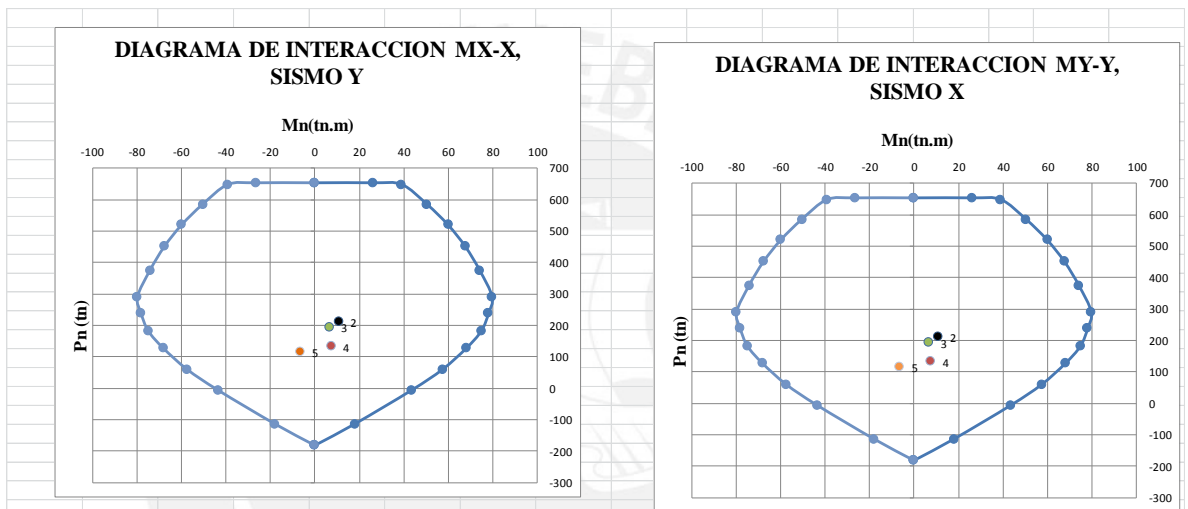
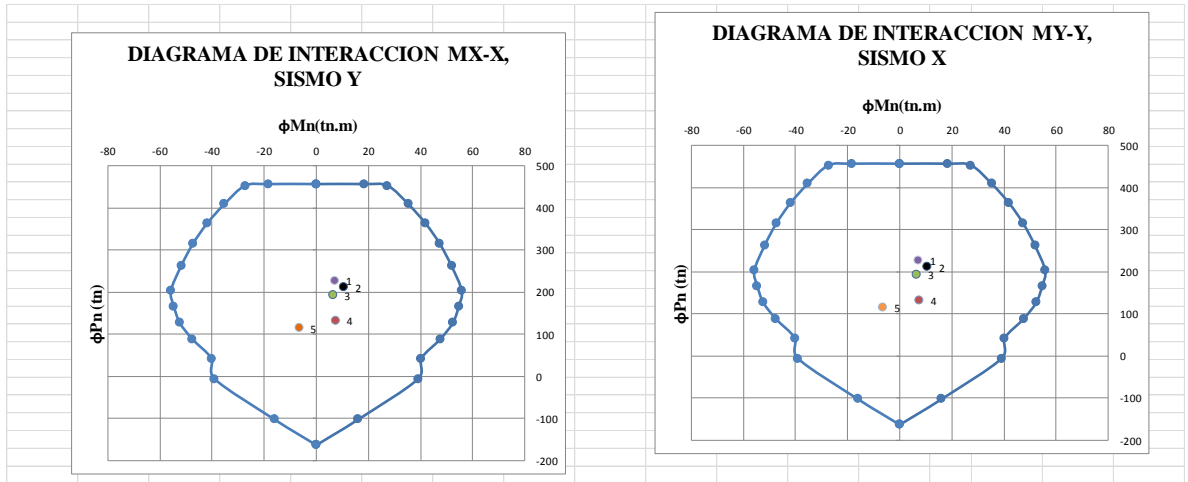
COLUMNA 2 (C-2)

Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	131.00	0.03	0.02
Carga Viva	26.00	0.01	0.00
Carga de Sismo	2.28	6.51	2.20

Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	131.00	3.03	2.37
Carga Viva	26.00	1.73	1.35
Carga de Sismo	15.14	4.72	1.39

<u>MAS DESFAVORABLE</u>			
COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	227.60	7.18	5.61
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	211.39	10.66	6.04
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	193.97	6.47	3.25
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	133.04	7.44	3.52
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	115.62	-6.49	2.19

COMBINACION CON 2.5CS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	234.11	17.74	8.13
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	190.54	-16.24	5.48
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	155.76	16.31	5.61
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	112.19	-16.26	-5.49



DISEÑO POR CORTE

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	227.60	5.61	36.12	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	211.39	6.04	35.32	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	193.97	3.25	34.46	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	133.04	3.52	31.45	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	115.62	2.19	30.59	No Requiere

DISEÑO POR CORTE

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	234.11	8.13	36.44	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	190.54	5.48	34.29	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	155.76	5.61	32.58	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	112.19	-5.49	30.42	No Requiere

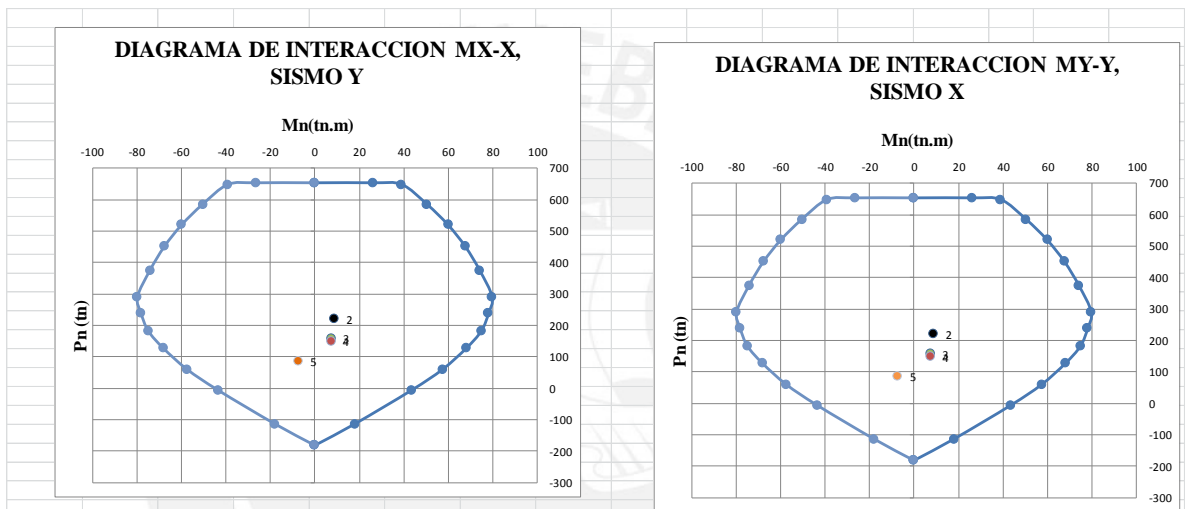
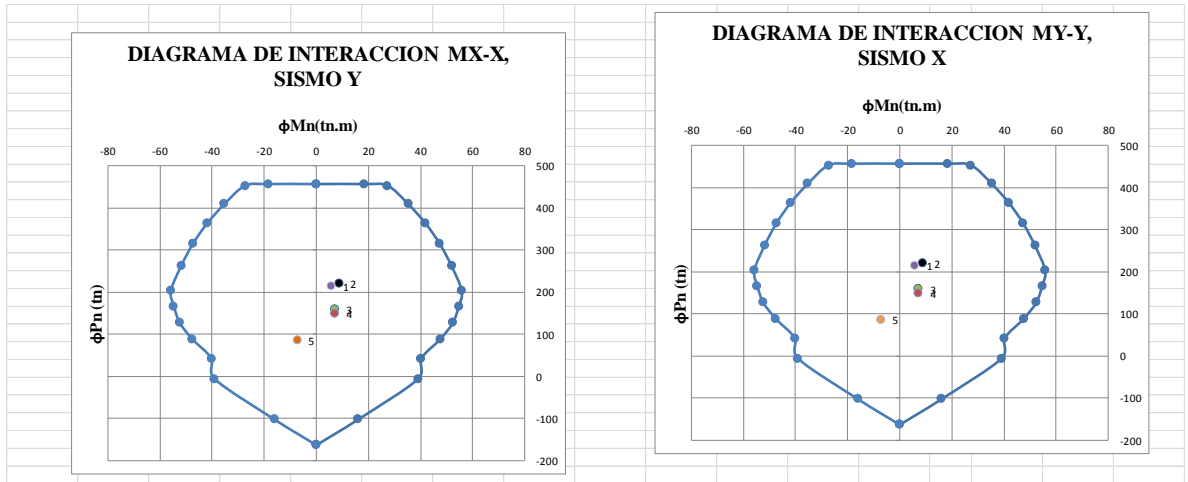
COLUMNA 3 (C-3)

Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	127.00	0.00	0.00
Carga Viva	22.00	-0.03	-0.02
Carga de Sismo	35.12	7.28	2.79

Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	127.00	2.61	2.04
Carga Viva	22.00	1.35	1.05
Carga de Sismo	27.50	3.85	1.13

<u>MAS DESFAVORABLE</u>			
COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	215.20	5.94	4.65
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	221.37	8.80	5.00
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	158.75	7.30	2.82
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	149.42	7.28	2.97
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	86.80	-7.27	2.79

COMBINACION CON 2.5CS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	274.04	18.16	6.95
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	117.50	-18.22	7.00
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	202.09	18.19	6.97
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	45.55	-18.19	-6.98



DISEÑO POR CORTE

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	215.20	4.65	35.51	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	221.37	5.00	35.81	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	158.75	2.82	32.72	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	149.42	2.97	32.26	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	86.80	2.79	29.17	No Requiere

DISEÑO POR CORTE

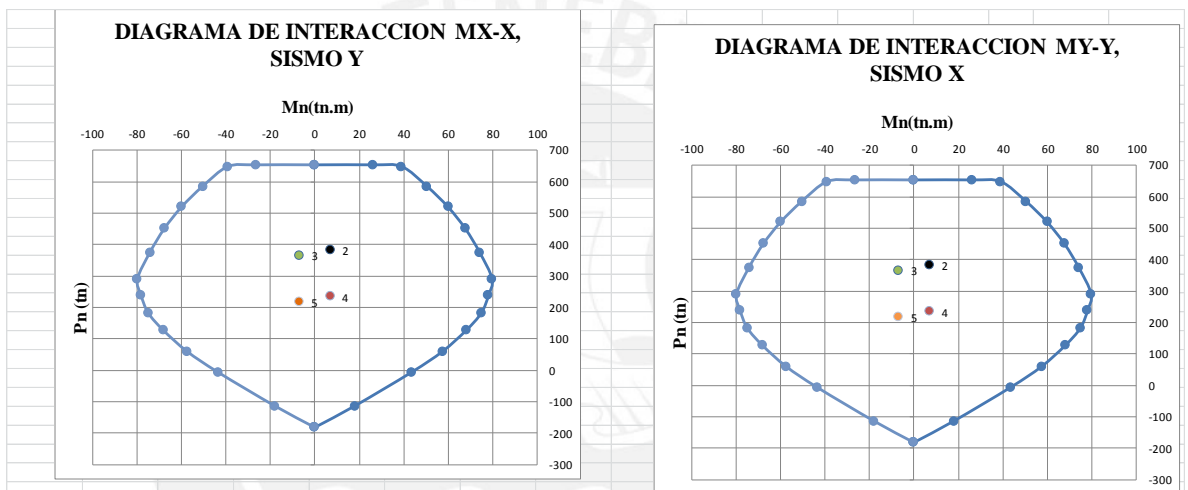
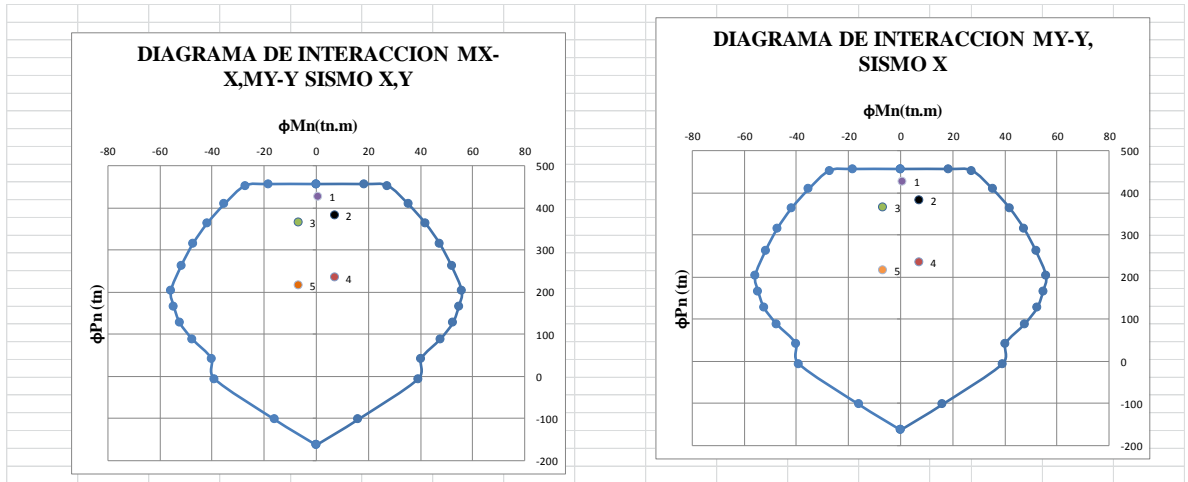
	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	274.04	6.95	38.41	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	117.50	7.00	30.69	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	202.09	6.97	34.86	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	45.55	-6.98	27.13	No Requiere

COLUMNA 4 (C-4)

Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	245	0	0
Carga Viva	50	0	0
Carga de Sismo	3	7	2
Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	245	0	0
Carga Viva	50	0	0
Carga de Sismo	14	5	2

MAS DESFAVORABLE			
COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	428	1	0
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	383	7	3
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	366	-7	-2
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	235	7	2
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	218	-7	-2

COMBINACION CON 2.5CS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	403.99	17.40	6.09
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	361.41	-17.10	-5.88
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	255.74	17.33	6.04
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	213.16	-17.17	-5.93



DISEÑO POR CORTE

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	428	0	46	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	383	3	44	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	366	-2	43	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	235	2	36	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	218	-2	36	No Requiere

DISEÑO POR CORTE

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	404	6	45	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	361	-6	43	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	256	6	38	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	213	-6	35	No Requiere

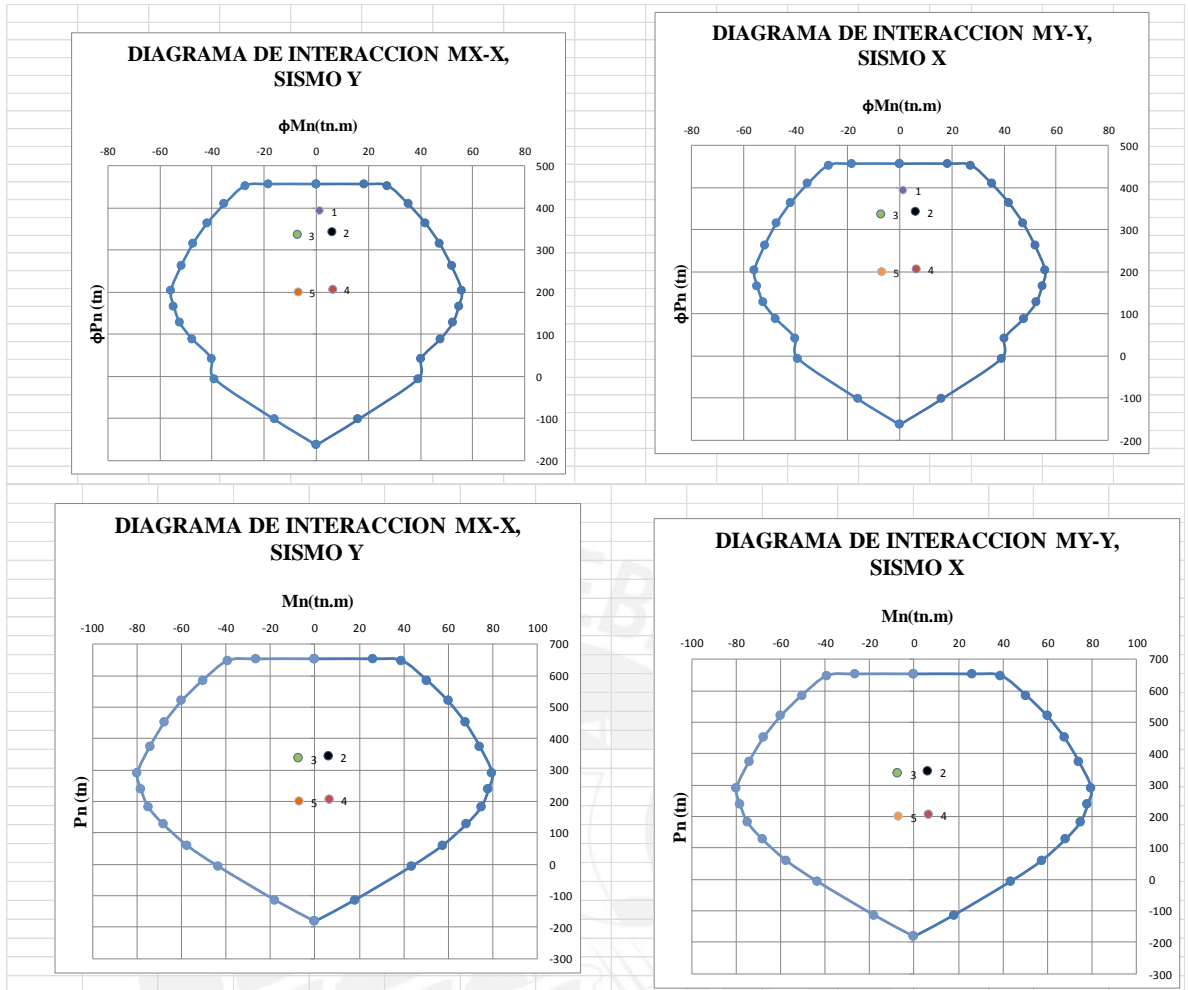
COLUMNA 5 (C-5)

Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	225.00	-0.28	-0.22
Carga Viva	46.00	-0.13	-0.10
Carga de Sismo	3.90	6.68	2.22

Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	225.00	0.66	0.53
Carga Viva	46.00	0.35	0.28
Carga de Sismo	2.50	4.62	1.72

<u>MAS DESFAVORABLE</u>			
COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	393.20	1.52	1.22
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	342.65	6.18	2.74
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	336.25	-7.18	-2.62
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	206.40	6.43	2.20
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	200.00	-6.93	-2.42

COMBINACION CON 2.5CS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	348.50	16.20	5.32
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	332.50	-17.20	-5.96
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	212.25	16.45	5.36
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	196.25	-16.95	-5.76



<u>DISEÑO POR CORTE</u>				
	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	393.20	1.22	44.30	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	342.65	2.74	41.80	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	336.25	-2.62	41.49	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	206.40	2.20	35.08	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	200.00	-2.42	34.76	No Requiere
<u>DISEÑO POR CORTE</u>				
	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	348.50	5.32	42.09	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	332.50	-5.96	41.30	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	212.25	5.36	35.36	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	196.25	-5.76	34.57	No Requiere

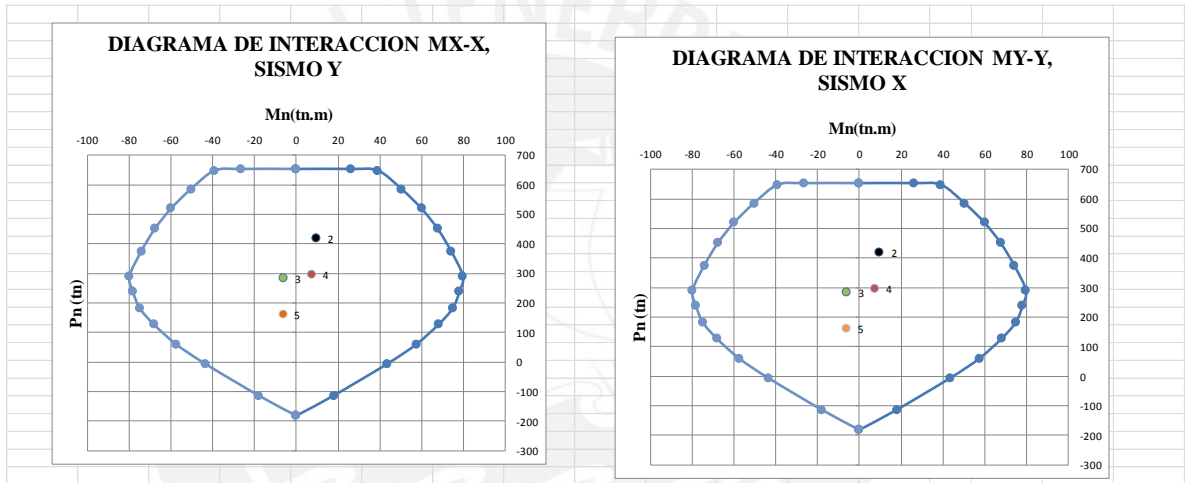
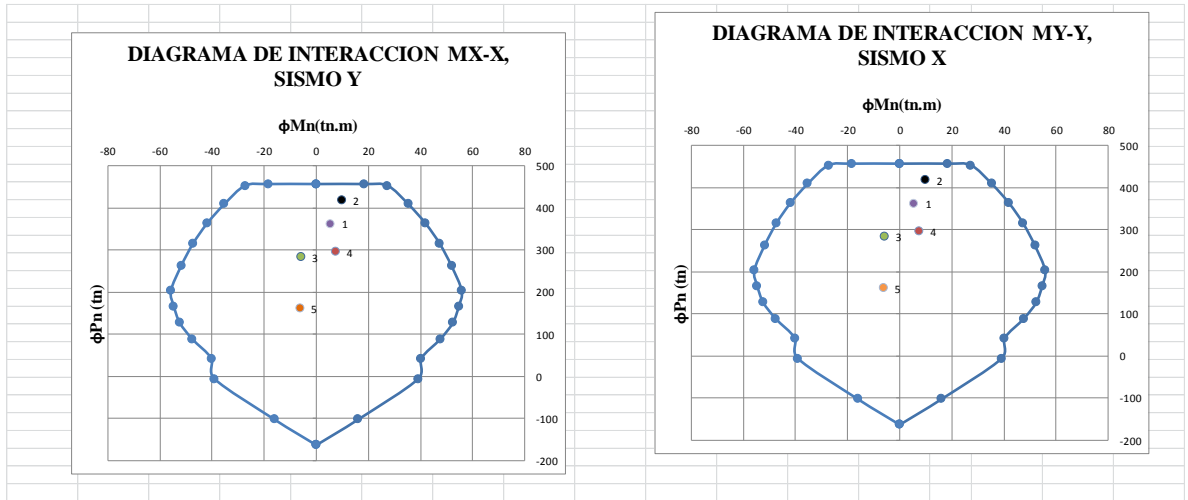
COLUMNA 6 (C-6)

Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	213.00	0.39	0.30
Carga Viva	38.00	0.18	0.14
Carga de Sismo	29.70	6.64	2.20

Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	213.00	2.49	1.95
Carga Viva	38.00	1.24	0.97
Carga de Sismo	104.50	5.12	2.35

<u>MAS DESFAVORABLE</u>			
COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	362.80	5.59	4.38
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	418.25	9.78	6.00
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	284.05	-5.93	1.65
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	296.20	7.36	4.11
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	162.00	-6.29	-1.93

COMBINACION CON 2.5CS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	575.00	17.46	9.53
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	239.50	-15.89	-4.95
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	452.95	16.95	7.63
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	117.45	-16.25	-5.23



<u>DISEÑO POR CORTE</u>	P_u (Ton)	V_u (ton)	V_c (ton)	V_s (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	362.80	4.38	42.80	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	418.25	6.00	45.54	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	284.05	1.65	38.91	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	296.20	4.11	39.51	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	162.00	-1.93	32.88	No Requiere

<u>DISEÑO POR CORTE</u>	P_u (Ton)	V_u (ton)	V_c (ton)	V_s (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	575.00	9.53	53.27	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	239.50	-4.95	36.71	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	452.95	7.63	47.25	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	117.45	-5.23	30.68	No Requiere

COLUMNA 7 (C-7)

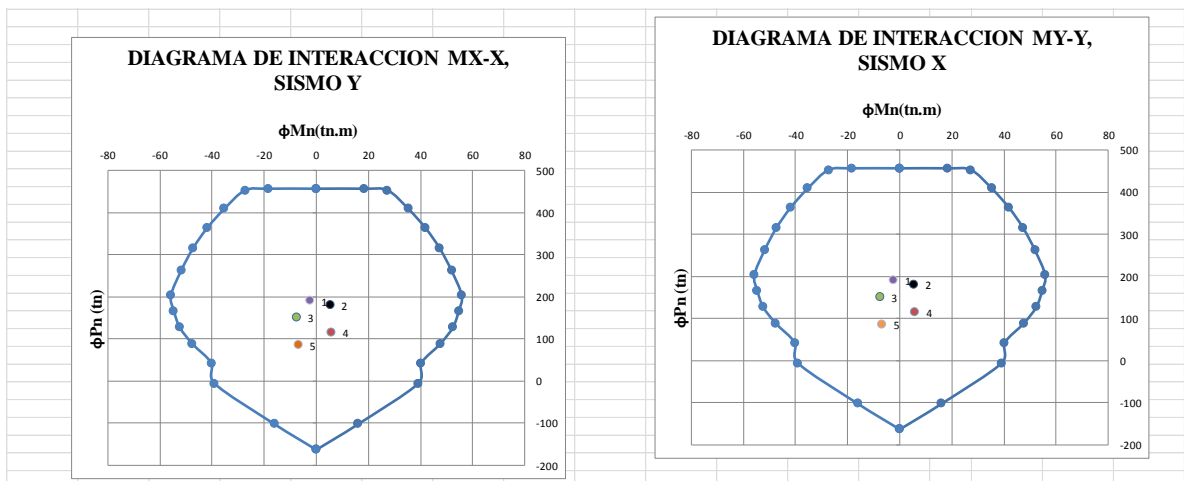
Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	111.00	-0.52	-0.41
Carga Viva	21.00	-0.18	-0.14
Carga de Sismo	16.07	6.28	1.70

