

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**Diseño de un edificio de Oficinas en San Isidro**

Tesis para optar el Título de Ingeniera Civil, que presenta la bachiller:

**Ingrid Soledad del Castillo Paisig**

**ASESOR: Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino**

Lima, junio de 2016

## RESUMEN

El presente trabajo consiste en el desarrollo del diseño y el análisis estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos, destinado a oficinas. El edificio se encuentra ubicado en el distrito de San Isidro en Lima, sobre un terreno con suelo de capacidad portante de  $4.0 \text{ Kg/cm}^2$ .

El edificio tiene un área rectangular de  $737 \text{ m}^2$ , su área techada se distribuye de la siguiente forma: el primer piso está destinado a los estacionamientos y a un lobby de ingreso, los demás pisos son pisos típicos con dos oficinas por piso, siendo un total de 12 oficinas, para acceder a dichas oficinas se colocaron tres ascensores.

La estructura del edificio está conformado por dos muros en forma de "C" (la caja de ascensores y la caja de escaleras), columnas y vigas. El sistema de techado utilizado es de losas aligeradas en una dirección y una losa maciza en ambas direcciones que se encuentra uniendo las placas en forma de "C". La cimentación está conformada por zapatas aisladas, zapatas combinadas y cimientos corridos.

La estructuración y predimensionamiento se realizaron siguiendo los criterios adquiridos en los cursos de Concreto Armado y de acuerdo a la arquitectura del edificio.

Una vez predimensionados los elementos se realizó el metrado de cargas verticales y posteriormente el análisis sísmico del edificio, comprobando que todos los resultados obtenidos se encuentren dentro de los parámetros permitidos por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030. El análisis sísmico se realizó con la ayuda del programa ETABS. Para el análisis dinámico se realizó un análisis con 3 grados de libertad por nivel y otro análisis de traslación pura en cada una de las direcciones consideradas, ambos resultados se compararon entre sí.

Con los esfuerzos hallados en el análisis por cargas de gravedad y sismo, se procedió a diseñar todos los elementos estructurales, buscando cumplir con las exigencias de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

Finalmente se realizó un metrado del concreto y del acero de refuerzo, para así hallar la incidencia del acero en los distintos elementos estructurales y los ratios de acero y concreto por metro cuadrado de área techada.

## ÍNDICE

<b>Capítulo I: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1- Objetivos del proyecto .....	1
1.2- Descripción del proyecto .....	1
1.3- Normas empleadas .....	3
1.4- Cargas y método de diseño .....	3
1.5- Materiales seleccionados.....	5
<b>Capítulo II: ESTRUCTURACIÓN .....</b>	<b>6</b>
2.1- Generalidades .....	6
2.2- Planteamiento de estructuración .....	7
<b>Capítulo III: PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>9</b>
3.1- Losas aligeradas .....	9
3.2- Losas macizas .....	10
3.3- Vigas peraltadas .....	10
3.4- Columnas .....	11
3.5- Placas .....	12
3.6- Escaleras.....	13
3.7- Tabiques .....	13
<b>Capítulo IV: ANÁLISIS SÍSMICO.....</b>	<b>14</b>
4.1- Definición de los parámetros .....	14
4.2- Análisis de irregularidades.....	16
4.3- Resultados del análisis sísmico dinámico .....	16
4.3.1- Modos de vibración .....	16
4.3.2- Irregularidad torsional .....	20
4.3.3- Control de las derivas de entrepiso.....	23
4.3.4- Cortante basal .....	25
4.3.4.1- Cortante basal en el análisis estático .....	25

4.3.4.2- Cortante basal en el análisis dinámico.....	26
4.3.4.3- Comparación de cortante basal.....	27
4.4.- Junta sísmica.....	27
<b>Capítulo V: METRADO DE CARGAS.....</b>	<b>29</b>
<b>Capítulo VI: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....</b>	<b>30</b>
6.1- Metrado de cargas.....	30
6.2- Diseño por flexión.....	32
6.3- Diseño por corte.....	33
6.4- Corte del acero de refuerzo.....	34
6.5- Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	35
6.5.1- Diseño por flexión.....	35
6.5.2- Verificación por fuerza cortante.....	36
6.5.3- Calculando ensanches.....	36
<b>Capítulo VII: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.....</b>	<b>38</b>
7.1- Metrado de cargas.....	38
7.2- Diseño por flexión.....	38
7.3- Diseño por corte.....	39
7.4- Ejemplo de diseño de losa maciza.....	39
7. 4.1- Diseño por flexión.....	39
7. 4.2- Diseño por corte.....	42
<b>Capítulo VIII: DISEÑO DE VIGAS.....</b>	<b>43</b>
8.1- Diseño de vigas chatas.....	43
8.1.1- Metrado de cargas.....	43
8.1.2- Diseño por flexión.....	44
8.1.3- Diseño por corte.....	45
8.1.4- Ejemplo de diseño de viga chata.....	45
8.1.4.1- Diseño por flexión.....	46

8.1.4.2- Diseño por corte.....	46
8.2- Diseño de vigas peraltadas .....	47
8.2.1- Metrado de Cargas.....	47
8.2.2- Diseño por flexión .....	48
8.2.3- Diseño por corte .....	49
8.2.4- Espaciamiento de estribos .....	50
8.2.5- Ejemplo de diseño de viga peraltada .....	50
8.2.5.1- Diseño por flexión .....	51
8.2.5.2- Diseño por corte.....	52
<b>Capítulo IX: DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>55</b>
9.1- Metrado de cargas .....	55
9.2- Diseño por flexo-compresión.....	56
9.3- Diseño por corte .....	57
9.4- Disposiciones adicionales para el diseño de columnas.....	57
9.5- Ejemplo de diseño de columna .....	57
9.5.1- Diseño por flexo-compresión .....	58
9.5.2- Diseño por corte .....	61
<b>Capítulo X: DISEÑO DE PLACAS.....</b>	<b>64</b>
10.1- Diseño por flexo compresión .....	64
10.2- Diseño por cortante .....	64
10.3- Ejemplo de diseño de placa.....	66
10.3.1- Diseño para un sismo en X.....	67
10.3.2- Diseño para un sismo en Y .....	69
<b>Capítulo XI: DISEÑO DE CIMENTACIONES .....</b>	<b>74</b>
11.1- Diseño de una zapata aislada .....	74
11.1.1- Diseño por punzonamiento.....	75
11.1.2- Diseño por corte .....	77

11.1.3- Diseño por flexión .....	78
11.2- Ejemplo de diseño de zapata .....	79
11.2.1- Predimensionamiento por presión admisible.....	79
11.2.2- Diseño por punzonamiento.....	81
11.2.3- Diseño por corte .....	81
11.2.4- Diseño por flexión .....	81
<b>Capítulo XII: DISEÑO DE ESCALERAS.....</b>	<b>83</b>
12.1- Metrado de cargas .....	83
12.2- Diseño .....	84
<b>Capítulo XIII: METRADO DE MATERIALES.....</b>	<b>86</b>
13.1- Área construida .....	86
13.2- Metrado de materiales .....	86
<b>Capítulo XIV: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....</b>	<b>88</b>
<b>Capítulo XV: BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>90</b>

# Capítulo I: INTRODUCCIÓN

## 1.1- Objetivos del proyecto

La presente tesis tiene como objetivo desarrollar el diseño y análisis estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos y luego elaborar los planos de estructuras. El edificio está ubicado en el distrito de San Isidro, y será destinado a oficinas.

El objetivo final del proyecto es cumplir con todos los lineamientos establecidos por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 (*del año 2003*) y la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

## 1.2- Descripción del proyecto

El terreno es de forma rectangular con un área de 1,118 m<sup>2</sup>. Se encuentra ubicado en una esquina y una parte del terreno será destinado a estacionamientos, por tanto el edificio posee tres fachadas y su área será de 737 m<sup>2</sup>.

El primer piso está constituido por la entrada principal, el lobby, la escalera principal, la zona de ascensores y la zona de estacionamientos para 25 autos. Además de ello, en el primer piso encontramos la cisterna y cuarto de bombas, dado que el sistema de suministro de agua se realiza usando un sistema hidroneumático, sin tanque elevado.

Del segundo al séptimo piso, se tiene la misma planta típica que consiste en dos oficinas por piso, lo que hace un total de doce (12) oficinas. Cada oficina posee tres baños, uno de ellos es para discapacitados como exige la norma.

A continuación se muestran los planos de arquitectura del primer piso y el piso típico proyecto (figuras 1.1 y 1.2 respectivamente).



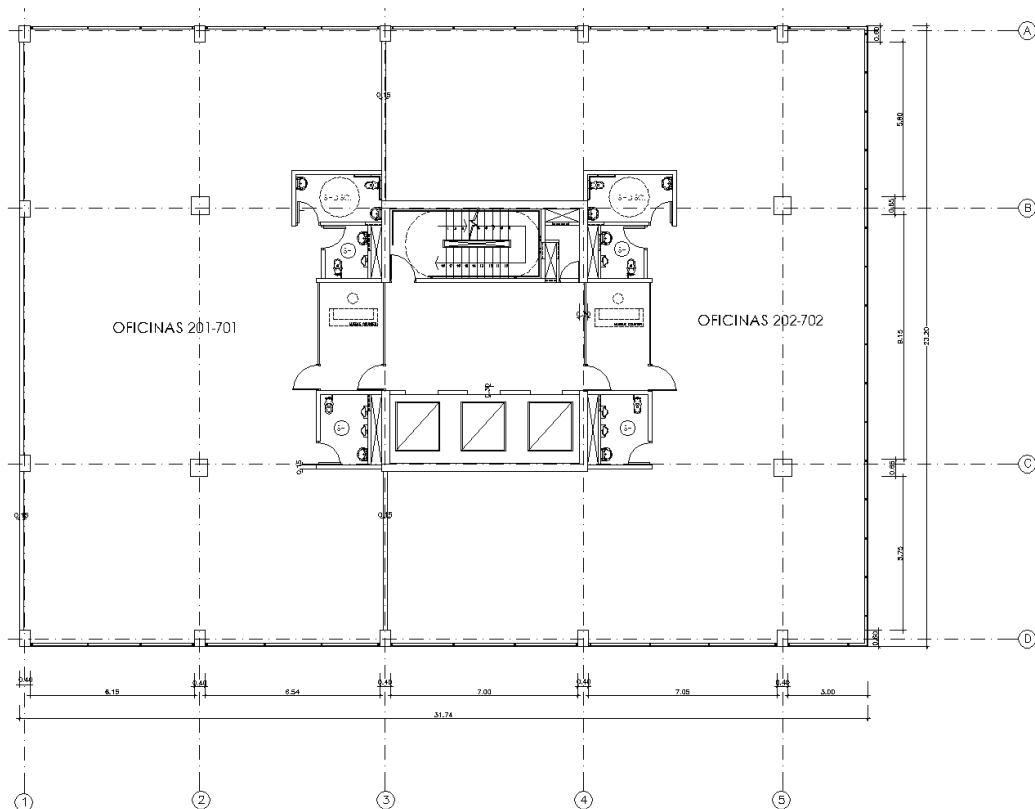


Figura 1.2 Planta de arquitectura del piso típico (segundo al séptimo piso).