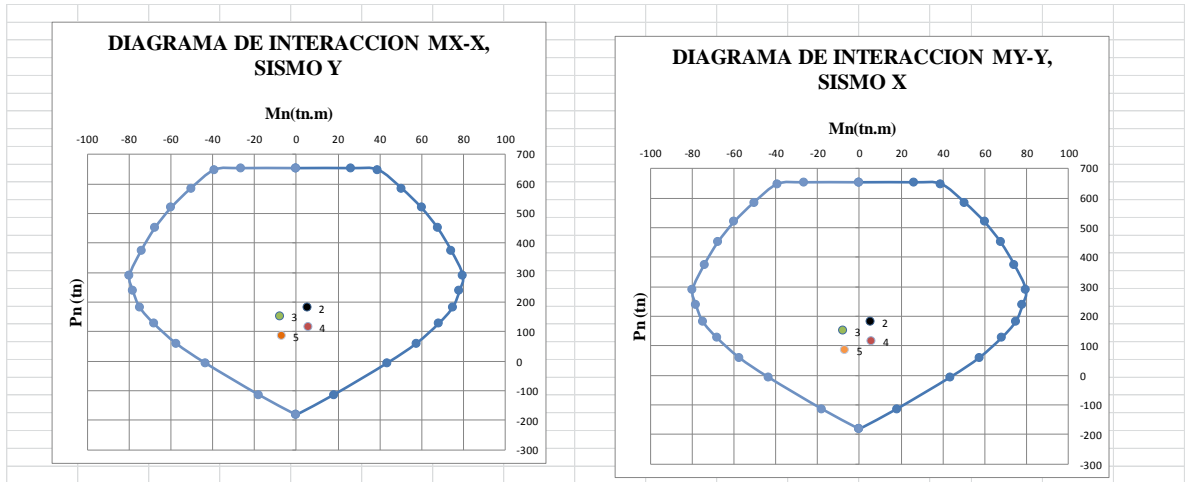
Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	111.00	-0.84	-0.62
Carga Viva	21.00	-0.71	-0.54
Carga de Sismo	13.68	5.67	1.64

MAS DESFAVORABLE

COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	191.10	-2.38	-1.79
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	181.07	5.41	1.02
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	151.32	-7.61	-3.09
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	115.97	5.82	1.34
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	86.22	-6.75	-2.20

COMBINACION CON 2.5CS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	205.17	14.83	3.57
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	130.80	-16.59	-5.56
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	140.07	15.24	3.89
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	65.70	-16.18	-4.66





DISEÑO POR CORTE

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	191.10	-1.79	34.32	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	181.07	1.02	33.82	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	151.32	-3.09	32.36	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	115.97	1.34	30.61	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	86.22	-2.20	29.14	No Requiere

DISEÑO POR CORTE

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	205.17	3.57	35.01	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	130.80	-5.56	31.34	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	140.07	3.89	31.80	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	65.70	-4.66	28.13	No Requiere

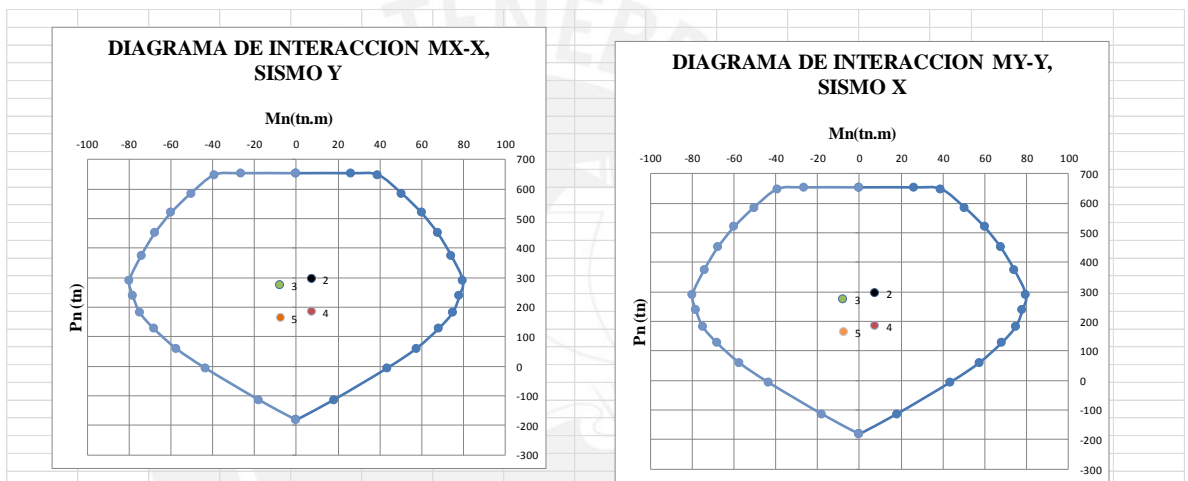
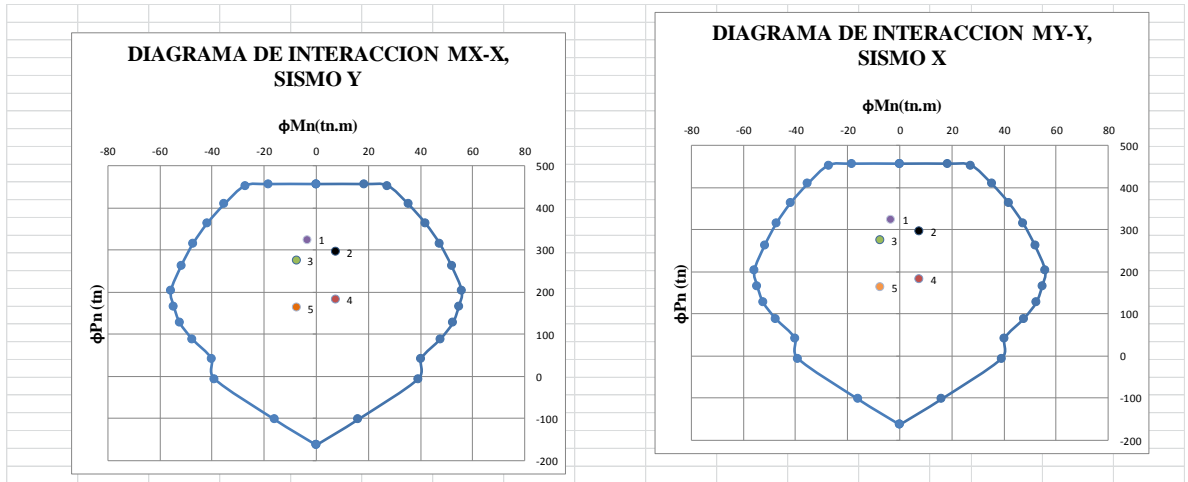
COLUMNA 8 (C-8)

Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	186.00	-0.07	-0.06
Carga Viva	38.00	-0.02	-0.02
Carga de Sismo	3.96	7.50	2.65

Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Carga Muerta	186.00	-0.97	-0.73
Carga Viva	38.00	-1.14	-0.88
Carga de Sismo	16.04	4.74	1.41

<u>MAS DESFAVORABLE</u>			
COMBINACION DE CARGAS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	325.00	-3.30	-2.51
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	296.04	7.39	2.55
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	276.04	-7.62	-3.41
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	183.44	7.44	2.59
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	163.44	-7.57	-2.70

COMBINACION CON 2.5CS	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	320.11	18.64	6.52
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	270.10	-18.88	-6.72
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	207.51	18.69	6.56
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	157.50	-18.83	-6.67



DISEÑO POR CORTE

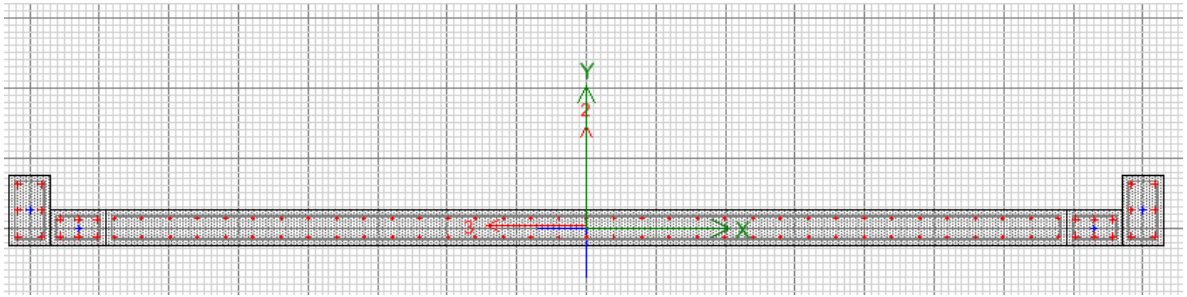
	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	325.00	-2.51	40.93	No Requiere
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	296.04	2.55	39.50	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	276.04	-3.41	38.51	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	183.44	2.59	33.94	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	163.44	-2.70	32.95	No Requiere

DISEÑO POR CORTE

	Pu (Ton)	Vu(ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+2.5CS)	320.11	6.52	40.69	No Requiere
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-2.5CS)	270.10	-6.72	38.22	No Requiere
Combinacion 4 (0.9CM+2.5CS)	207.51	6.56	35.13	No Requiere
Combinacion 5 (0.9CM-2.5CS)	157.50	-6.67	32.66	No Requiere

4. DISEÑO DE PLACAS

PLACA P-1



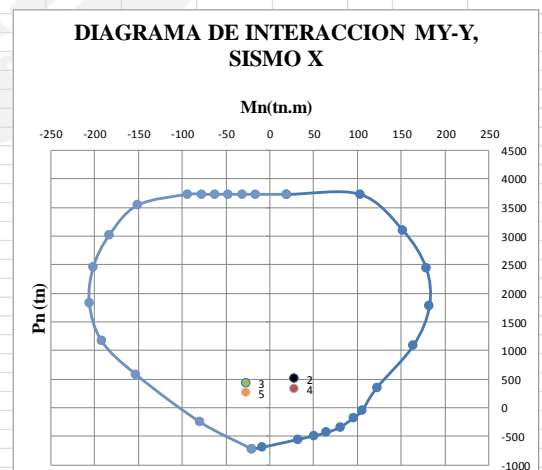
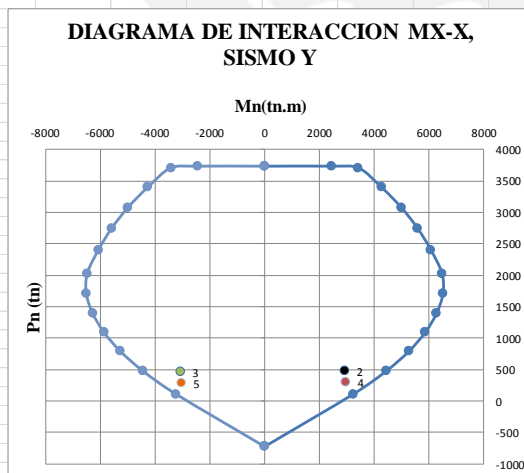
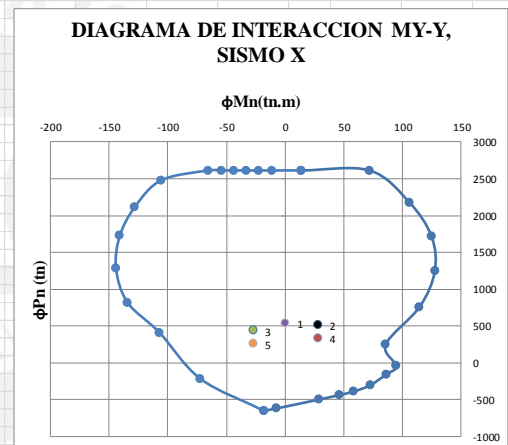
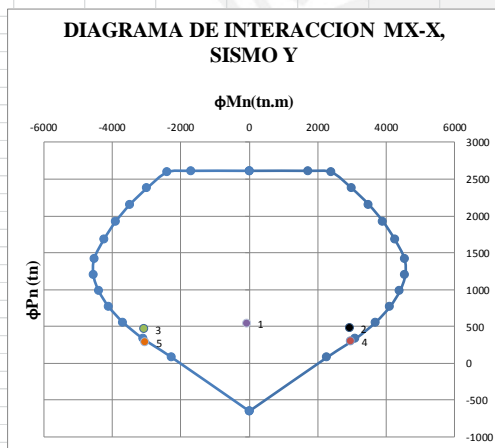
Piso 1-2	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	327.5	0.4	-1.1	-41.8	0.7
CV	50.0	-0.1	-0.3	-13.5	-0.3
CS-X	36.6	9.3	18.4	317.2	27.5
CS-Y	4.5	1.6	247.9	2997.3	4.0

Simo Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	My-y (ton)	Vx-x (ton)
Carga Muerta	327.5	0.7	0.4
Carga Viva	50.0	-0.3	-0.1
Carga de Sismo	36.6	27.5	9.3

Direccion X-X	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	543.50	0.50	0.28
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	508.49	28.02	9.59
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	435.25	-26.99	-9.02
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	331.37	28.12	9.64
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	258.13	-26.89	-8.97

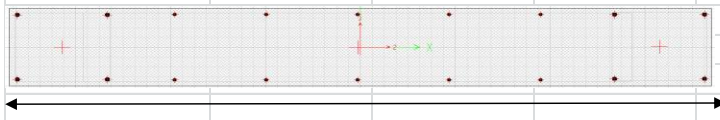
Sismo Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Mx-x (ton)	Vy-y (ton)
Carga Muerta	327.5	-41.8	-1.1
Carga Viva	50.0	-13.5	-0.3
Carga de Sismo	4.5	2997.3	247.9

Direccion Y-Y	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	543.50	-81.53	-2.08
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	476.42	2928.08	246.11
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	467.33	-3066.42	-249.64
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	299.29	2959.61	246.92
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	290.21	-3034.89	-248.83



SISMO Y-Y

DISEÑO POR CORTANTE Y CAPACIDAD

		b (m)	0.25
Lm	8.30		
Acero horizontal	1.29	ϕ 3/8"	
Acero Vertical	0.71	ϕ 3/8"	

DISEÑO POR CORTE

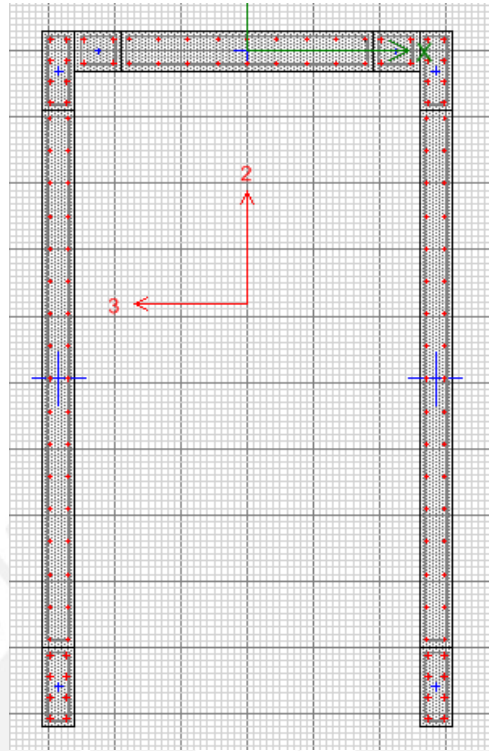
	Pu (Ton)	Vu(ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	543	-2	108	No Requiere	-
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	476	246	108	162	44
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	467	-250	108	166	43
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	299	247	108	163	44
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	290	-249	108	165	44

DISEÑO POR CAPACIDAD

Combinacion	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	f=Mn/Mua	Vud=Vua*f (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	476	246	2928	4432	1.51	373
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	467	-250	-3066	4432	-1.45	361
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	299	247	2960	4432	1.50	370
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	290	-249	-3035	4432	-1.46	363

Combinacion	Pu (ton)	Vud (ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	476	373	108	311	23
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	467	361	108	297	24
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	299	370	108	308	23
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	290	363	108	300	24

PLACA P-2



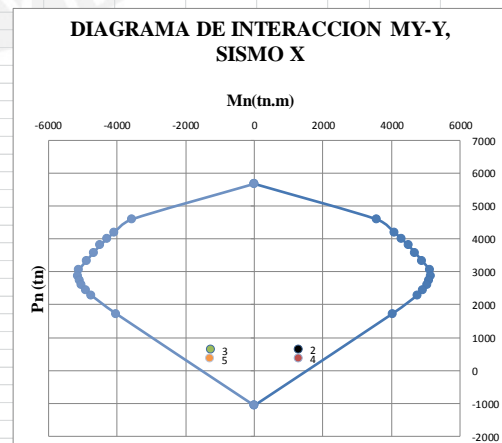
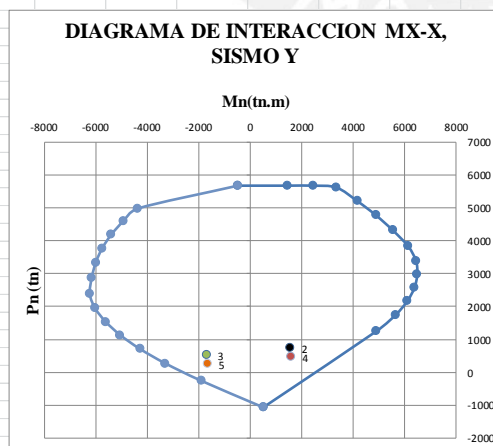
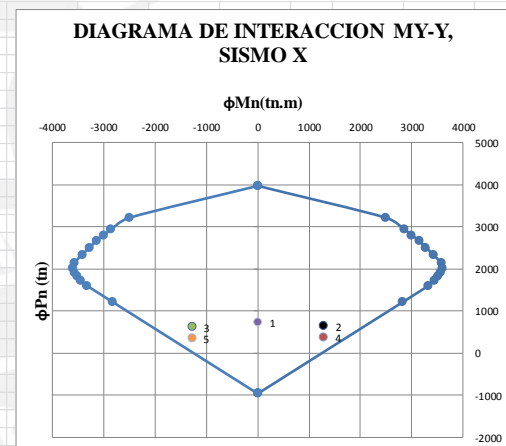
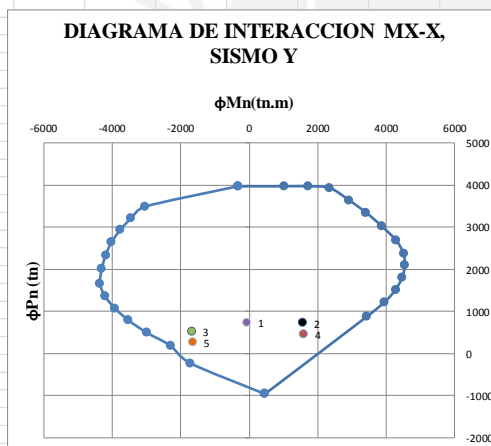
Piso 1-2	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	404.9	0.3	2.2	-33.8	4.4
CV	100.7	0.1	1.6	-14.5	1.1
CS-X	9.0	106.3	8.0	102.5	1283.2
CS-Y	102.6	59.9	154.6	1624.7	798.2

Simo Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	My-y (ton)	Vx-x (ton)
Carga Muerta	404.9	4.4	0.3
Carga Viva	100.7	1.1	0.1
Carga de Sismo	9.0	1283.2	106.3

Direccion X-X	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	738.08	8.01	0.55
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	641.00	1290.04	106.77
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	623.03	-1276.31	-105.83
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	373.37	1287.14	106.56
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	355.40	-1279.21	-106.05

Sismo Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Mx-x (ton)	Vy-y (ton)
Carga Muerta	404.9	-33.8	2.2
Carga Viva	100.7	-14.5	1.6
Carga de Sismo	102.6	1624.7	154.6

Direccion Y-Y	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante (ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	738.08	-71.99	5.86
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	734.64	1564.36	159.40
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	529.40	-1685.12	-149.79
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	467.00	1594.35	156.61
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	261.76	-1655.13	-152.57



DISEÑO POR CORTANTE Y CAPACIDAD			
		b (m)	0.3
Lm	3.10		
Acero horizontal	1.29	ϕ 1/2"	
Acero Vertical	1.29	ϕ 1/2"	

SISMO X-X

DISEÑO POR CORTE	Pu (Ton)	Vu(ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	738.08	0.55	60.71	No Requiere	-
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	641.00	106.77	60.71	54	49.6
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	623.03	-105.83	60.71	53	50.6
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	373.37	106.56	60.71	54	49.8
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	355.40	-106.05	60.71	53	50.4

DISEÑO POR CAPACIDAD						
Combinacion	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	f=Mn/Mua	Vud=Vua*f (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	641.0	106.8	1290.0	2500	1.94	206.9
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	623.0	-105.8	-1276.3	2500	-1.96	207.3
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	373.4	106.6	1287.1	2500	1.94	207.0
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	355.4	-106.0	-1279.2	2500	-1.95	207.2

Combinacion	Pu (ton)	Vud (ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	641.0	206.9	60.71	172	15.6
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	623.0	207.3	60.71	172	15.6
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	373.4	207.0	60.71	172	15.6
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	355.4	207.2	60.71	172	15.6

SIMO Y-Y

DISEÑO POR CORTANTE Y CAPACIDAD

Lm	10.50
Acero horizontal	0.71 ϕ 3/8"
Acero Vertical	0.71 ϕ 3/8"
b (m)	0.25

	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	738.08	-71.99	5.86
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	734.64	1564.36	159.40
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	529.40	-1685.12	-149.79
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	467.00	1594.35	156.61
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	261.76	-1655.13	-152.57

DISEÑO POR CORTE

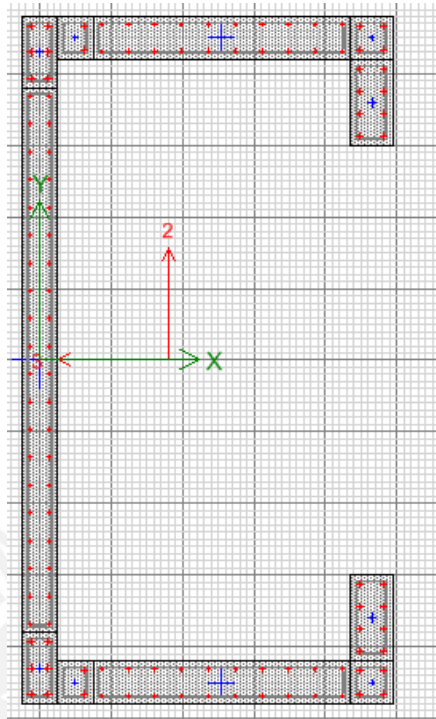
	Pu (Ton)	Vu(ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	738.08	5.86	171.37	No Requiere	-
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	734.64	159.40	171.37	No Requiere	-
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	529.40	-149.79	171.37	No Requiere	-
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	467.00	156.61	171.37	No Requiere	-
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	261.76	-152.57	171.37	No Requiere	-

DISEÑO POR CAPACIDAD

Combinacion	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	f=Mn/Mua	Vud=Vua*f (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	734.6	159.4	1564.4	3300	2.11	336.2
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	529.4	-149.8	-1685.1	3300	-1.96	293.3
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	467.0	156.6	1594.3	3300	2.07	324.2
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	261.8	-152.6	-1655.1	3300	-1.99	304.2

Combinacion	Pu (ton)	Vud (ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	734.6	336.2	171.37	194	25.8
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	529.4	293.3	171.37	143	34.9
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	467.0	324.2	171.37	180	27.9
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	261.8	304.2	171.37	156	32.1

PLACA P-4



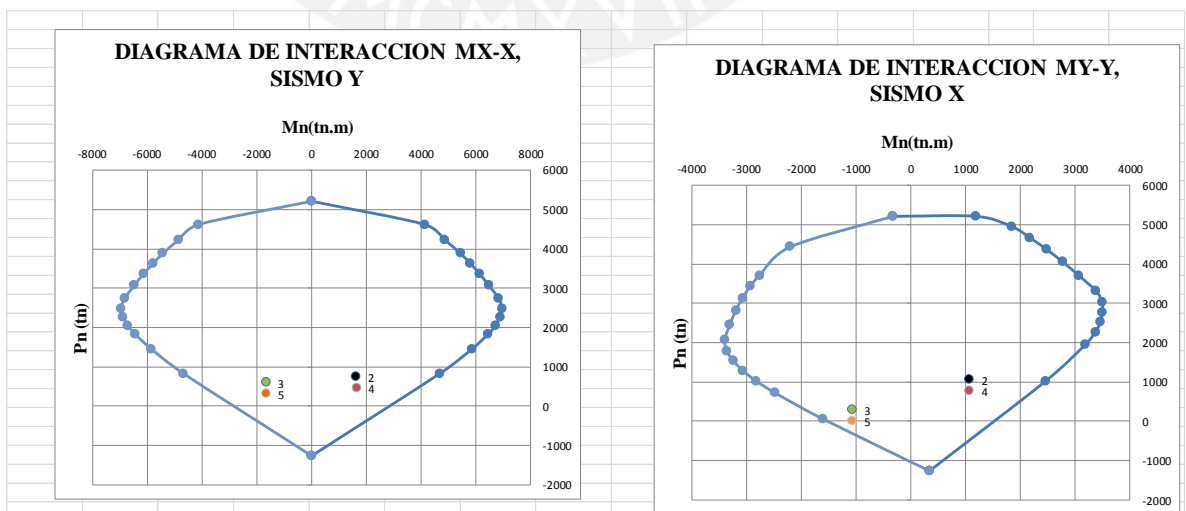
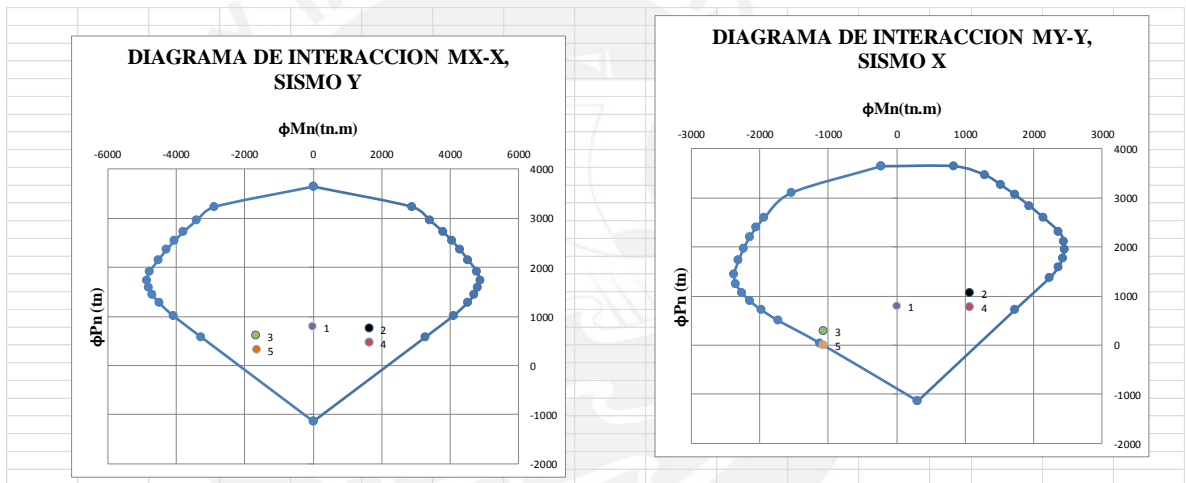
Piso 1-2	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	434.3	-2.8	-4.7	-11.4	-1.4
CV	108.2	-1.6	-2.2	-2.6	0.2
CS-X	383.4	149.3	4.9	65.1	1069.0
CS-Y	71.5	11.4	113.4	1648.3	101.0

Simo Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	My-y (ton)	Vx-x (ton)
Carga Muerta	434.3	-1.4	-2.8
Carga Viva	108.2	0.2	-1.6
Carga de Sismo	383.4	1069.0	149.3


Direccion X-X	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	791.95	-1.57	-6.72
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	1061.50	1067.50	143.74
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	294.74	-1070.44	-154.86
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	774.25	1067.70	146.77
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	7.48	-1070.24	-151.83

Sismo Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Mx-x (ton)	Vy-y (ton)
Carga Muerta	434.3	-11.4	-4.7
Carga Viva	108.2	-2.6	-2.2
Carga de Sismo	71.5	1648.3	113.4

Direccion Y-Y	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	791.95	-20.26	-10.38
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	749.61	1630.85	104.75
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	606.63	-1665.66	-122.11
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	462.35	1638.03	109.16
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	319.37	-1658.48	-117.71