### 1.3- Normas empleadas

El diseño y análisis estructural se realizó de acuerdo a las siguientes normas:

- Norma E. 020 Cargas.
- Norma E. 030 Diseño Sismorresistente (*del año 2003*).
- Norma E. 050 Suelos y Cimentaciones.
- Norma E. 060 Concreto Armado.

### 1.4- Cargas y método de diseño

La estructura será diseñada para resistir todas las cargas que puedan actuar sobre ella durante su vida útil. Se consideraron los siguientes tipos de cargas:

- **CM:** cargas muertas. Proviene del peso propio de los elementos estructurales, tales como: vigas, tabiques, acabados, el peso de los pisos y otros elementos, los cuales se mantendrán constantes en magnitud y fijos en posición.

- **CV:** cargas vivas. Proviene del peso de los ocupantes, equipos muebles y demás elementos móviles. La Norma E. 020 establece las cargas vivas mínimas dependiendo del uso de la estructura. En este caso, para un edificio de oficinas, la carga viva será de 250 Kg/m<sup>2</sup> y adicionalmente se consideró 50 Kg/m<sup>2</sup> de carga por tabiquería móvil. En corredores de uso común y escaleras la carga viva será 400 Kg/m<sup>2</sup>.
- **CS:** cargas de sismo. Son las cargas que simulan un movimiento sísmico sobre la estructura y se determinarán en base a la Norma E.030.

La metodología de diseño que se seguirá es la que propone la Norma E.060, mediante el método de Diseño por Resistencia. El método exige dar a todas las secciones de los elementos estructurales una Resistencia de Diseño ( $\phi R_n$ ), y se buscará cumplir 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 ( $R_u$ ) la Norma E.060 establece las combinaciones de cargas siguientes:

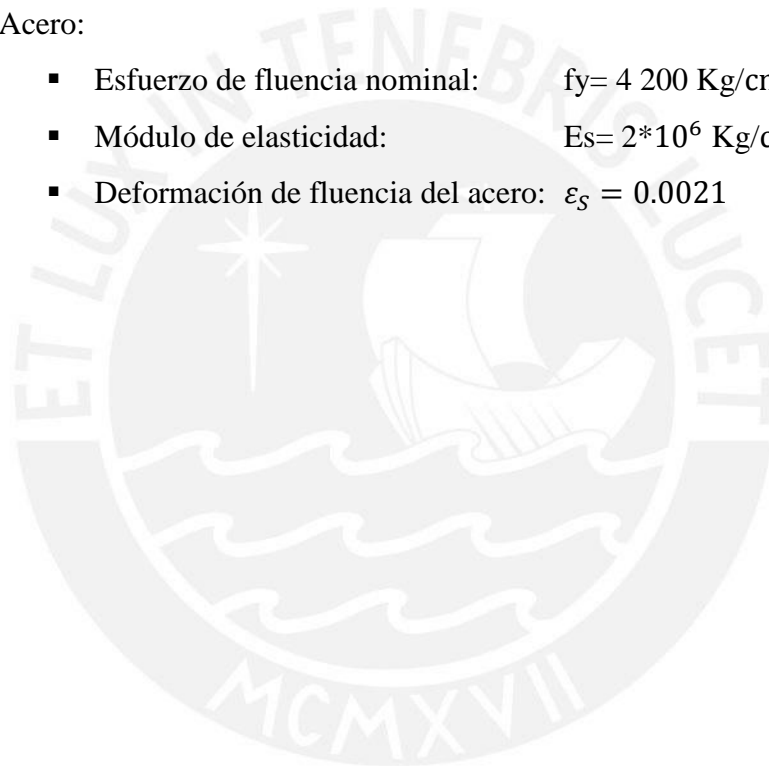
- **U1** = 1.4CM + 1.7CV
- **U2** = 1.25(CM+CV)  $\pm$  CS
- **U3** = 0.9CM  $\pm$  CS

Por otro lado, la norma también establece factores de reducción ( $\phi$ ) a usar de acuerdo a la siguiente tabla.

Solicitud	Factor de Reducción ( $\phi$ )
Flexión sin carga axial	0.90
Tracción y flexo-tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión:	
- Elementos con espirales	0.75
- Elementos con estribos	0.70

## 1.5- Materiales seleccionados

- Estudio del suelo:
  - Grava mal graduada.
  - Capacidad de carga admisible:  $4 \text{ Kg/cm}^2$
- Concreto:
  - Resistencia de diseño:  $f^c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
  - Módulo de elasticidad:  $E_c = 217\,000 \text{ Kg/cm}^2$
  - Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$
  - Deformación última del concreto:  $\varepsilon_c = 0.003$
- Acero:
  - Esfuerzo de fluencia nominal:  $f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$
  - Módulo de elasticidad:  $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
  - Deformación de fluencia del acero:  $\varepsilon_s = 0.0021$



## Capítulo II: ESTRUCTURACIÓN

### 2.1- Generalidades

Debido a que el proyecto se encuentra ubicado en la provincia de Lima, una región altamente sísmica, la estructuración del edificio deberá satisfacer dos solicitaciones importantes: las cargas de gravedad (CM y CV) y las fuerzas de sismo. Por tanto, el diseño deberá garantizar la seguridad de las personas que se encuentren dentro del edificio en caso se presente un sismo.

El planteamiento estructural se realizó en base a los planos de arquitectura, de manera tal que los elementos estructurales colocados no afecten la funcionalidad del edificio.

En el libro *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (Antonio Blanco Blasco, 1997), se señalan algunos de los principales criterios a tener en cuenta para la estructuración de un edificio. A continuación se mencionará y explicará los criterios tomados en cuenta para la estructuración del proyecto:

- Simplicidad y simetría. Se buscó que el edificio sea simétrico ya que se sabe que un edificio con simetría se comporta mejor ante un sismo, también se buscó tener una distribución de placas adecuada que ayude a controlar las derivas laterales ocasionadas por sismo. El edificio a diseñar posee una simetría respecto al eje X (eje longitudinal) y en el eje Y posee una ligera asimetría, más adelante se comprobará si por dicha asimetría la estructura es irregular.
- Rigidez lateral adecuada en dos direcciones ortogonales. Uno de los principales objetivos del diseño estructural es que la estructura no posea deformaciones laterales excesivas. Para lograr ello, los desplazamientos laterales serán controlados siguiendo las exigencias de la norma E.030. El edificio tendrá dos placas en forma de “C”, con ellas se espera dar al edificio la rigidez suficiente para no exceder los desplazamientos que la norma señala.
- Resistencia y ductilidad. El edificio deberá resistir las solicitaciones sísmicas y de gravedad de manera que presente un comportamiento dúctil. Para lograr

dicho comportamiento, los elementos de concreto armado deberán ser capaces de tomar deformaciones incluso luego de su etapa elástica.

- Uniformidad y continuidad de la estructura. Los elementos resistentes, tales como las columnas y placas, deberán tener continuidad en todos los pisos para así evitar esfuerzos excesivos en algunas secciones. La estructura sí es uniforme y continua dado que el edificio posee una planta típica en todos los pisos y ningún elemento estructural posee cambio significativo de dimensiones.
- Diafragma rígido competente en cada nivel. El techo deberá transmitir las fuerzas sísmicas a las vigas, placas y columnas, para lograr ello debemos evitar tener aberturas excesivas en el diafragma. El edificio no cuenta con aberturas significativas en las losas aligeradas ni en la losa maciza con lo que logrará una correcta transferencia de cargas.

En conclusión, el edificio estaría cumpliendo con las recomendaciones señaladas en el libro del ingeniero A. Blanco. Quedan dos puntos pendientes a comprobar: si la rigidez lateral es suficiente para cumplir con los requisitos de la norma y si la asimetría en el eje Y genera una torsión importante en el edificio.

## **2.2- Planteamiento de estructuración**

Se decidió usar losas aligeradas armadas en una dirección, paralelas al eje X (eje horizontal). Además, se usará vigas chatas en donde existan cargas de tabiques en la misma dirección del aligerado y en donde existan ductos para el paso de tuberías y ventilación. Por otro lado, para uniformizar las deflexiones en el eje del volado (eje 6 – paralelo al eje vertical Y), se decidió colocar una viga chata a lo largo de dicho eje.

El sistema resistente a cargas de sismo será conformado por dos placas en forma de “C”, ubicadas en las cajas de los ascensores y las escaleras. Para el techo comprendido entre las dos placas se colocó una losa maciza armada en dos direcciones, dicha zona será la más esforzada durante un evento sísmico por ello es más conveniente una losa maciza en vez de un aligerado.