SISMO X-X

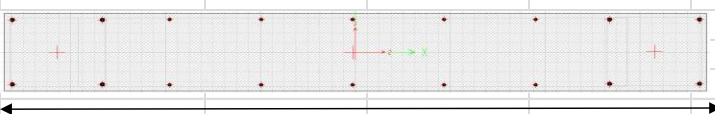
DISEÑO POR CORTANTE Y CAPACIDAD					
		b (m)	0.3		
Lm	5.20				
Acero horizontal	0.71	ϕ 3/8"			
Acero Vertical	0.71	ϕ 3/8"			

DISEÑO POR CORTE					
	Pu (Ton)	Vu(ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	791.95	-6.72	101.84	No Requiere	-
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	1061.50	143.74	101.84	49	50.3
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	294.74	-154.86	101.84	62	39.8
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	774.25	146.77	101.84	53	46.9
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	7.48	-151.83	101.84	59	42.2

DISEÑO POR CAPACIDAD						
Combinacion	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	f=Mn/Mua	Vud=Vua*f (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	1061.5	143.7	1067.5	1595	1.49	214.8
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	294.7	-154.9	-1070.4	1595	-1.49	230.8
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	774.2	146.8	1067.7	1595	1.49	219.3
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	7.5	-151.8	-1070.2	1595	-1.49	226.3

Combinacion	Pu (ton)	Vud (ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	1061.5	214.8	101.84	133	18.7
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	294.7	230.8	101.84	152	16.4
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	774.2	219.3	101.84	138	18.0
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	7.5	226.3	101.84	146	16.9

SISMO Y-Y

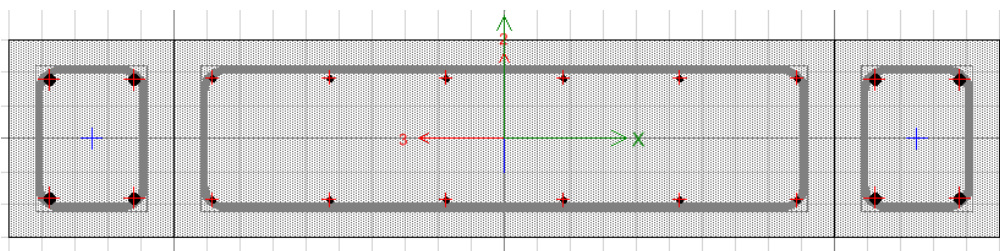
DISEÑO POR CORTANTE Y CAPACIDAD					
					
		b (m)	0.25		
Lm	6.60				
Acero horizontal	0.71	ϕ 3/8"			
Acero Vertical	0.71	ϕ 3/8"			

DISEÑO POR CORTE					
	Pu (Ton)	Vu(ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	791.95	-10.38	107.72	No Requiere	-
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	749.61	104.75	107.72	No Requiere	-
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	606.63	-122.11	107.72	17	185.9
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	462.35	109.16	107.72	2	1855.7
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	319.37	-117.71	107.72	12	268.0

DISEÑO POR CAPACIDAD						
Combinacion	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	f=Mn/Mua	Vud=Vua*f (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	749.6	104.8	1630.8	4680	2.50	261.9
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	606.6	-122.1	-1665.7	4680	-2.50	305.3
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	462.4	109.2	1638.0	4680	2.50	272.9
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	319.4	-117.7	-1658.5	4680	-2.50	294.3

Combinacion	Pu (ton)	Vud (ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	749.6	261.9	107.72	181	17.4
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	606.6	305.3	107.72	232	13.5
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	462.4	272.9	107.72	194	16.2
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	319.4	294.3	107.72	219	14.3

PLACA P-6



Piso 1-2	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	114.5	1.4	0.3	0.4	2.6
CV	29.4	0.6	0.0	0.0	1.1
CS-X	29.2	18.0	0.1	0.2	64.4
CS-Y	46.2	5.5	1.0	2.1	18.4

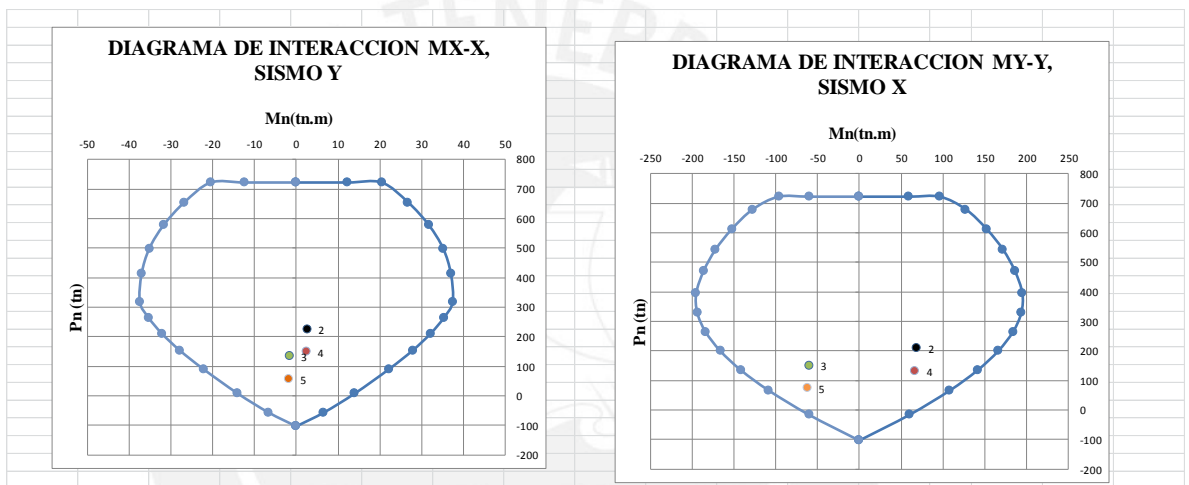
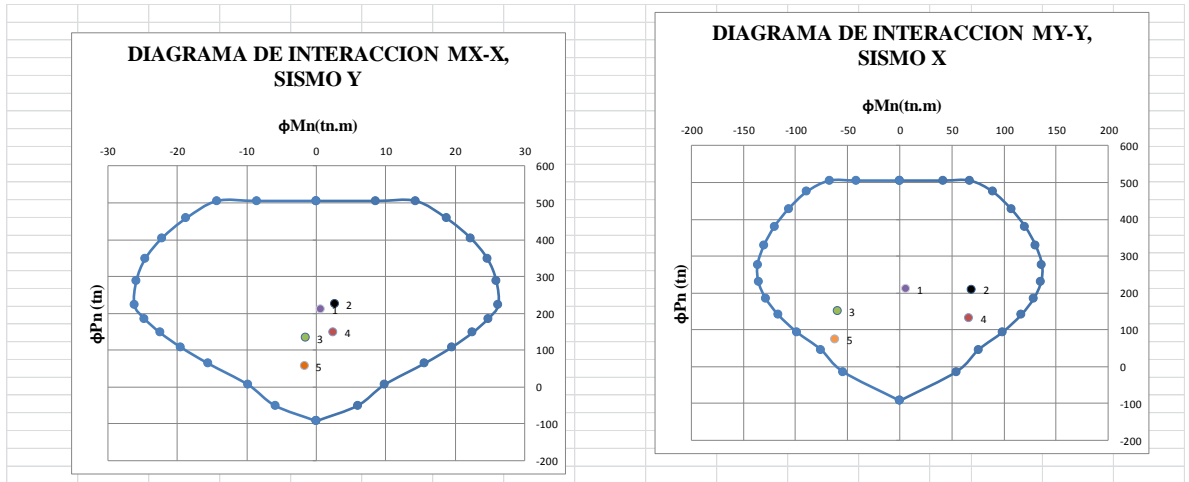


Simo Direccion X-X			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	My-y (ton)	Vx-x (ton)
Carga Muerta	114.5	2.6	1.4
Carga Viva	29.4	1.1	0.6
Carga de Sismo	29.2	64.4	18.0

Direccion X-X	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	210.22	5.55	3.02
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	209.00	69.02	20.56
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	150.66	-59.71	-15.51
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	132.21	66.69	19.29
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	73.88	-62.03	-16.78

Sismo Direccion Y-Y			
Cargas Actuantes	Paxial (Ton)	Mx-x (ton)	Vy-y (ton)
Carga Muerta	114.5	0.4	0.3
Carga Viva	29.4	0.0	0.0
Carga de Sismo	46.2	2.1	1.0

Direccion Y-Y	Paxial (Ton)	Momento (ton)	V cortante(ton)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	210.22	0.67	0.52
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	226.02	2.66	1.45
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	133.64	-1.48	-0.53
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	149.24	2.47	1.30
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	56.85	-1.67	-0.68



SISMO X-X

DISEÑO POR CORTANTE Y CAPACIDAD

L_m	1.50
Acero horizontal	0.71 ϕ 3/8"
Acero Vertical	0.71 ϕ 3/8"

b (m)	0.3
---------	-----


DISEÑO POR CORTE					
	Pu (Ton)	Vu(ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	210.22	3.02	29.38	No Requiere	-
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	209.00	20.56	29.38	No Requiere	-
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	150.66	-15.51	29.38	No Requiere	-
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	132.21	19.29	29.38	No Requiere	-
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	73.88	-16.78	29.38	No Requiere	-

DISEÑO POR CAPACIDAD						
Combinacion	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	f=Mn/Mua	Vud=Vua*f (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	209.0	20.6	69.0	160	2.32	47.7
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	150.7	-15.5	-59.7	155	-2.50	38.8
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	132.2	19.3	66.7	150	2.25	43.4
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	73.9	-16.8	-62.0	130	-2.10	35.2

Combinacion	Pu (ton)	Vud (ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	209.0	47.7	29.38	22	33.3
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	150.7	38.8	29.38	11	64.7
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	132.2	43.4	29.38	16	43.4
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	73.9	35.2	29.38	7	105.1

ρ mín horizontal	ρ horizontal calculo	ρ (cuantia colocada)	ρ (cuantia vertical)	As horizontal(cm2/m)	As vertical (cm2/m)	s horizontal (cm)
0.0025	0.0014	0.0025	0.0025	7.5	7.5	19
0.0025	0.0007	0.0025	0.0025	7.5	7.5	19
0.0025	0.0011	0.0025	0.0025	7.5	7.5	19
0.0025	0.0005	0.0025	0.0025	7.5	7.5	19

SISMO Y-Y

DISEÑO POR CORTANTE Y CAPACIDAD						
		b (m)	0.25			
Lm	8.30					
Acero horizontal	0.71	ϕ 3/8"				
Acero Vertical	0.71	ϕ 3/8"				

DISEÑO POR CORTE	Pu (Ton)	Vu(ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 1 (1.4CM+1.7CV)	210.22	0.52	135.46	No Requiere	-
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	226.02	1.45	135.46	No Requiere	-
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	133.64	-0.53	135.46	No Requiere	-
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	149.24	1.30	135.46	No Requiere	-
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	56.85	-0.68	135.46	No Requiere	-

DISEÑO POR CAPACIDAD						
Combinacion	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	f=Mn/Mua	Vud=Vua*f (ton)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	226.0	1.4	2.7	4432	2.50	3.6
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	133.6	-0.5	-1.5	4432	-2.50	1.3
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	149.2	1.3	2.5	4432	2.50	3.2
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	56.9	-0.7	-1.7	4432	-2.50	1.7

Combinacion	Pu (ton)	Vud (ton)	ΦVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Combinacion 2 (1.25(CM+CV)+CS)	226.0	3.6	135.46	No Requiere	-
Combinacion 3 (1.25(CM+CV)-CS)	133.6	1.3	135.46	No Requiere	-
Combinacion 4 (0.9CM+CS)	149.2	3.2	135.46	No Requiere	-
Combinacion 5 (0.9CM-CS)	56.9	1.7	135.46	No Requiere	-

ρ mín horizontal	ρ horizontal calculo	ρ (cuantia colocada)	ρ (cuantia vertical)	As horizontal(cm2/m)	As vertical (cm2/m)	s horizontal (cm)
0.0025	0.0000	0.0025	0.0025	6.25	6.25	23
0.0025	0.0000	0.0025	0.0025	6.25	6.25	23
0.0025	0.0000	0.0025	0.0025	6.25	6.25	23
0.0025	0.0000	0.0025	0.0025	6.25	6.25	23

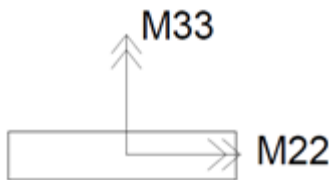
5. DISEÑO DE ZAPATAS

ZAPATA C-1

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	PL	MD33	ML33	MD22	ML22
85	16	-0.26	0.00	1.96	1.01

CARGAS DE SISMO (Amplificada 1.25)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
16.71	0.45	5.74	11.71	5.67	3.13

CARGAS DE SISMO (En servicio)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
10.69	0.29	3.67	7.49	3.63	2.00



DIMENSIONES DE COLUMNA	Dx (m)	0.6
	Dy (m)	0.6

1. Pre dimensionamiento	
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de grave	
Datos	
qadm (ton/m2)	40.0
Sismo: qadmsis (ton/m2)	52.0
Cargas de serv. Axiales (ton)	101.0
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	106.1
Area (m2)	2.65
hzapata (m)	0.6
Lx (m)	1.20
Ly(m)	2.00
Area planteada (m2)	2.40
excentricidad (m)	0.3
M22: Inercia (m4) = $Lx \cdot Ly^3 / 12$	0.80
M33: Inercia (m4) = $Ly \cdot Lx^3 / 12$	0.29

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ex	ey
1) cargas de gravedad	106.1	-0.25	2.97	47.38	41.00	0.002	0.03
2) cargas de gravedad + sismo X	116.74	3.42	3.26	59.85	37.44	0.029	0.03
3) cargas de gravedad - sismo X	95.36	-3.93	2.68	34.91	44.56	0.041	0.03
4) cargas de gravedad + sismo Y	113.54	1.75	6.60	59.21	35.41	0.015	0.06
5) cargas de gravedad - sismo Y	98.56	-2.26	-0.66	35.55	46.58	0.023	0.01

2. Verificación por punzonamiento		
$V_u = \sigma_u(A - A_o)$		$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$, b, d en m
σ_u (ton/m ²)	74.81	h: peralte zapata 0.6
A (m ²)	2.40	
d (m)=h-0.1	0.5	
Ao (m ²)	0.935	
bo (m) (perímetro)	3.9	
Vu (ton)	109.60	
ϕV_c (ton)	254.61	OK

3. Verificación por cortante		
$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b d$		
ϕV_{cxx} (ton)	65.3	X: -0.20
ϕV_{cyy} (ton)	39.2	Y: 0.20
Cortante en X		
Vu = $\sigma_u * L_y * x$ (ton)	-29.92	Cortante en X OK
Cortante en y		
Vu = $\sigma_u * L_x * y$ (ton)	17.95	Cortante en Y OK

3. Diseño por flexión						
Para la dirección X						
Mu = X ² *0.5*L _y * σ_u (ton-m)	26.93	Cuantía mínima (cm ²)		10.8		
Para la dirección Y						
Mu = Y ² *0.5*L _x * σ_u (ton-m)	21.99					
Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía Min.	As colocado
13.47	100	50	1.71	7.25	Sí	5/8" @ 185
18.33	100	50	2.34	9.93	Sí	5/8" @ 185

ZAPATA C-2

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	PL	MD33	ML33	MD22	ML22
131	26	0.03	0.01	3.03	1.73

CARGAS DE SISMO (Amplificada 1.25)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
2.28	0.27	6.51	15.14	4.72	3.53

CARGAS DE SISMO (En servicio)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
1.46	0.17	4.17	9.69	3.02	2.26

DIMENSIONES DE COLUMNA	Dx (m)	0.6
	Dy (m)	0.6

1. Pre dimensionamiento	
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de grave	
Datos	
qadm (ton/m2)	40.0
Sismo: qadmsis (ton/m2)	52.0
Cargas de serv. Axiales (ton)	157.0
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	164.9
Area (m2)	4.12
hzapata (m)	0.6
Lx (m)	2.00
Ly(m)	2.00
Area planteada (m2)	4.00
excentricidad (m)	0.7
M22: Inercia (m4) = Lx*Ly^3/12	1.33
M33: Inercia (m4) = Ly*Lx^3/12	1.33

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ex	ey
1) cargas de gravedad	164.9	0.03	4.76	44.80	37.62	0.000	0.03
2) cargas de gravedad + sismo X	166.31	4.20	4.93	48.43	34.73	0.025	0.03
3) cargas de gravedad - sismo X	163.39	-4.14	4.58	41.18	40.51	0.025	0.03
4) cargas de gravedad + sismo Y	174.54	2.29	7.78	51.18	36.09	0.013	0.04
5) cargas de gravedad - sismo Y	155.16	-2.22	1.74	38.42	39.15	0.014	0.01

2. Verificación por punzonamiento		
$V_u = \sigma_u (A - A_o)$		$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 (tn)$ b, d en m
σ_u (ton/m2)	63.98	h: peralte zapata 0.6
A (m2)	4.00	
d (m)=h-0.1	0.5	
Ao (m2)	1.21	variable
bo (m) (perimetro)	4.4	variable
Vu (ton)	178.51	
ϕV_c (ton)	287.25	OK

3. Verificación por cortante			
$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$			
ϕV_c xx (ton)	65.3	X: 0.20	
ϕV_c yy (ton)	65.3	Y: 0.20	
Cortante en X			
Vu = $\sigma_u * Ly * x$ (ton)	25.59	Cortante en X	OK
Cortante en y			
Vu = $\sigma_u * Lx * y$ (ton)	25.59	Cortante en Y	OK

3. Diseño por flexión						
Para la dirección X						
$M_u = X^2 * 0.5 * Ly * \sigma_u$ (ton-m)	31.35	Cuantía mínima (cm2)	10.8			
Para la dirección Y						
$M_u = Y^2 * 0.5 * Lx * \sigma_u$ (ton-m)	31.35					
Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía Min.	As colocado
15.68	100	50	1.99	8.46	Sí	5/8" @ 20
15.68	100	50	1.99	8.46	Sí	5/8" @ 20

ZAPATA C-3

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	PL	MD33	ML33	MD22	ML22
127	22	0.00	-0.03	2.61	1.35

CARGAS DE SISMO (Amplificada 1.25)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
35.12	0.15	7.28	27.50	3.85	3.85

CARGAS DE SISMO (En servicio)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
22.47	0.09	4.66	17.60	2.47	2.46

DIMENSIONES DE COLUMNA	Dx (m)	0.6
	Dy (m)	0.6

1. Pre dimensionamiento	
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad	
Datos	
qadm (ton/m2)	40.0
Sismo: qadmsis (ton/m2)	52.0
Cargas de serv. Axiales (ton)	157.0
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	164.9
Area (m2)	4.12
hzapata (m)	0.6
Lx (m)	2.10
Ly(m)	2.10
Area planteada (m2)	4.41
excentricidad (m)	0.75
M22: Inercia (m4) = $Lx \cdot Ly^3 / 12$	1.62
M33: Inercia (m4) = $Ly \cdot Lx^3 / 12$	1.62

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ex	ey
1) cargas de gravedad	164.9	0.03	4.76	40.48	34.28	0.000	0.03
2) cargas de gravedad + sismo X	187.32	4.69	4.85	48.66	36.30	0.025	0.03
3) cargas de gravedad - sismo X	142.38	-4.62	4.66	32.31	32.26	0.032	0.03
4) cargas de gravedad + sismo Y	182.45	2.50	7.22	47.67	35.07	0.014	0.04
5) cargas de gravedad - sismo Y	147.25	-2.43	2.29	33.30	33.48	0.017	0.02

2. Verificación por punzonamiento

$$V_u = \sigma_u(A - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$$

b, d en m

σ_u (ton/m ²)	60.82	variable	h: peralte zapata 0.6
A (m ²)	4.41		
d (m)=h-0.1	0.5		
Ao (m ²)	1.21		
bo (m) (perímetro)	4.4		
Vu (ton)	194.63		
ϕV_c (ton)	287.25	OK	

3. Verificación por cortante

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b d$$

$\phi V_{c\text{xx}}$ (ton)	68.5	X: 0.25
$\phi V_{c\text{yy}}$ (ton)	68.5	Y: 0.25

Cortante en X

Vu = $\sigma_u * L_y * x$ (ton)	31.93	Cortante en X	OK
---------------------------------	-------	---------------	----

Cortante en y

Vu = $\sigma_u * L_x * y$ (ton)	31.93	Cortante en Y	OK
---------------------------------	-------	---------------	----

3. Diseño por flexión

Para la dirección X

Mu = $X^2 * 0.5 * L_y * \sigma_u$ (ton-m)	35.92	Cuantía mínima (cm ²)	10.8
---	-------	-----------------------------------	------

Para la dirección Y

Mu = $Y^2 * 0.5 * L_x * \sigma_u$ (ton-m)	35.92		
---	-------	--	--

Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía Min.	As colocado
17.11	100	50	2.18	9.25	Sí	5/8" @ 20
17.11	100	50	2.18	9.25	Sí	5/8" @ 20

+

ZAPATA C-4

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	PL	MD33	ML33	MD22	ML22
216	50	0.09	0.03	-0.30	-0.16

CARGAS DE SISMO (Amplificada 1.25)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
2.94	0.32	6.90	14.09	5.42	2.07

CARGAS DE SISMO (En servicio)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
1.88	0.21	4.42	9.02	3.47	1.33

DIMENSIONES DE COLUMNA	Dx (m)	0.6
	Dy (m)	0.6

1. Pre dimensionamiento	
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de grave	
Datos	
qadm (ton/m2)	40.0
Sismo: qadmsis (ton/m2)	52.0
Cargas de serv. Axiales (ton)	266.0
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	279.3
Area (m2)	6.98
hzapata (m)	0.6
Lx (m)	2.45
Ly(m)	2.45
Area planteada (m2)	6.00
excentricidad (m)	0.925
M22: Inercia (m4) = $Lx \cdot Ly^3 / 12$	3.00
M33: Inercia (m4) = $Ly \cdot Lx^3 / 12$	3.00

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ex	ey
1) cargas de gravedad	279.3	0.12	-0.46	46.39	46.67	0.000	0.00
2) cargas de gravedad + sismo X	281.18	4.53	-0.25	48.59	45.10	0.016	0.00
3) cargas de gravedad - sismo X	277.42	-4.30	-0.67	44.19	48.24	0.015	0.00
4) cargas de gravedad + sismo Y	288.32	1.45	3.01	49.85	46.21	0.005	0.01
5) cargas de gravedad - sismo Y	270.28	-1.21	-3.93	42.93	47.12	0.004	0.01

2. Verificación por punzonamiento						
$V_u = \sigma_u (A - A_o)$		$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$ b, d en m				
σ_u (ton/m ²)	62.32	h: peralte zapata		0.7		
A (m ²)	6.00	variable	variable			
d (m)=h-0.1	0.6					
Ao (m ²)	1.44					
bo (m) (perimetro)	4.8					
Vu (ton)	284.31					
ϕV_c (ton)	376.03	OK				
3. Verificación por cortante						
$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$						
ϕV_c xx (ton)	96.0	X: 0.33				
ϕV_c yy (ton)	96.0	Y: 0.33				
Cortante en X		Vu = $\sigma_u * L_y * x$ (ton)		49.62	Cortante en X	OK
Cortante en y		Vu = $\sigma_u * L_x * y$ (ton)		49.62	Cortante en Y	OK
3. Diseño por flexión						
Para la dirección X						
Mu = $X^2 * 0.5 * L_y * \sigma_u$ (ton-m)	65.32	Cuantía mínima (cm ²)		12.6		
Para la dirección Y						
Mu = $Y^2 * 0.5 * L_x * \sigma_u$ (ton-m)	65.32					
Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía Min.	As colocado
26.66	100	60	2.83	12.04	SÍ	5/8" @ 15
26.66	100	60	2.83	12.04	SÍ	5/8" @ 15

ZAPATA C-5

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	PL	MD33	ML33	MD22	ML22
225	46	-0.28	-0.13	0.66	0.35
CARGAS DE SISMO (Amplificada 1.25)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
3.90	0.27	6.68	2.50	4.62	1.71
CARGAS DE SISMO (En servicio)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
2.50	0.17	4.28	1.60	2.96	1.09

DIMENSIONES DE COLUMNA	Dx (m)	0.6
	Dy (m)	0.6

1. Pre dimensionamiento	
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad	
Datos	
qadm (ton/m2)	40.0
Sismo: qadmsis (ton/m2)	52.0
Cargas de serv. Axiales (ton)	271.0
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	284.6
Area (m2)	7.11
hzapata (m)	0.6
Lx (m)	2.45
Ly(m)	2.45
Area planteada (m2)	6.00
excentricidad (m)	0.925
M22: Inercia (m4) = $Lx \cdot Ly^3 / 12$	3.00
M33: Inercia (m4) = $Ly \cdot Lx^3 / 12$	3.00

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ex	ey
1) cargas de gravedad	284.6	-0.40	1.01	47.65	47.16	0.001	0.00
2) cargas de gravedad + sismo X	287.05	3.87	1.18	49.88	45.76	0.013	0.00
3) cargas de gravedad - sismo X	282.05	-4.68	0.83	45.42	48.56	0.017	0.00
4) cargas de gravedad + sismo Y	286.15	0.69	3.97	49.57	45.77	0.002	0.01
5) cargas de gravedad - sismo Y	282.95	-1.50	-1.95	45.73	48.54	0.005	0.01

2. Verificación por punzonamiento

$$V_u = \sigma_u (A - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$$

b, d en m

h: peralte zapata 0.7

σ_u (ton/m ²)	62.35	variable variable
A (m ²)	6.00	
d (m)=h-0.1	0.6	
Ao (m ²)	1.44	
bo (m) (perimetro)	4.8	
Vu (ton)	284.49	
ϕV_c (ton)	376.03	OK

3. Verificación por cortante

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

ϕV_c xx (ton)	96.0	X: 0.33
ϕV_c yy (ton)	96.0	Y: 0.33

Cortante en X

Vu = $\sigma_u * L_y * x$ (ton) 49.65 Cortante en X **OK**

Cortante en y

Vu = $\sigma_u * L_x * y$ (ton) 49.65 Cortante en Y **OK**

3. Diseño por flexión

Para la dirección X

Mu = $X^2 * 0.5 * L_y * \sigma_u$ (ton-m) 65.36

Cuantía mínima (cm ²)	12.6
-----------------------------------	------

Para la dirección Y

Mu = $Y^2 * 0.5 * L_x * \sigma_u$ (ton-m) 65.36

Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía Min.	As colocado
26.68	100	60	2.83	12.05	SÍ	5/8" @ 20
26.68	100	60	2.83	12.05	SÍ	5/8" @ 20

ZAPATA C-6

CARGAS DE GRAVEDAD

PD	PL	MD33	ML33	MD22	ML22
213	38	0.39	0.18	2.49	1.24

CARGAS DE SISMO (Amplificada 1.25)

SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
29.70	0.31	6.64	104.50	5.12	1.64

CARGAS DE SISMO (En servicio)

SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
19.01	0.20	4.25	66.88	3.28	1.05

DIMENSIONES DE COLUMNA	Dx (m)	0.6
	Dy (m)	0.6

1. Pre dimensionamiento	
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad	
Datos	
qadm (ton/m2)	40.0
Sismo: qadmsis (ton/m2)	52.0
Cargas de serv. Axiales (ton)	251.0
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	263.6
Area (m2)	6.59
hzapata (m)	0.6
Lx (m)	2.60
Ly(m)	2.60
Area planteada (m2)	6.76
excentricidad (m)	1
M22: Inercia (m4) = $Lx \cdot Ly^3 / 12$	3.81
M33: Inercia (m4) = $Ly \cdot Lx^3 / 12$	3.81