Para tener una estructura uniforme, se decidió usar dos dimensiones de columnas (una dimensión para columnas perimetrales y otra dimensión para las columnas

internas) y dos dimensiones de vigas peraltadas (las dimensiones de las vigas dependerán de las luces libres que tengan las vigas).

En el siguiente capítulo (*Capítulo III: Predimensionamiento*) se explicará y justificará las dimensiones asignadas a cada elemento estructural.



## Capítulo III: PREDIMENSIONAMIENTO

Luego de realizar la estructuración del edificio se procedió a establecer las dimensiones de los elementos siguiendo las exigencias del RNE. Cabe resaltar que estas dimensiones son tentativas y están sujetos a análisis posteriores, es decir observando los resultados del análisis sísmico se cambiarán o mantendrán las dimensiones asignadas.

### 3.1- Losas aligeradas

Las losas aligeradas son las encargadas de recibir las cargas de gravedad y transmitir las a las vigas, además tienen la función de comportarse como diafragma rígido que conectan los elementos estructurales para garantizar desplazamientos compatibles entre ellos.

Para dar un peralte adecuado a las losas aligeradas, se consideró los criterios planteados en el libro del Ing. Antonio Blanco B. (*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*, 1997), el cual sugiere lo siguiente:

Peralte h (m)	Luces máximas recomendadas (m)	Peso propio aproximado (Kg/m <sup>2</sup> )
0.17	$L_n \leq 4$	280
0.20	$4 \leq L_n \leq 5.5$	300
0.25	$5 \leq L_n \leq 6.5$	350
0.30	$6 \leq L_n \leq 7.5$	420

- Donde: “h” es la altura o espesor de la losa aligerada, incluyendo los 0.05 m de losa superior y el espesor del ladrillo de techo.

Estos criterios son válidos para aligerados armados en una dirección en donde la sobrecarga máxima esté en el orden de 300 a 350 Kg/m<sup>2</sup>. En la presente estructura, la sobrecarga máxima que actúa en los pisos 1 al 6 es de 300 Kg/m<sup>2</sup> (250 Kg/m<sup>2</sup> por carga viva y 50 Kg/m<sup>2</sup> de tabiquería móvil); en la azotea (séptimo piso) será una sobrecarga de 100 Kg/m<sup>2</sup>, por tanto sí es válido adoptar los criterios del libro.

Dado que las luces de los aligerados están entre 6m y 7.10m, se decidió usar un peralte de 0.25 m a todos los aligerados para tener uniformidad y con la finalidad que de acuerdo a la norma E.060 no sea necesario verificar deflexiones.

### **3.2- Losas macizas**

Como se mencionó en el capítulo anterior, se decidió colocar una losa maciza en el paño contiguo a la zona de ascensores y escalera. Dicha zona al conectar a las placas en forma de “C” recibirá esfuerzos importantes en este plano que el análisis sísmico no muestra.

El paño de losa maciza tendrá las dimensiones de 7x4 m, por tanto el espesor adecuado de esta losa será de 0.20 m, con dicho espesor se estará garantizando un buen diafragma rígido en las zonas de aberturas.

### **3.3- Vigas peraltadas**

Para dimensionar vigas generalmente se considera un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre de la viga, incluyéndose el espesor de la losa de techo. El ancho mínimo recomendable para una viga de 0.25 m cuando forman parte de pórticos o elementos sismorresistentes.

Para dar el predimensionamiento de las vigas, se tomó las recomendaciones dadas en el libro del Ing. Antonio Blanco B. (*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*, 1997). Dicho libro sugiere que: vigas con luces entre 5.5m y 6.5m pueden ser de dimensiones entre 0.25x0.60m, 0.30x0.60m, 0.40x0.60m; y para vigas con luces entre 8.5m y 9.5m las dimensiones pueden ser 0.30x0.85m, 0.30x0.90m, 0.40x0.85m, 0.40x0.90m.

Teniendo en cuenta las pautas anteriores, se decidió usar vigas de 0.40x0.70m en los pórticos de los ejes 2 y 5 debido a que en dichos pórticos existen luces de 9.50m. En el resto de la estructura se usarán vigas 0.30x0.60m para tener uniformidad en los elementos.

Por último, para el predimensionamiento de vigas chatas se van a utilizar vigas con un peralte igual al espesor del aligerado (0.25m) y con un ancho que será calculado según las solicitaciones que se tenga. Dicho ancho, evitará el uso de estribos.

### 3.4- Columnas

En el caso de nuestro edificio, las placas serán las encargadas de recibir la mayor parte de cargas de sismo, por tanto las columnas recibirán cargas de sismo muy reducidas y su diseño estará gobernado por la carga axial que actúen sobre ellas. Para predimensionar las columnas se usó la siguiente expresión:

$$A_{col} = \frac{P_{serv}}{0.45 * f_c}$$

Donde:

- $A_{col}$  : Área transversal de la columna ( $cm^2$ )
- $P_{serv}$  : Carga vertical en servicio (Kg)
- $f_c$  : Resistencia nominal a compresión del concreto ( $Kg/cm^2$ )

Como ejemplo se hallarán las cargas de servicio que soporta la columna más esforzada. Dicha columna se encuentra ubicada en la intersección entre los ejes C y 2. En la figura 3.1 se muestra la ubicación y el área tributaria de esta columna.

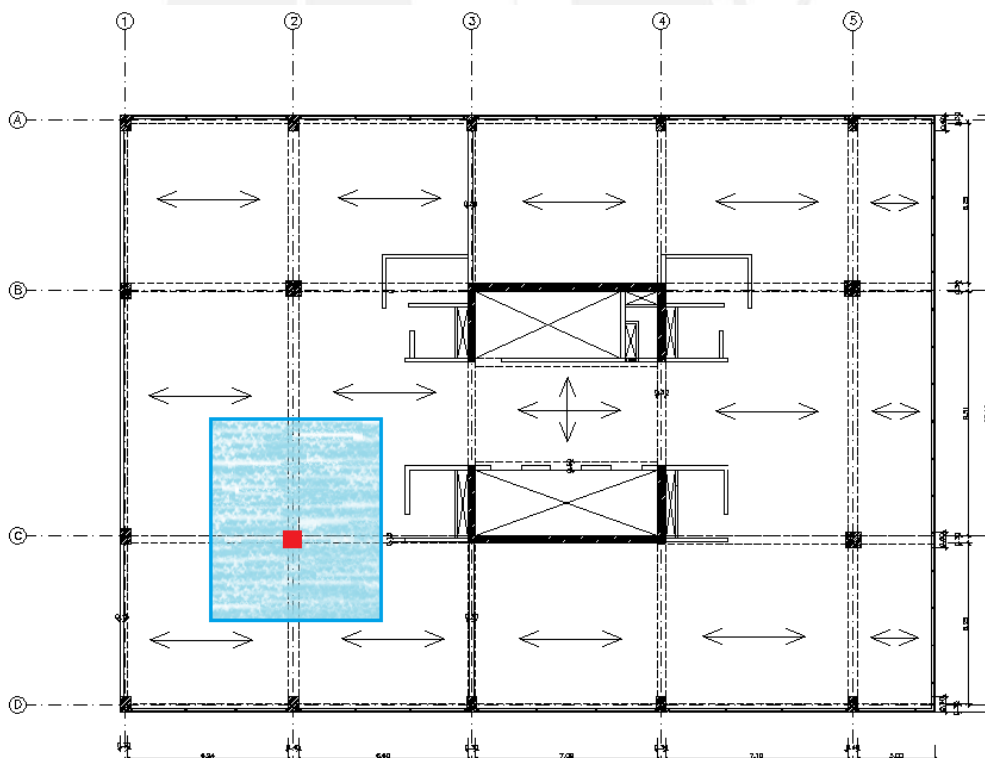


Figura 3.1. Ubicación de la columna C2 y área de influencia tomada.

Se asumió que el peso por metro cuadrado es de  $1 Tn/m^2$ . A continuación se mostrará el cálculo.

Piso	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso del piso	P servicio (Tn)
7	55.80	1 Tn/m <sup>2</sup>	55.80
6	55.80	1 Tn/m <sup>2</sup>	55.80
5	55.80	1 Tn/m <sup>2</sup>	55.80
4	55.80	1 Tn/m <sup>2</sup>	55.80
3	55.80	1 Tn/m <sup>2</sup>	55.80
2	55.80	1 Tn/m <sup>2</sup>	55.80
1	55.80	1 Tn/m <sup>2</sup>	55.80
<b>Suma:</b>			<b>390</b>

$$\Rightarrow A_{col} = \frac{3900 \times 100}{0.45 \times 210} = 4\ 100\ \text{cm}^2$$

De acuerdo al cálculo realizado, se procedió a colocar columnas de 0.65x0.65m (área: 4 225 cm<sup>2</sup>) para el caso de las columnas más esforzadas (columnas internas) y el resto de columnas (columnas perimetrales) serán de 0.40x0.60m. Cuando se realice el análisis estructural se comprobará si estas dimensiones son las adecuadas o si es conveniente cambiarlas para cumplir con los requerimientos de las normas.

### 3.5- Placas

Como se mencionó en el capítulo anterior, las placas tendrán la principal función de absorber las fuerzas del sismo, por ello tomarán el mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando así a los pórticos.

La Norma E.060 de Concreto Armado señala que las placas pueden tener un espesor mínimo de 0.10m, generalmente se consideran de 0.15m de espesor en el caso de edificio de pocos pisos, y de 0.20m, 0.25m ó 0.30m conforme se aumente el número de pisos. Por otro lado con el espesor de la placa se busca tener un buen anclaje de los fierros de las vigas peraltadas que se apoyan en dichos muros.

Se decidió utilizar placas de 30 cm de espesor en las cajas ascensores y escaleras (muros en forma de “C”), esta zona es la única donde la arquitectura nos permite colocar placas. Con este espesor se busca proporcionar una rigidez y resistencia

adecuada a toda la estructura, al realizar el análisis sísmico se comprobará si dicho espesor es suficiente o si es necesario aumentarlo.