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ex	ey
1) cargas de gravedad	263.6	0.57	3.73	40.45	37.52	0.002	0.01
2) cargas de gravedad + sismo X	282.56	4.82	3.93	44.78	38.81	0.017	0.01
3) cargas de gravedad - sismo X	244.54	-3.68	3.53	36.12	36.23	0.015	0.01
4) cargas de gravedad + sismo Y	330.43	1.62	7.01	51.83	45.94	0.005	0.02
5) cargas de gravedad - sismo Y	196.67	-0.48	0.45	29.08	29.10	0.002	0.00

2. Verificación por punzonamiento

$$V_u = \sigma_u (A - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$$

b, d en m

h: peralte zapata 0.7

σ_u (ton/m ²)	64.78	
A (m ²)	6.76	
d (m)=h-0.1	0.6	
Ao (m ²)	1.44	variable
bo (m) (perimetro)	4.8	variable
Vu (ton)	344.64	
ϕV_c (ton)	376.03	OK

3. Verificación por cortante

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

ϕV_c xx (ton)	101.8	X: 0.40
ϕV_c yy (ton)	101.8	Y: 0.40

Cortante en X

Vu = $\sigma_u * L_y * x$ (ton)	67.37	Cortante en X	OK
---------------------------------	-------	---------------	----

Cortante en y

Vu = $\sigma_u * L_x * y$ (ton)	67.37	Cortante en Y	OK
---------------------------------	-------	---------------	----

3. Diseño por flexión

Para la dirección X

Mu = $X^2 * 0.5 * L_y * \sigma_u$ (ton-m)	84.22	Cuantía mínima (cm ²)	12.6
---	-------	-----------------------------------	------

Para la dirección Y

Mu = $Y^2 * 0.5 * L_x * \sigma_u$ (ton-m)	84.22		
---	-------	--	--

Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía Min.	As colocado
32.39	100	60	3.46	14.71	NO	5/8" @ 15
32.39	100	60	3.46	14.71	NO	5/8" @ 15

ZAPATA C-7

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	PL	MD33	ML33	MD22	ML22
110	21	-0.52	-0.18	-0.84	-0.71

CARGAS DE SISMO (Amplificada 1.25)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
16.07	0.44	6.28	13.68	5.67	1.71

CARGAS DE SISMO (En servicio)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
10.28	0.28	4.02	8.76	3.63	1.10

DIMENSIONES DE COLUMNA	Dx (m)	0.6
	Dy (m)	0.6

1. Pre dimensionamiento	
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de grave	
Datos	
qadm (ton/m2)	40.0
Sismo: qadmsis (ton/m2)	52.0
Cargas de serv. Axiales (ton)	131.0
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	137.6
Area (m2)	3.44
hzapata (m)	0.6
Lx (m)	1.35
Ly(m)	2.30
Area planteada (m2)	3.11
excentricidad (m)	0.375
M22: Inercia (m4) = $Lx \cdot Ly^3 / 12$	1.37
M33: Inercia (m4) = $Ly \cdot Lx^3 / 12$	0.47

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ex	ey
1) cargas de gravedad	137.6	-0.70	-1.55	42.00	46.60	0.005	0.01
2) cargas de gravedad + sismo X	147.83	3.32	-1.27	51.30	43.92	0.022	0.01
3) cargas de gravedad - sismo X	127.27	-4.72	-1.83	32.69	49.28	0.037	0.01
4) cargas de gravedad + sismo Y	146.31	0.39	2.08	49.43	44.80	0.003	0.01
5) cargas de gravedad - sismo Y	128.79	-1.80	-5.18	34.56	48.40	0.014	0.04

2. Verificación por punzonamiento		
$V_u = \sigma_u (A - A_o)$		$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$ b, d en m
σ_u (ton/m ²)	64.13	h: peralte zapata 0.6
A (m ²)	3.11	
d (m)=h-0.1	0.5	
Ao (m ²)	0.935	variable
bo (m) (perimetro)	3.9	variable
Vu (ton)	139.15	
ϕV_c (ton)	254.61	OK

3. Verificación por cortante		
$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$		
ϕV_c xx (ton)	75.1	X: -0.13
ϕV_c yy (ton)	44.1	Y: 0.35
Cortante en X		
Vu = $\sigma_u * L_y * x$ (ton)	-18.44	Cortante en X OK
Cortante en y		
Vu = $\sigma_u * L_x * y$ (ton)	30.30	Cortante en Y OK

3. Diseño por flexión						
Para la dirección X						
Mu = X ² *0.5*L _y * σ_u (ton-m)	41.48	Cuantía mínima (cm ²)		10.8		
Para la dirección Y						
Mu = Y ² *0.5*L _x * σ_u (ton-m)	31.27					
Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía Min.	As colocado
18.04	100	50	2.30	9.77	SÍ	5/8" @ 18.5
23.17	100	50	2.97	12.63	NO	5/8" @ 15

ZAPATA C-8

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	PL	MD33	ML33	MD22	ML22
186	38	-0.07	-0.02	-0.97	-1.14

CARGAS DE SISMO (Amplificada 1.25)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
3.96	0.27	7.50	16.04	4.74	2.00

CARGAS DE SISMO (En servicio)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M22	M33	PS(+)	M22	M33
2.53	0.17	4.80	10.27	3.03	1.28

DIMENSIONES DE COLUMNA	Dx (m)	0.6
	Dy (m)	0.6

1. Pre dimensionamiento	
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de grave	
Datos	
qadm (ton/m2)	40.0
Sismo: qadmsis (ton/m2)	52.0
Cargas de serv. Axiales (ton)	224.0
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	235.2
Area (m2)	5.88
hzapata (m)	0.6
Lx (m)	2.30
Ly(m)	2.30
Area planteada (m2)	5.29
excentricidad (m)	0.85
M22: Inercia (m4) = $Lx \cdot Ly^3 / 12$	2.33
M33: Inercia (m4) = $Ly \cdot Lx^3 / 12$	2.33

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ex	ey
1) cargas de gravedad	235.2	-0.09	-2.11	43.37	45.55	0.000	0.01
2) cargas de gravedad + sismo X	237.73	4.71	-1.94	46.31	43.57	0.020	0.01
3) cargas de gravedad - sismo X	232.67	-4.90	-2.29	40.44	47.52	0.021	0.01
4) cargas de gravedad + sismo Y	245.47	1.19	0.92	47.44	45.36	0.005	0.00
5) cargas de gravedad - sismo Y	224.93	-1.37	-5.14	39.31	45.74	0.006	0.02

2. Verificación por punzonamiento		
$V_u = \sigma_u (A - A_o)$		$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$ b, d en m
σ_u (ton/m ²)	59.41	h: peralte zapata 0.7
A (m ²)	5.29	
d (m)=h-0.1	0.6	
Ao (m ²)	1.44	
bo (m) (perimetro)	4.8	
Vu (ton)	228.71	
ϕV_c (ton)	376.03	OK

3. Verificación por cortante		
$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$		
ϕV_c xx (ton)	90.1	X: 0.25
ϕV_c yy (ton)	90.1	Y: 0.25
Cortante en X		
Vu = $\sigma_u * L_y * x$ (ton)	34.16	Cortante en X OK
Cortante en y		
Vu = $\sigma_u * L_x * y$ (ton)	34.16	Cortante en Y OK

3. Diseño por flexión						
Para la dirección X						
Mu = X ² *0.5*L _y * σ_u (ton-m)	49.36	Cuantía mínima (cm ²)		12.6		
Para la dirección Y						
Mu = Y ² *0.5*L _x * σ_u (ton-m)	49.36					
Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía Min.	As colocado
21.46	100	60	2.27	9.64	Sí	5/8" @ 15
21.46	100	60	2.27	9.64	Sí	5/8" @ 15

ZAPATA P-1

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	PL	M33: MDx	M33: MLx	M22: MDy	M22: MLy
327.4985	95.4537	-41.83	-13.51	0.68	-0.27

CARGAS DE SISMO (AMPLIFICADO POR 1.25)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M(+x)	M(+y)	PS(+)	M(+x)	M(+y)
36.62	317.22	27.50	4.54	2700.00	4.05

CARGAS DE SISMO (EN SERVICIO)					
SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M(+x)	M(+y)	PS(+)	M(+x)	M(+y)
23.44	203.02	17.60	2.91	1728.00	2.59

1. Pre dimensionamiento			
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad			
Datos			
qadm (ton/m2)	40.0		
0.95 x qadm (ton/m2)	38.0		
Cargas de serv. Axiales (ton)	423.0		
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	444.1		
h (peralte zapata)	1.0		
Area (m2)	11.69		
hzapata (m)	1.0	Dim placa	
Lx (m)	1.9	0.25	
Ly(m)	12.10	8.3	
Area planteada (m2)	22.99		
M33: Inercia (CIMENTACION) m4	280.50		
M22: Inercia (CIMENTACION) m4	6.92		Volado x (m) 1.65
qadm (ton/m2)	52.0		Volado y (m) 1.9

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	Mxx (TON-M)	Myy (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ey	ex
1) cargas de gravedad	422.9522	-55.34	0.41	17.26	19.53	0.13	0.00
2) cargas de gravedad + sismo X	446.39	147.68	203.43	50.55	-11.71	0.33	0.46
3) cargas de gravedad - sismo X	399.51	-258.36	-202.61	-16.03	50.78	0.65	0.51
4) cargas de gravedad + sismo Y	425.86	1672.66	3.00	55.01	-17.97	3.93	0.01
5) cargas de gravedad - sismo Y	420.04	-1783.34	-2.18	-20.49	57.03	4.25	0.01

1.3. Como existe tracciones en el suelo, empleamos Meyerhoff			
$\sigma_{max\ xx} = \frac{P}{2 * \left[\frac{lx}{2} - \frac{M22}{P} \right] Ly}$	CASO	σ max-xx (ton/m2)	σ max yy (ton/m2)
	1) carg grav	18.42	18.80
$\sigma_{max\ yy} = \frac{P}{2 * \left[\frac{ly}{2} - \frac{M33}{P} \right] Lx}$	2) cg + sx	37.32	20.54
	3) cg - sx	37.28	19.46
	4) cg + sy	18.66	52.81
	5) cg - sy	18.37	61.26
		σux (ton/m2)	46.65
	σuy (ton/m2)	76.58	

2. Verificación por punzonamiento y-y

$$V_u = \sigma_u(A - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$$

d 0.5
b, d en m

σ_u (ton/m ²)	76.58	
A (m ²)	22.99	
d (m)=h-0.1	0.9	
Ao (m ²)	6.44	variable
bo (m) (perimetro)	19.8	variable
Vu (ton)	1267.32	
ϕV_c (ton)	2326.71	OK

3. Verificación por cortante

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b d$$

ϕV_c xx (ton)	710.9	Volados-d	0.8
ϕV_c yy (ton)	111.6		1.0
Cortante en X			
Vu = $\sigma_u * B * x$ (ton)	423.34	Cortante en X	OK
Cortante en y			
Vu = $\sigma_u * B * y$ (ton)	145.49	Cortante en Y	NO PASA

4. Diseño por flexión

volado mayor en X 1.65
volado en Y 1.90

Para la dirección X
 $M_u = X^2 * 0.5 * L_y * \sigma_u$ (ton-m) 768.37

Para la dirección Y
 $M_u = Y^2 * 0.5 * L_x * \sigma_u$ (ton-m) 262.61

Cuantía mínima (cm ²)	18					
Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía min.	As colocado
63.50	100	90	4.50	19.15	NO	3/4" @ 20
138.22	100	90	10.13	43.05	NO	3/4" @ 20

ZAPATA P-2

CARGAS DE GRAVEDAD

PD	PL	M33: MDx	M33: MLx	M22: MDy	M22: MLy
404.8699	100.7435	-33.77	-14.54	4.40	1.09

CARGAS DE SISMO (AMPLIFICADO POR 1.25)

SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M(+x)	M(+y)	PS(+)	M(+x)	M(+y)
8.98	102.51	1283.18	102.62	1624.74	798.19

CARGAS DE SISMO (EN SERVICIO)

SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M(+x)	M(+y)	PS(+)	M(+x)	M(+y)
5.75	65.61	821.23	65.68	1039.83	510.84

1.1. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad				
Datos				
qadm (ton/m2)	40.0			
0.95 x qadm (ton/m2)	38.0			
Cargas de serv. Axiales (ton)	505.6			
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	530.9			
h (peralte zapata)	0.6			
Area (m2)	13.97			
hzapata (m)	0.6	Dim placa		
Lx (m)	4.7	3.1		
Ly(m)	6.85	5.25		
Area planteada (m2)	32.20			
M33: Inercia (CIMENTACION) m4	125.89			
M22: Inercia (CIMENTACION) m4	59.27		Volado x (m)	0.8
qadm (ton/m2)	52.0		Volado y (m)	0.8

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo									
CASO	P (TON)	Mxx		Myy		σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ey	ex
		M33 (TON-M)		M22 (TON-M)					
1) cargas de gravedad	505.6134	-48.30		5.49		14.61	16.80	0.10	0.01
2) cargas de gravedad + sismo X	511.36	17.31		71.10		19.17	12.59	0.03	0.14
3) cargas de gravedad - sismo X	499.86	-113.91		-60.12		10.04	21.01	0.23	0.12
4) cargas de gravedad + sismo Y	571.29	991.53		516.33		65.19	-29.70	1.74	0.90
5) cargas de gravedad - sismo Y	439.94	-1088.14		-505.35		-35.98	63.31	2.47	1.15