### 3.6- Escaleras

Las escaleras poseen la función de permitir el tránsito vertical, interconectando los diferentes pisos del edificio.

El uso de dichas escaleras aumentará en caso de emergencia, ya que para el acceso cotidiano a los pisos superiores se emplearán los ascensores.

Según la geometría dada por la arquitectura, la escalera tendrá dos tramos y un descanso por piso. Para dimensionar una escalera el Reglamento Nacional de Construcciones (RNC) indica lo siguiente:

$$2cp + 1p = 60@64 \text{ cm}$$

Donde:

- cp: contrapaso (cm).
- p: paso (cm).

La altura de piso a techo del edificio es de 3.10m, por tanto haremos 18 contrapasos de 17.22cm ( $18 \cdot 0.1722 = 3.10\text{m}$ ) y el paso será 29cm.

Verificando:  $2 \cdot 17 + 29 = 63 \text{ cm}$ , con lo cual se comprueba que las dimensiones asumidas para los contrapasos y pasos son adecuados.

Finalmente, se asigna un espesor de garganta de 15cm para los dos tramos de la escalera y un espesor de 20cm para los descansos.

### 3.7- Tabiques

Los tabiques del edificio serán de ladrillo KK 0.24x0.13x0.09 m, Tipo IV y tendrán un espesor de 0.15m. Para disminuir la torsión en la planta del edificio se decidió separar los tabiques del edificio con 0.015m de poliestireno expandido (tecnopor).

## Capítulo IV: ANÁLISIS SÍSMICO

El edificio a diseñar se encuentra ubicado en Lima, una región altamente sísmica. Por tanto, el diseño y análisis estructural del proyecto deberá cumplir con los requisitos propuestos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030.

Se realizó dos análisis dinámicos: un análisis en traslación pura en las dos direcciones principales (X e Y) de la estructura, y otro análisis considerando tres grados de libertad por piso. Para ello, se empleó el programa ETABS como herramienta de análisis. Adicionalmente, se hará un análisis estático como la Norma E.030. exige. Los análisis dinámicos fueron comparados entre sí y con los resultados del análisis estático.

### 4.1- Definición de los parámetros

De acuerdo a la Norma E.030 se usaron los siguientes parámetros en el análisis sísmico.

- **Factor de zona (Z):** Este factor es un parámetro que relaciona la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Para el caso del Perú se consideran 3 zonas sísmicas distribuidas según su cercanía al cinturón de fuego. El edificio se encuentra en Lima, dicha ciudad pertenece a la Zona 3, por tanto  $Z=0.4$ .
- **Factor de Uso (U):** Relaciona la importancia del edificio de acuerdo al uso que tendrá. Dado que el edificio será usado para oficinas, es clasificado como “Categoría C Edificaciones Comunes”, por tanto el factor será  $U=1$ .
- **Parámetro del Suelo (S) y ( $T_p$ ):** El edificio se ubica en San Isidro, Lima, donde existe un “buen suelo” con presión admisible de  $4.0 \text{ Kg/cm}^2$  compuesto por una grava mal graduada típica de la zona. Por tanto el suelo es tipo S1, correspondiente a rocas o suelos muy rígidos. Entonces los factores serán  $S=1$  y  $T_p=0.4$ .
- **Factor de Amplificación Sísmica (C):** Este factor de amplificación es la respuesta de la estructura frente a la aceleración del suelo. Dicho factor se define la siguiente manera.

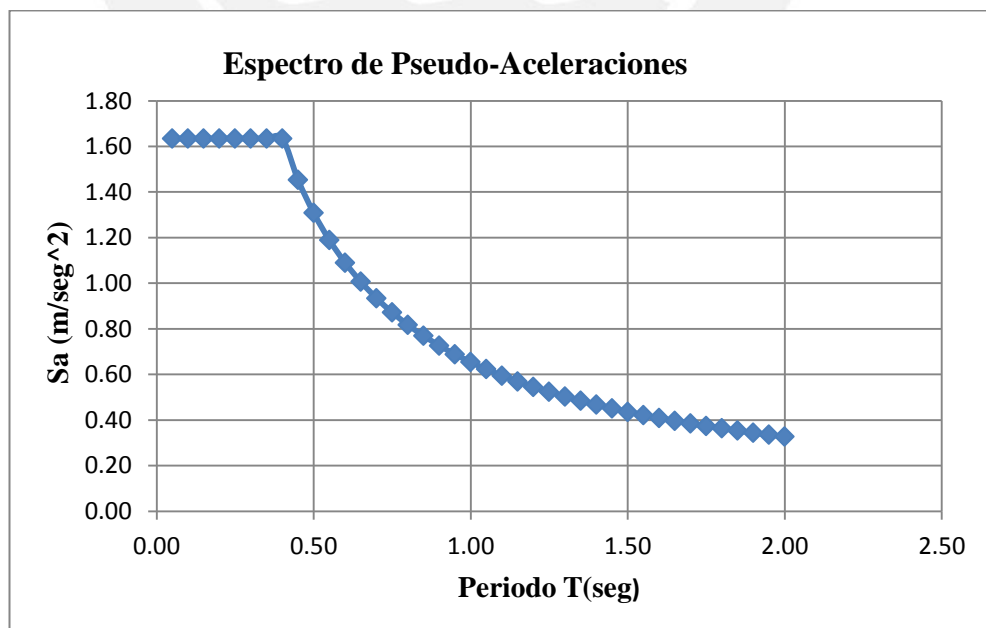
$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2,5$$

- Donde: T es el periodo fundamental de la estructura para cada dirección.
- **Coefficiente de Reducción (R):** El sistema estructural del edificio está basado en pórticos y muros de corte de concreto armado, tanto en la dirección X como en Y. Nuestro sistema estructural es un edificio de concreto armado de muros estructurales, ya que la cortante basal es tomada mayormente por las placas, por ello factor de reducción será:  $R_{xx}=R_{yy}=6$

En resumen, los parámetros para cada dirección serán:

Dirección	X-X	Y-Y
<b>T<sub>p</sub></b>	0.40	0.40
<b>Z</b>	0.40	0.40
<b>R</b>	6.00	6.00
<b>U</b>	1.00	1.00
<b>S</b>	1.00	1.00
<b>Factor (Z*U*g/R)</b>	<b>0.654</b>	<b>0.654</b>

A continuación, se mostrará el espectro de pseudo-aceleración que relaciona los valores  $S_a$  para los diversos valores de T.



El espectro de pseudo-aceleración será escalado con el valor de  $ZUg/R=0.654$ . De esta manera se obtendrá:  $S_a = (ZUCS/R)*g$ , (donde:  $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ ).

#### 4.2- Análisis de irregularidades

La Norma E.030, establece siete criterios de evaluación para clasificar un edificio como regular o irregular. Si se encuentra que el edificio es irregular en uno o más de dichos criterios, se le asignará a la estructura un coeficiente de reducción sísmica.

Configuración	Tipo de Irregularidad	Observación
Altura	Irregularidad de rigidez - piso blando	No presenta.
	Irregularidad de masa	No presenta.
	Irregularidad geométrica vertical	No presenta.
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	No presenta.
Planta	Irregularidad Torsional	Por comprobar con el análisis dinámico.
	Esquinas entrantes	No presenta.
	Discontinuidad de diafragma	No presenta.

La estructura no posee ninguna de las irregularidades que señala la norma, por lo que no se aplicará ningún factor de reducción adicional. Queda pendiente evaluar la irregularidad torsional.

#### 4.3- Resultados del análisis sísmico dinámico

##### 4.3.1- Modos de vibración

Como se dijo anteriormente, se realizaron dos análisis dinámicos: un análisis con 3 grados de libertad por nivel (dos componentes de traslación y una rotacional) y otro análisis de traslación pura en cada una de las direcciones consideradas (TPX y TPY).

A continuación se muestran dos tablas con los resultados del periodo y de masa participante en las dos direcciones, se mostrarán los 5 modos principales de vibración.

**3GDL****Traslación Pura****EJE X**

Modo	Periodo (seg)	% Masa Participante Eje X-X	Suma Masa Participante
<b>3</b>	<b>0.35</b>	<b>72.36</b>	72.36
6	0.09	20.05	92.41
11	0.05	4.63	97.03
15	0.03	1.79	98.83
17	0.02	0.77	99.60

**TPX**

Modo	Periodo (seg)	% Masa Participante Eje X-X	Suma Masa Participante
<b>1</b>	<b>0.35</b>	<b>72.33</b>	72.33
2	0.09	20.11	92.44
3	0.05	4.63	97.07
4	0.03	1.78	98.84
5	0.02	0.76	99.60

**3GDL****Traslación Pura****EJE Y**

Modo	Periodo (seg)	% Masa Participante Eje Y-Y	Suma Masa Participante
<b>1</b>	<b>0.57</b>	<b>44.11</b>	44.11
2	0.53	28.36	72.47
5	0.14	13.79	86.26
8	0.06	5.73	91.99
12	0.04	2.79	94.78

**TPY**

Modo	Periodo (seg)	% Masa Participante Eje Y-Y	Suma Masa Participante
<b>1</b>	<b>0.55</b>	<b>72.43</b>	72.43
2	0.14	16.39	88.82
3	0.06	6.34	95.16
4	0.04	2.90	98.06
5	0.03	1.31	99.37

De acuerdo a los resultados del análisis con 3GDL, se observa que el periodo fundamental en el eje X es 0.35 seg, pues su porcentaje de masa participante es de 72%. En el eje Y, el periodo fundamental es 0.57 seg con un porcentaje de masa participante de 44%.

Al observar la diferencia entre los periodos fundamentales de las direcciones X e Y (periodo en X menor que en la dirección Y), se confirma que la estructura en el eje X es más rígida que en el eje Y; esto es debido a que las placas en forma de C están orientadas horizontalmente lo que provee mayor rigidez a la estructura en el eje X.

Al comparar los resultados obtenidos en cada análisis (3GDL y traslación pura), se observa que en el eje Y existe mayor variación en los periodos y las masas participantes, esto manifiesta que en el eje Y existe menos simetría que en el eje X.

Adicionalmente, al observar las diferencias entre las masas participantes del eje Y, 44% en el análisis 3GDL y 72% en el análisis TPY, se deduce que el edificio posee una excentricidad en el eje X que produce un efecto torsión al realizar el análisis de 3GDL. Es decir, dicha torsión se manifiesta en el análisis de 3GDL disminuyendo la masa participante de 72% a 44%.

A continuación se muestra la siguiente tabla con las coordenadas de los centros de masa (CM) y los centros de rigidez (CR) en cada piso. Con dichas coordenadas se podrá observar las excentricidades que existen ( $e = CM - CR$ ) en cada dirección ( $e_x$  y  $e_y$ ).

Nivel	Centro de Masa		Centro de Rigidez		Excentricidad	
	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
Piso 1	15.65	11.48	16.99	11.46	-1.34	0.02
Piso 2	15.65	11.48	16.93	11.46	-1.28	0.02
Piso 3	15.65	11.48	16.81	11.46	-1.16	0.02
Piso 4	15.65	11.48	16.69	11.46	-1.04	0.02
Piso 5	15.65	11.48	16.58	11.46	-0.93	0.02
Piso 6	15.65	11.48	16.49	11.46	-0.83	0.02
Piso 7	15.61	11.48	16.40	11.46	-0.79	0.02
<b>Promedio</b>					<b>-1.05</b>	<b>0.02</b>

En la dirección Y existe una torsión en la estructura, debido a que en el eje X existe una excentricidad promedio de 1.05 m. En el siguiente acápite (4.3.2. Irregularidad torsional) se evaluará que dicha torsión no supere los límites que la norma exige, de lo contrario el edificio será catalogado como irregular. En la figura 4.1 se muestra la ubicación promedio del CM y el CR.

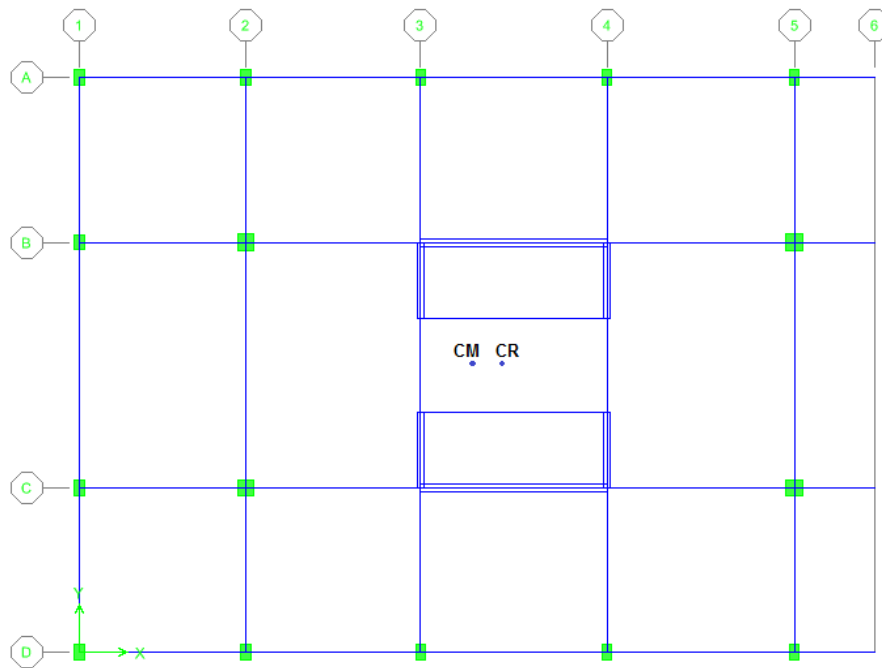


Figura 4.1 Ubicación del CM y el CR

Por último, con los periodos fundamentales hallados se calculó el factor de amplificación sísmica  $C$ , según indica la norma.

- $C_{xx} = 2.5 \cdot (0.4/0.35) = 2.86 \geq 2.5 \Rightarrow C_{xx} = 2.50$
- $C_{yy} = 2.5 \cdot (0.4/0.57) = 1.75 \Rightarrow C_{yy} = 1.75$

Adicionalmente, la norma exige verificar que  $C/R > 0.125$ . Conociendo que  $R_{xx}=R_{yy}=6$ , entonces:

Dirección	X	Y
C/R	0.42	0.29

En conclusión, se cumple con el requisito de  $C/R > 0.125$ .

#### 4.3.2- Irregularidad torsional

A continuación se procedió a verificar, según dicta la norma E.030., la existencia de irregularidad torsional. Para ello evaluaron dos condiciones, de cumplirse ambas condiciones a la vez se concluirá que el edificio posee irregularidad torsional. Dichas condiciones son las siguientes:

- El desplazamiento relativo máximo ( $\Delta_{\text{máx}}$ ) en un extremo del edificio no deberá ser mayor que 1.3 veces el desplazamiento promedio entre este desplazamiento relativo y el correspondiente a su extremo opuesto ( $\Delta_{\text{prom}} = (\Delta_{\text{máx}} + \Delta_{\text{mín}})/2$ ).
- El desplazamiento promedio no deberá exceder la mitad del desplazamiento máximo permisible ( $\Delta_{\text{prom}} < 0.5 \Delta_{\text{perm}}$ ).

En resumen, de cumplirse las siguientes relaciones al mismo tiempo habrá irregularidad torsional.

- $\Delta_{\text{máx}} / \Delta_{\text{prom}} > 1.3$
- $\Delta_{\text{prom}} / \Delta_{\text{perm}} > 0.5$

Para comparar el desplazamiento permisible primero se procedió a calcular dicho valor, entonces:  $\Delta_{\text{perm}} = 0.007 \cdot h = 0.007 \cdot 3.1 = 0.0217$  m. Este desplazamiento es el desplazamiento permisible por piso.

A continuación se mostrará la siguiente tabla con los valores de los desplazamientos relativos máximos y mínimos obtenidos tanto para el sismo en X como en Y. Dichos desplazamientos se dieron en los puntos 8 y 14 (ver figura 4.2). Adicionalmente, la tabla muestra la relación existente entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento promedio y la relación entre el desplazamiento promedio y el desplazamiento permisible.

- $\Delta_{\text{Rel máx}} = \Delta \cdot (0.75 \cdot R)$
- $\Delta_{\text{Rel mín}} = \Delta \cdot (0.75 \cdot R)$

<b>SISMO Y</b>				$\Delta_{perm} (m) = 0.0217$	
<b>Nivel</b>	<b>Punto 8</b>	<b>Punto 14</b>	<b>Desplazamientos promedio</b> $\Delta_{prom} (m)$	$\Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_{prom}$	$\Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_{perm}$
	$\Delta$ Rel Máx (m)	$\Delta$ Rel Mín (m)			
<b>Piso 7</b>	0.009	0.008	0.008	1.08	0.41
<b>Piso 6</b>	0.010	0.009	0.009	1.07	0.46
<b>Piso 5</b>	0.011	0.009	0.010	1.11	0.52
<b>Piso 4</b>	0.011	0.009	0.010	1.11	0.52
<b>Piso 3</b>	0.011	0.009	0.010	1.12	0.50
<b>Piso 2</b>	0.009	0.007	0.008	1.12	0.39
<b>Piso 1</b>	0.005	0.003	0.004	1.22	0.23

<b>SISMO X</b>				$\Delta_{perm} (m) = 0.0217$	
<b>Nivel</b>	<b>Punto 8</b>	<b>Punto 14</b>	<b>Desplazamientos promedio</b> $\Delta_{prom} (m)$	$\Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_{prom}$	$\Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_{perm}$
	$\Delta$ Rel Máx (m)	$\Delta$ Rel Mín (m)			
<b>Piso 7</b>	0.005	0.005	0.005	1.04	0.25
<b>Piso 6</b>	0.005	0.005	0.005	1.00	0.25
<b>Piso 5</b>	0.005	0.005	0.005	1.00	0.25
<b>Piso 4</b>	0.005	0.005	0.005	1.00	0.25
<b>Piso 3</b>	0.005	0.005	0.005	1.00	0.21
<b>Piso 2</b>	0.004	0.004	0.004	1.00	0.19
<b>Piso 1</b>	0.002	0.002	0.002	1.00	0.10

De la tabla anterior podemos concluir que no existe irregularidad torsional, ya que las condiciones anteriormente mencionadas no se cumplen a la vez. Por lo tanto, toda la estructura es regular.

Adicionalmente se observa que el desplazamiento promedio en la dirección Y es de 0.008 m, mientras que en X es de 0.004 m; con ello se comprobó una vez más que la estructura es más rígida en X que en Y.

En la figura 4.2 se muestran los puntos de mayor y menor desplazamientos relativos (8 y 14 respectivamente), tanto para el sismo en X como el sismo en Y.