1.3. Como existe tracciones en el suelo, empleamos Meyerhoff				
$\sigma_{max\ xx} = \frac{P}{2 * \left[\frac{Lx}{2} - \frac{M22}{P} \right] Ly}$	CASO	σ max-xx (ton/m2)	σ max yy (ton/m2)	
	1) carg grav	15.78	16.16	
$\sigma_{max\ yy} = \frac{P}{2 * \left[\frac{Ly}{2} - \frac{M33}{P} \right] Lx}$	2) cg + sx	16.88	16.04	
	3) cg - sx	16.36	16.63	
	4) cg + sy	28.83	35.97	
	5) cg - sy	26.73	49.18	
		σux (ton/m2)	36.04	
		σuy (ton/m2)	61.48	

2. Verificación por punzonamiento y-y

$$V_u = \sigma_u(A - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$$

d 0.5
b, d en m

σ_u (ton/m ²)	61.48	
A (m ²)	32.20	
d (m)=h-0.1	0.5	
Ao (m ²)	20.70	variable
bo (m) (perimetro)	18.7	variable
Vu (ton)	706.68	
ϕV_c (ton)	1220.80	OK

3. Verificación por cortante

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b d$$

ϕV_c xx (ton)	223.6	Volados-d	0.3
ϕV_c yy (ton)	153.4		0.3
Cortante en X			
Vu = $\sigma_u * B * x$ (ton)	74.07	Cortante en X	OK
Cortante en y			
Vu = $\sigma_u * B * y$ (ton)	86.68	Cortante en Y	OK

4. Diseño por flexión

volado mayor en X 0.80
volado en Y 0.80

Para la dirección X
Mu = X²*0.5*Ly* σ_u (ton-m) 79.01

Para la dirección Y
Mu = Y²*0.5*Lx* σ_u (ton-m) 92.46

Cuantia minima (cm ²)	10.8
-----------------------------------	------

Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía min.	As colocado
11.53	100	50	1.46	6.19	SI	3/4" @ 20
19.67	100	50	2.51	10.68	SI	3/4" @ 20

ZAPATA P—3

CARGAS DE GRAVEDAD

PD	PL	M33: MDx	M33: MLx	M22: MDy	M22: MLy
327.7268	95.4949	-33.28	-14.85	-0.76	0.25

CARGAS DE SISMO (AMPLIFICADO POR 1.25)

SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M(+x)	M(+y)	PS(+)	M(+x)	M(+y)
36.58	422.48	27.50	4.21	2349.21	4.03

CARGAS DE SISMO (EN SERVICIO)

SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M(+x)	M(+y)	PS(+)	M(+x)	M(+y)
23.41	270.39	17.60	2.69	1503.49	2.58

1. Pre dimensionamiento			
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad			
Datos			
qadm (ton/m2)	40.0		
0.95 x qadm (ton/m2)	38.0		
Cargas de serv. Axiales (ton)	423.2		
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	444.4		
h (peralte zapata)	1.0		
Area (m2)	11.69		
hzapata (m)	1.0	Dim placa	
Lx (m)	1.7	0.25	
Ly(m)	12.10	8.3	
Area planteada (m2)	20.57		
M33: Inercia (CIMENTACION) m4	250.97		
M22: Inercia (CIMENTACION) m4	4.95		
qadm (ton/m2)	52.0	Volado x (m)	1.45
		Volado y (m)	1.9
			1.65
			2.3

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
CASO	P (TON)	Mxx (TON-M)	Myy (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ey	ex
1) cargas de gravedad	423.2217	-48.13	-0.50	19.33	21.82	0.11	0.00
2) cargas de gravedad + sismo X	446.63	222.26	269.88	73.38	-29.95	0.50	0.60
3) cargas de gravedad - sismo X	399.81	-318.51	-270.89	-34.72	73.59	0.80	0.68
4) cargas de gravedad + sismo Y	425.91	1455.37	2.08	56.15	-14.73	3.42	0.00
5) cargas de gravedad - sismo Y	420.53	-1551.62	-3.08	-17.49	58.38	3.69	0.01

1.3. Como existe tracciones en el suelo, empleamos Meyerhoff			
$\sigma_{max\ xx} = \frac{P}{2 * \left[\frac{Lx}{2} - \frac{M22}{P} \right]} Ly$	CASO	σ max-xx (ton/m2)	σ max yy (ton/m2)
	1) carg grav	20.60	20.97
$\sigma_{max\ yy} = \frac{P}{2 * \left[\frac{Ly}{2} - \frac{M33}{P} \right]} Lx$	2) cg + sx	75.10	23.66
	3) cg - sx	95.80	22.38
	4) cg + sy	20.83	47.58
	5) cg - sy	20.62	52.40
		σux (ton/m2)	119.75
	σuy (ton/m2)	65.50	

2. Verificación por punzonamiento y-y

$$V_u = \sigma_u(A - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$$

d 0.5
b, d en m

σ_u (ton/m ²)	65.50	
A (m ²)	20.57	
d (m)=h-0.1	0.9	
Ao (m ²)	10.58	variable
bo (m) (perimetro)	20.7	variable
Vu (ton)	654.37	
ϕV_c (ton)	2432.47	OK

3. Verificación por cortante

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b d$$

ϕV_c xx (ton)	710.9	Volados-d	0.6
ϕV_c yy (ton)	99.9		1.0
Cortante en X			
Vu = $\sigma_u * B * x$ (ton)	796.95	Cortante en X	NO PASA
Cortante en y			
Vu = $\sigma_u * B * y$ (ton)	111.35	Cortante en Y	NO PASA

4. Diseño por flexión

volado mayor en X 1.45
volado en Y 1.90

Para la dirección X
Mu = X²*0.5*Ly* σ_u (ton-m) 477.00

Para la dirección Y
Mu = Y²*0.5*Lx* σ_u (ton-m) 200.99

Cuantía mínima (cm ²)	18					
Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía min.	As colocado
39.42	100	90	2.77	11.77	SI	3/4" @ 15
118.23	100	90	8.59	36.49	NO	1" @ 15

ZAPATA P-4

CARGAS DE GRAVEDAD

PD	PL	M33: MDx	M33: MLx	M22: MDy	M22: MLy
877.7799	217.2774	-18.80	-5.12	-4.69	-0.74

CARGAS DE SISMO (AMPLIFICADO POR 1.25)

SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M(+x)	M(+y)	PS(+)	M(+x)	M(+y)
767.47	180.79	2137.95	123.16	3039.39	201.71

CARGAS DE SISMO (EN SERVICIO)

SISMO XX			SISMO YY		
PS(+)	M(+x)	M(+y)	PS(+)	M(+x)	M(+y)
491.18	115.71	1368.29	78.82	1945.21	129.09

1. Pre dimensionamiento			
1.1. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad			
Datos			
qadm (ton/m2)	40.0		
0.95 x qadm (ton/m2)	38.0		
Cargas de serv. Axiales (ton)	1095.1		
Pserv+Pprop+Pterreno (ton)	1149.8		
h (peralte zapata)	0.6		
Area (m2)	30.26		
hzapata (m)	0.6	Dim placa	
Lx (m)	8.6	7.3	
Ly(m)	6.60	4.8	
Area planteada (m2)	56.76		
M33: Inercia (CIMENTACION) m4	206.04		
M22: Inercia (CIMENTACION) m4	349.83		
qadm (ton/m2)	52.0	Volado x (m)	0.65
		Volado y (m)	0.9

1.2. Pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo							
		Mxx	Myy				
CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)	ey	ex
1) cargas de gravedad	1095.0573	-23.92	-5.43	18.84	19.74	0.02	0.00
2) cargas de gravedad + sismo X	1586.24	91.79	110.28	30.77	25.12	0.06	0.07
3) cargas de gravedad - sismo X	603.88	-139.63	-121.14	6.91	14.36	0.23	0.20
4) cargas de gravedad + sismo Y	1173.88	1921.29	123.66	52.97	-11.61	1.64	0.11
5) cargas de gravedad - sismo Y	1016.24	-1969.13	-134.52	-15.29	51.10	1.94	0.13

1.3. Como existe tracciones en el suelo, empleamos Meyerhoff				
		CASO	σ max-xx (ton/m2)	σ max yy (ton/m2)
$\sigma_{max\ xx} = \frac{P}{2 * \left[\frac{Lx}{2} - \frac{M22}{P} \right] Ly}$		1) carg grav	19.32	19.42
		2) cg + sx	28.41	28.45
$\sigma_{max\ yy} = \frac{P}{2 * \left[\frac{Ly}{2} - \frac{M33}{P} \right] Lx}$		3) cg - sx	11.16	11.44
		4) cg + sy	21.20	41.03
		5) cg - sy	18.47	43.37
			σux (ton/m2)	35.51
			σuy (ton/m2)	54.21

2. Verificación por punzonamiento y-y

$$V_u = \sigma_u(A - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d * 10 \text{ (tn)}$$

d 0.5
b, d en m

σ_u (ton/m ²)	54.21	
A (m ²)	56.76	
d (m)=h-0.1	0.5	
Ao (m ²)	41.34	variable
bo (m) (perimetro)	26.2	variable
Vu (ton)	835.94	
ϕV_c (ton)	1710.43	OK

3. Verificación por cortante

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b d$$

ϕV_c xx (ton)	215.4	Volados-d	0.2
ϕV_c yy (ton)	280.7		0.4
Cortante en X			
Vu = $\sigma_u * B * x$ (ton)	35.15	Cortante en X	OK
Cortante en y			
Vu = $\sigma_u * B * y$ (ton)	186.49	Cortante en Y	OK

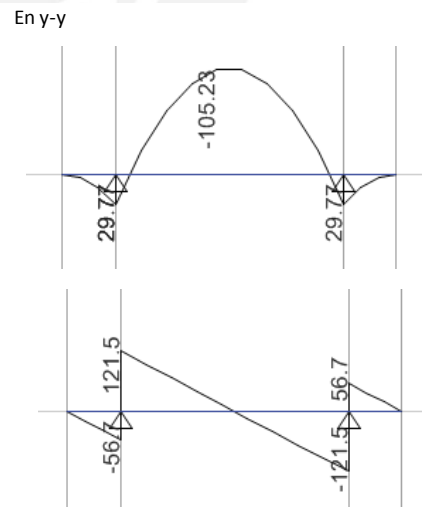
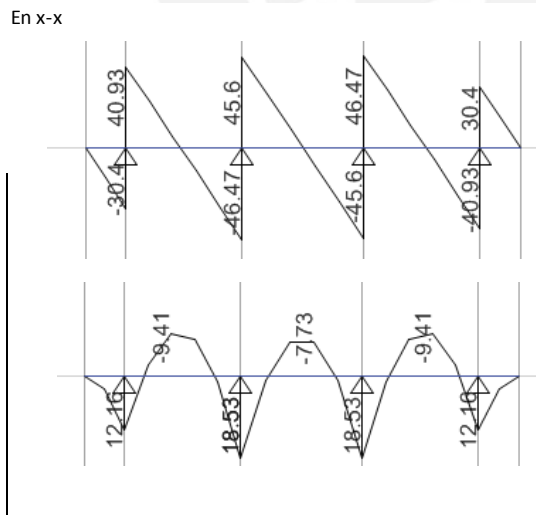
4. Diseño por flexión

volado mayor en X 0.65
volado en Y 0.90

Para la dirección X
 $M_u = X^2 * 0.5 * L_y * \sigma_u$ (ton-m) 49.51

Para la dirección Y
 $M_u = Y^2 * 0.5 * L_x * \sigma_u$ (ton-m) 188.82

		Cuantia minima (cm ²)	10.8			
Mu (Para 1m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As	Usar Cuantía min.	As colocado
7.50	100	50	0.94	4.01	SI	3/4" @ 20
21.96	100	50	2.81	11.95	NO	1" @ 15
9.41	100	50	1.19	5.04	SI	3/4" @ 20
105.00	100	50	15.46	65.72	NO	1" @ 10



6. VIGAS DE CIMENTACION

VIGA CIMENTACION 1

	DISEÑO POR FLEXIÓN						
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	52.33	40.0 cm	60.0 cm	15.6	26.5	35.7	70.4
ESFUERZO B	44	40.0 cm	60.0 cm	12.8	21.7	20.4	41.3
ESFUERZO C	44	40.0 cm	60.0 cm	12.8	21.7	15.3	31.0

a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm
9.00 ton	15.67 ton	-7.84 ton	1.42 cm ²	-45.61 cm	15.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
10.00 ton	15.67 ton	-6.67 ton	1.42 cm ²	-53.66 cm	15.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGA CIMENTACION 2

	DISEÑO POR FLEXIÓN						
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	176	50.0 cm	90.0 cm	29.0	61.7	51.0	145.5
ESFUERZO B	150	50.0 cm	90.0 cm	23.9	50.9	35.7	105.3

a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm
28.00 ton	29.38 ton	-1.62 ton	1.42 cm ²	-331.18 cm	22.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
22.00 ton	29.38 ton	-8.68 ton	1.42 cm ²	-61.84 cm	22.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

	DISEÑO POR FLEXIÓN						
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	72	40.0 cm	70.0 cm	18.4	31.3	30.6	70.3
ESFUERZO B	11.4	40.0 cm	70.0 cm	2.6	4.4	10.2	26.5
ESFUERZO C	72	40.0 cm	70.0 cm	18.4	31.3	25.5	58.6

a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm
14.00 ton	18.28 ton	-5.03 ton	1.42 cm ²	-82.92 cm	17.50 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

VIGAS DE PIT

	DISEÑO POR FLEXIÓN						
	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	ϕMn (ton-m)
ESFUERZO A	77	30.0 cm	200.0 cm	8.2	10.4	15.3	113.3
ESFUERZO B	36	30.0 cm	200.0 cm	3.8	4.8	17.0	127.6

a d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	$d/4$	10 db	24 de	30 cm
85.00 ton	39.17 ton	53.92 ton	1.42 cm ²	22.12 cm	50.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
140.00 ton	39.17 ton	118.62 ton	1.42 cm ²	10.06 cm	50.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm