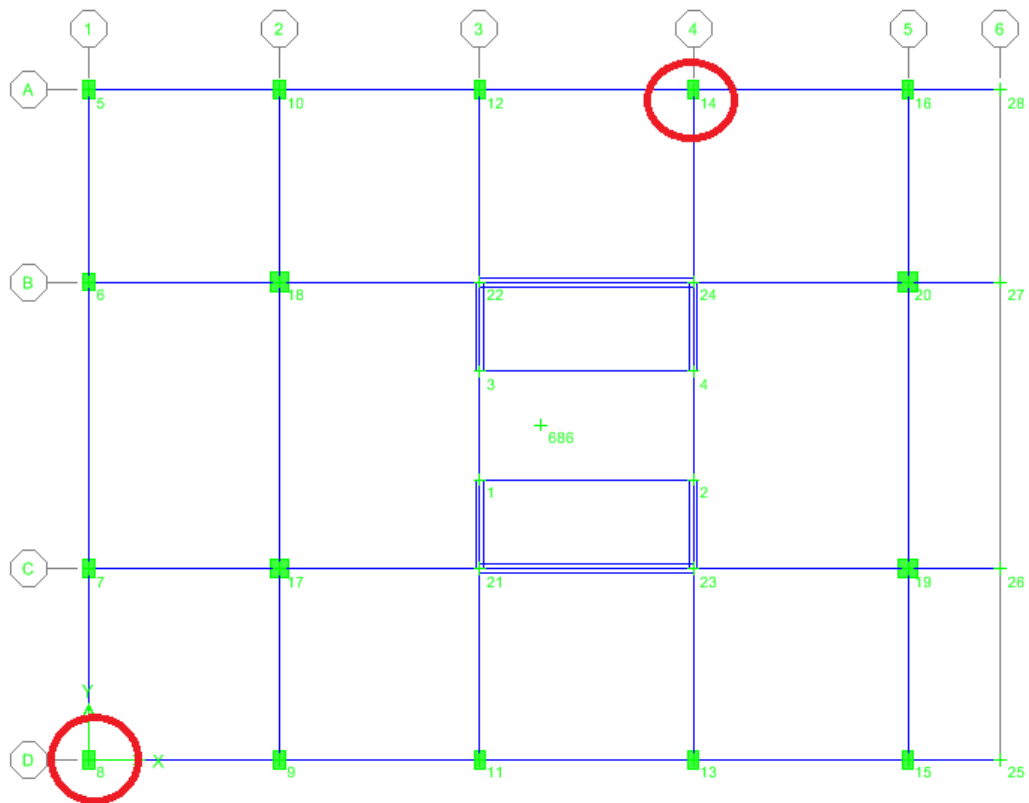


Figura 4.2 Planta del edificio con los puntos 8 y 14 con mayor y menor desplazamientos relativos, respectivamente.

#### 4.3.3- Control de las derivas de entrepiso

La norma E.030 exige que el desplazamiento de entrepiso (deriva) no deberá sobrepasar de 0.007. Las derivas obtenidas en el análisis dinámico se multiplicaron por  $0.75 \cdot R$ , de esta forma se calculó la deriva inelástica a partir de la deriva elástica.

Entonces: Deriva inelástica =  $0.75 \cdot R \cdot (\text{Deriva elástica})$ . El coeficiente de reducción es  $R_{xx} = R_{yy} = 6$ . En la siguiente tabla se observan los resultados de las derivas inelásticas.

Nivel	Carga	Punto	Deriva elástica máx en X (mm)	Deriva inelástica máx en X (mm)
PISO 7	SISMO X	25	0.37	1.66
PISO 6	SISMO X	25	0.39	1.77
PISO 5	SISMO X	25	0.40	1.79
PISO 4	SISMO X	25	0.38	1.72
PISO3	SISMO X	25	0.34	1.54
PISO 2	SISMO X	25	0.27	1.23
PISO 1	SISMO X	15	0.17	0.75

Nivel	Carga	Punto	Deriva elástica máx en Y (mm)	Deriva inelástica máx en Y (mm)
PISO 7	SISMO Y	8	0.64	2.87
PISO 6	SISMO Y	8	0.73	3.29
PISO 5	SISMO Y	8	0.79	3.57
PISO 4	SISMO Y	8	0.81	3.66
PISO3	SISMO Y	8	0.77	3.44
PISO 2	SISMO Y	8	0.63	2.82
PISO 1	SISMO Y	8	0.35	1.57

Se puede observar que las derivas inelásticas máximas en X es 1.80 mm y en Y es 3.70 mm. En todos los casos se comprobó que las derivas son menores que el límite de 7mm de la norma E.030. En la figura 4.3 se muestran los dos puntos que poseen mayor deriva (puntos 25 y 8) para sismo en X y sismo en Y respectivamente.

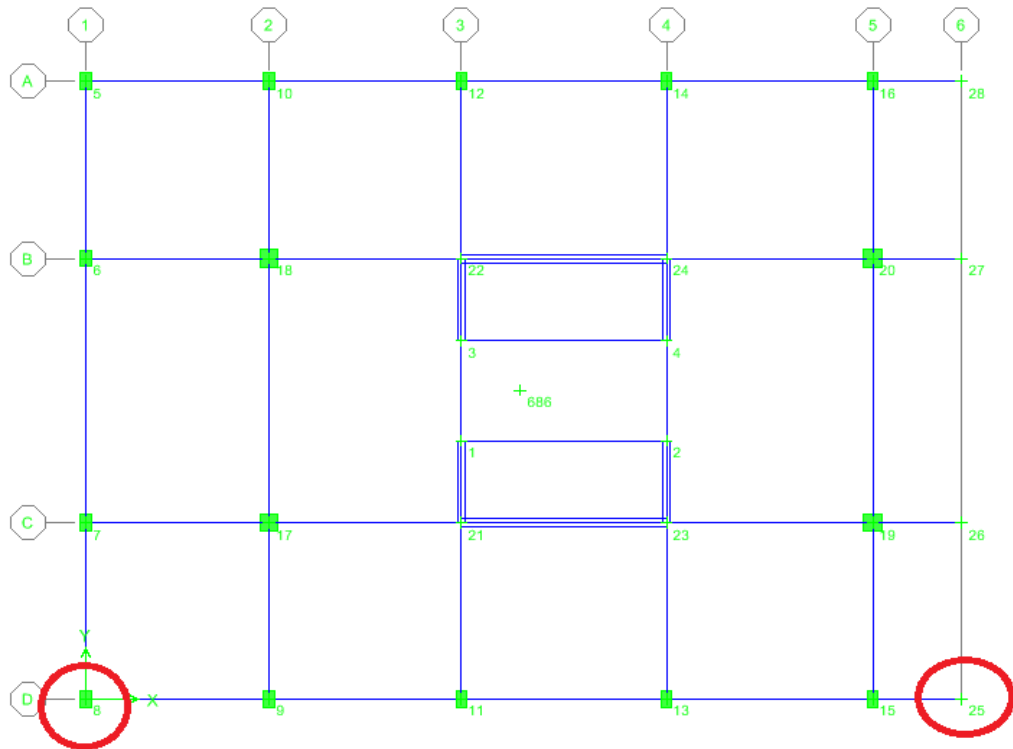


Figura 4.3 Planta del edificio con los puntos de mayor derivas.

#### 4.3.4- Cortante basal

##### 4.3.4.1- Cortante basal en el análisis estático

Con los parámetros: Z, U, C, S y R (definidos en el acápite 4.1) y el periodo fundamental en cada dirección (hallado en el acápite 4.3.1), se calculó la cortante estática del edificio.

Mediante un metrado manual de toda la estructura se calculó que el peso total del edificio es de 4170 Ton, según la norma en dicho metrado a las cargas muertas se le adicionó un 25% de la carga viva del edificio. En la siguiente tabla se observa el cálculo del peso total del edificio.

Peso piso típico: Del primer al sexto piso	610 Ton
Peso azotea: Sin tabiques y con CV=100 Kg/m <sup>2</sup>	510 Ton
Peso total del edificio (P):	<b>4170 Ton</b>
Peso en Kg/m <sup>2</sup>	840 Kg/m <sup>2</sup>

La cortante basal estática se calculó mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Dirección	X-X	Y-Y
Periodo (T)	0.35	0.57
Tp	0.40	0.40
C calculado	2.86	1.75
C usado	2.50	1.75
Z	0.40	0.40
R	6.00	6.00
U	1.00	1.00
S	1.00	1.00
P (ton)	4170	4170
<b>V cortante (ton)</b>	<b>695</b>	<b>488</b>

#### 4.3.4.2- Cortante basal en el análisis dinámico

A continuación se procedió a analizar las cortantes basales resultantes de los análisis dinámicos: 3GDL y traslación pura. En la siguiente tabla se muestran las cortantes basales en cada piso para los sismos en X y en Y.

Piso	3GDL		Traslación pura	
	Vx (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)
Piso 7	125	89	125	98
Piso 6	236	160	236	176
Piso 5	320	214	320	234
Piso 4	383	256	383	281
Piso 3	431	290	431	317
Piso 2	464	313	464	342
Piso 1	<b>480</b>	<b>325</b>	<b>480</b>	<b>355</b>

Se observa en la tabla anterior que para la dirección Y existe una diferencia entre las fuerzas cortantes obtenidas para el caso de 3GDL (325 ton) y el de traslación pura (355 ton). Dicha diferencia se debe a que los periodos fundamentales en cada uno de los casos difieren entre sí; para el caso de 3GDL su periodo fue 0.57 seg y para el caso de traslación pura fue 0.55 seg. Por otro lado, se sabe que existe una excentricidad en el eje X que está produciendo un efecto torsión al realizar el análisis 3GDL, dicho efecto también está influyendo en las fuerzas cortantes.

#### 4.3.4.3- Comparación de cortante basal

La norma E.030 exige que la cortante basal del análisis dinámico de 3GDL para estructuras regulares sea mayor que el 80% de la fuerza cortante basal estática. De lo contrario, se deberá escalar los resultados obtenidos para así incrementar dichos resultados, excepto los desplazamientos (factor de escala =  $\frac{80\% * V \text{ estático}}{V \text{ dinámico}}$ ).

En la siguiente tabla compararon las cortantes basales de cada análisis y de ser necesario se calculó los factores de escala a emplear.

	Dirección XX	Dirección YY
<b>V dinámico</b>	480	325
<b>V estático</b>	695	488
<b>80% * Vestá</b>	556	390
<b>V diná &gt; 80% * Vestá</b>	No cumple	No cumple
<b>Factor de Escala</b>	<b>1.16</b>	<b>1.20</b>

En la tabla anterior se observa que fue necesario escalar los resultados (a excepción de los desplazamientos) tanto para la dirección X como para la dirección Y.

#### 4.4.- Junta sísmica

A continuación se calcularon las juntas de separación sísmica (s), según las exigencias de la norma E.030. La norma brinda tres criterios para hallar la junta, se deberá elegir el mayor.

- $s \geq 3\text{cm}$
- $s = 3 + 0.004 (h-500)$  Donde: h es la altura total del edificio en cm.

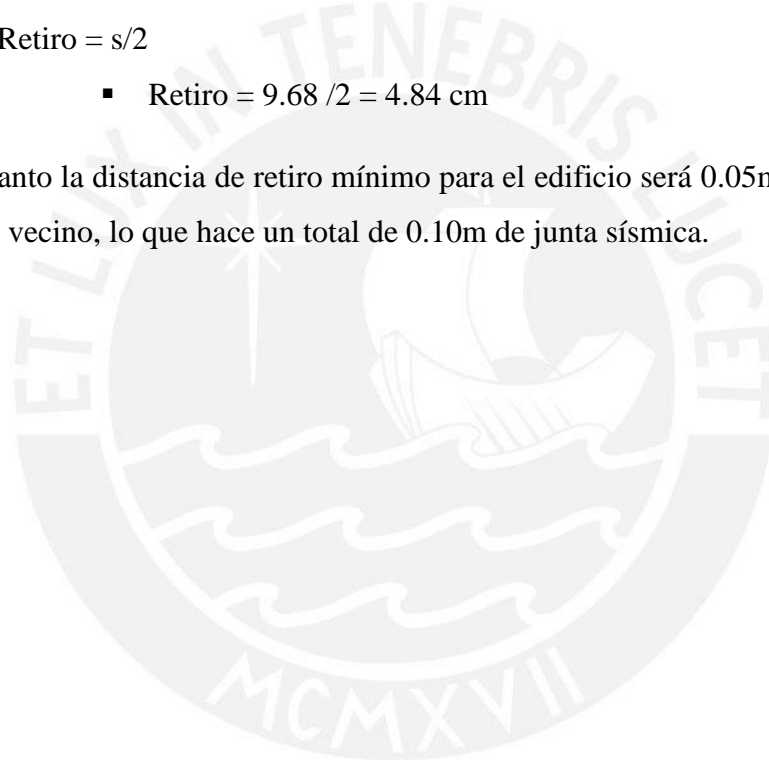
$$\Rightarrow s = 3 + 0.004(2170-500) = 10 \text{ cm}$$

- El tercer criterio no es aplicable dado que se desconoce cuáles serán los desplazamientos de la edificación vecina (eje 1).

La norma señala también que el edificio deberá retirarse de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, distancias no menores a los  $2/3$  del desplazamiento máximo inelástico, ni menores que el  $s/2$ .

- Retiro =  $2/3 * \Delta_{\text{máx}}$ 
  - Retiro en Y =  $2/3 * (6.6) = 4.40 \text{ cm}$
  - Retiro en X =  $2/3 * (3.2) = 2.13 \text{ cm}$
- Retiro =  $s/2$ 
  - Retiro =  $9.68 / 2 = 4.84 \text{ cm}$

Por lo tanto la distancia de retiro mínimo para el edificio será 0.05m, y 0.05m para el edificio vecino, lo que hace un total de 0.10m de junta sísmica.



## Capítulo V: METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas consiste en calcular las cargas de gravedad que actuarán sobre los diferentes elementos estructurales del edificio. La Norma E.020 de Cargas, define dos tipos de cargas de gravedad, ya antes mencionadas y definidas: Carga muerta (CM) y carga viva (CV).

La carga viva será llamada la sobrecarga del edificio y la Norma E.020 define su magnitud de acuerdo al uso del edificio. Para un edificio destinado a oficinas, la sobrecarga a considerar será de  $250\text{Kg/m}^2$  y se considerará  $50\text{Kg/m}^2$  de tabiquería móvil. Para corredores y escaleras de uso común la CV será  $400\text{Kg/m}^2$  y para la azotea del edificio se usará  $100\text{Kg/m}^2$ .

Para el metrado de cargas, se utilizó el método de áreas tributarias o zonas de influencia, separando la carga muerta de la carga viva.

Los siguientes valores de cargas y pesos unitarios fueron tomados de la Norma E.020 de Cargas y del libro de A. Blanco.

Pesos Unitarios		
Losa Aligerada (h = 25 cm)	350	$\text{Kg/m}^2$
Piso Terminado	100	$\text{Kg/m}^2$
Concreto Armado	2400	$\text{Kg/m}^3$
Albañilería (unidades de arcilla cocida huecas)	1350	$\text{Kg/m}^3$
Vidrio (muro cortina)	50	$\text{Kg/m}^2$

Sobrecarga		
Oficinas	250	$\text{Kg/m}^2$
Azotea	100	$\text{Kg/m}^2$
Tabiquería móvil	50	$\text{Kg/m}^2$
Corredores y escaleras	400	$\text{Kg/m}^2$

En los siguientes capítulos se procederá a explicar el diseño de los diversos elementos estructurales realizando primero el metrado de cargas del elemento.

## Capítulo VI: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Para diseñar la losa aligerada se tomó en cuenta el modelo de una viga de sección “T” y se consideró como una viga continua sobre apoyos simples. En el diseño del refuerzo positivo se consideró una sección rectangular de 0.40m de ancho ya que la profundidad del bloque de compresiones en el ala de la sección “T” es menor a 0.05m. De la misma forma, para el refuerzo negativo se consideró una sección rectangular de 0.10m de ancho debido a que la profundidad del bloque de compresiones en el alma de la sección “T” es menor a 0.20m.

Las losas aligeradas se diseñaron por flexión y cortante. Se consideró únicamente el efecto de las cargas de gravedad (muertas y vivas) aplicadas en la losa, ya que la losa aligerada no recibe esfuerzos por sismo. La combinación de cargas utilizada fue:

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

En análisis de cargas se empleó el programa ETABS, hallando los diagramas de momento flector y de fuerza cortante a la cara del elemento, posteriormente se realizó el diseño con la ayuda de del programa Excel.

### 6.1- Metrado de cargas

Para el metrado de las losas aligeradas en una dirección, se consideró una franja tributaria de 0.40m de ancho correspondiente al ancho de una vigueta. Las cargas distribuidas se dan en Kg/m y las cargas concentradas debido a tabiques transversales al aligerado se dan en Kg.

Como ejemplo, se mostrará el metrado de la Vigueta Tipo 1, ubicada entre los ejes C-D y 1-5 del piso típico. En la figura 6.1 se muestra la ubicación de la vigueta a evaluar.

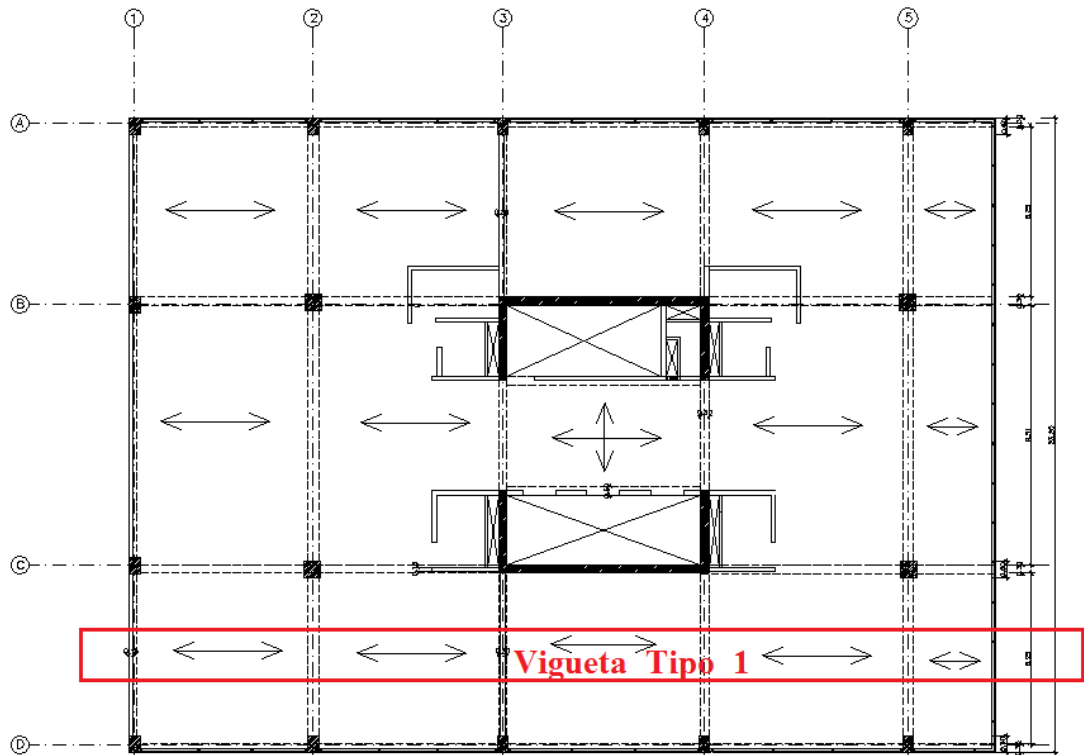


Figura 6.1 Ubicación de la Vigueta Tipo 1.

El metrado de cargas de la vigueta es el siguiente.

<b>CM</b>	Peso propio	$0.4 \cdot 350 =$	140	180 Kg/m
	Piso terminado	$0.4 \cdot 100 =$	40	
<b>CV</b>	Sobrecarga	$0.4 \cdot (250 + 50) =$	120	120 Kg/m
<b>CU</b> = $1.4 \cdot \text{CM} + 1.7 \cdot \text{CV} =$			<b>460</b>	<b>Kg/m</b>

Adicionalmente, el aligerado recibirá una carga concentrada debido al peso distribuido del muro cortina, dicho peso actúa lo largo de todo el eje en volado.

- Carga distribuida debido al muro cortina:  $50 \text{ Kg/m}^2$  (considerando un vidrio con espesor de 8mm)
- Altura de entrepiso: 3.10 m
  - ⇒ Peso distribuido:  $3.10 \cdot 50 = 155 \text{ Kg/m}$
  - ⇒ **CM** =  $0.4 \cdot 155 = 60 \text{ Kg}$
  - ⇒ **CU** =  $1.4 \cdot 60 = 80 \text{ Kg}$

## 6.2- Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tomó en cuenta las indicaciones de la Norma E. 060 que fija un límite para el acero máximo y mínimo en los refuerzos positivos y negativos de la vigueta.

Las dimensiones de la sección "T" a evaluar se muestran la figura 6.2.

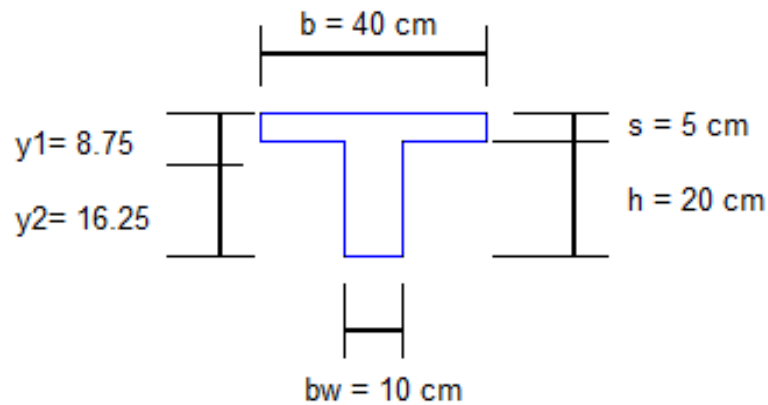


Figura 6.2 Sección "T" del Aligerado

A continuación se calculará el área de acero mínimo requerido por la norma.

- $As_{min}^- = \frac{1.2 * Mcr^-}{0.9 * f'c * y * (0.95 * d)}$
- $As_{min}^+ = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$

Hallando:  $Mcr^- = \frac{fr * Ig}{y1}$

$Ig = 22708.3 \text{ cm}^4$ ;  $fr = 2 * \sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$ ;  $y1 = 8.75 \text{ cm}$ ;

$$Mcr^- = 75217 \text{ kg} * \text{cm}$$

Sabiendo:  $d = 22 \text{ cm}$ ;  $bw = 10 \text{ cm}$

$$\Rightarrow As_{min}^- = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow As_{min}^+ = 0.53 \text{ cm}^2$$

A continuación se halla el área acero máximo permitido por la norma:

- $As_{máx} = 0.75 * As_b$

Hallando: 
$$A_{s_b} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot (0.85 \cdot c) \cdot b}{f_y}$$

Donde: 
$$c = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} \cdot d = \frac{0.003}{0.0051} \cdot 19 = 12.9 \text{ cm}$$

Para  $A_{s_b}^+$ :  $b = 40 \text{ cm} \Rightarrow A_{s_b}^+ = 11.05 \text{ cm}^2$

Para  $A_{s_b}^-$ :  $b_w = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{s_b}^- = 4.7 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_{s_{\text{máx}}}^+ = 8.3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s_{\text{máx}}}^- = 3.5 \text{ cm}^2$$

Luego de hallar las cantidades máximas y mínimas de acero permitido, se procederá a hallar la cantidad de acero necesario ( $A_s$ ) para resistir los momentos últimos ( $M_u$ ) obtenidos del análisis. Para ello se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$M_u = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right); \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}; \quad a = 0.85 \cdot c$$

Donde:

- $b$ : es el ancho en compresión. (para  $M_u^+$ :  $b = 40 \text{ cm}$  y para  $M_u^-$ :  $b = 10 \text{ cm}$ )
- $d$ : peralte efectivo, igual a 22 cm.
- $a$ : la altura del bloque de compresiones

### 6.3- Diseño por corte

Para el diseño por corte se tomó en cuenta las fuerzas cortantes últimas ( $V_u$ ) obtenidas del análisis estructural a una distancia “ $d$ ” (peralte efectivo) de la cara del apoyo.

La fuerza cortante última, según la norma, no debe ser mayor o igual a la resistencia al corte del concreto ( $\phi V_c \geq V_u$ ). La resistencia del concreto debe ser sin considerar el aporte del acero, dado que las viguetas de las losas aligeradas no llevan estribos. La resistencia al corte se halló con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi \cdot (1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

Donde:

- $\phi = 0.85$  (factor de reducción por corte).

Si la resistencia al corte del concreto supera a la fuerza cortante última se reforzará la sección ensanchando la base. Con los ensanches se aumenta la resistencia al corte del concreto. Según la norma estos ensanches se harán de forma alternada o corrida, según sea necesario, hasta una distancia necesaria para cumplir con lo solicitado ( $\phi V_c \geq V_u$ ). Estas distancias estarán en función a las dimensiones de los ladrillos pasteleros reemplazados.

En la figura 6.3 se muestra el detalle de cómo es un ensanche alternado y uno corrido.

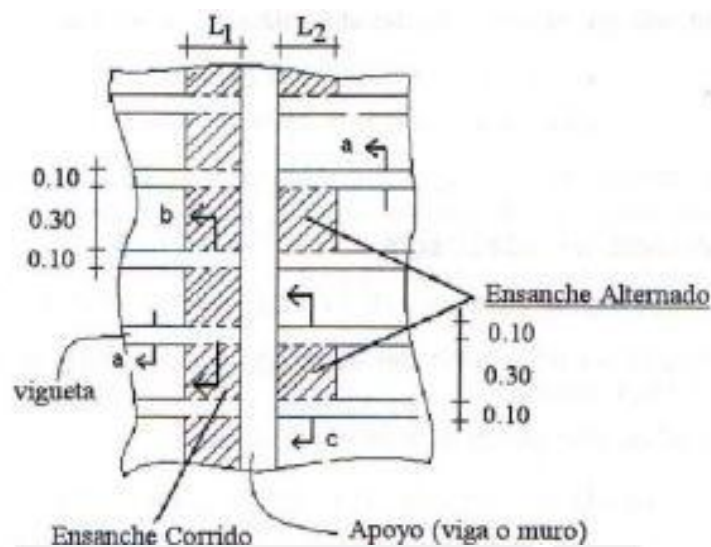


Figura 6.3 Detalle de ensanche alternado y ensanche corrido.

Referencia: Ottazzi G., (2012). Apuntes del curso Concreto Armado 1 (13ra ed.).

(Fig. 11-1a Vista en planta de los ensanches corridos y alternados)

#### 6.4- Corte del acero de refuerzo

El corte de las barras de acero se realizó en función a la resistencia última requerida por flexión. La longitud se midió desde la cara del apoyo hasta una distancia en donde el momento suministrado por el acero sea superior al momento requerido por las cargas de diseño ( $\phi M_n \geq M_u$ ), a esta longitud se adicionó una longitud de anclaje que depende del diámetro de las barras colocadas.

## 6.5- Ejemplo de diseño de losa aligerada

Se tomó como ejemplo de diseño la Vigueta Tipo 1 ubicada entre los ejes C-D y 1-5 del techo del primer piso (piso típico). En el acápite 6.1 se mostró la ubicación y se realizó el metrado de cargas de dicha vigueta, se hallaron las siguientes cargas:

- Carga distribuida:  $CU = 0.46 \text{ ton/m}$
- Carga puntual en el volado:  $CU = 0.08 \text{ ton}$

En la figura 6.4 se muestra el modelo en ETABS del aligerado con sus cargas últimas.

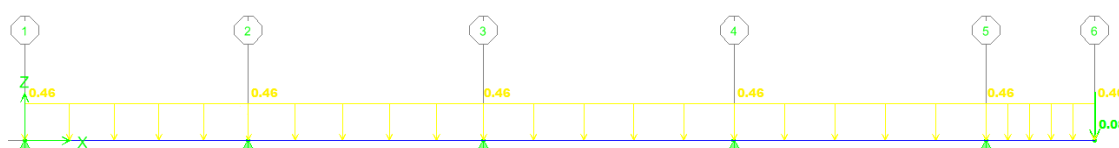


Figura 6.4 Modelo de vigueta 1: ejes C-D y 1-5

### 6.5.1- Diseño por flexión

Eje	Mu* (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Barras colocadas	ØMn (ton*m)
1	0.00	10.00	22.00	-	As min	1Ø1/2"	1.00
	+ 1.46	40.00	22.00	1.06	+ 1.80	1Ø1/2" + 1Ø3/8"	1.62
2	- 2.00	10.00	22.00	6.67	- 2.83	1Ø1/2" + 1Ø1/2"	1.85
	+ 0.64	40.00	22.00	0.46	+ 0.78	1Ø3/8"+ 1Ø3/8"	1.16
3	- 1.69	10.00	22.00	5.46	- 2.32	1Ø1/2" + 1Ø1/2"	1.85
	+ 1.04	40.00	22.00	0.75	+ 1.27	1Ø3/8"+ 1Ø3/8"	1.16
4	- 1.92	10.00	22.00	6.35	- 2.70	1Ø1/2" + 1Ø1/2"	1.85
	+ 0.87	40.00	22.00	0.62	+ 1.06	1Ø3/8"+ 1Ø3/8"	1.16
5	- 2.12	10.00	22.00	7.17	- 3.05	1Ø1/2" + 1Ø5/8"	2.25

\*Mu: Momento último tomado a la cara de cada tramo ( $MU = 1.4*CM + 1.7*CV$ ).

En la tabla anterior se observa que para los momentos en los ejes 2 y 4, se tiene un déficit de acero de 9% y 4%. Dichos déficit son aceptables en el diseño.

### 6.5.2- Verificación por fuerza cortante

La resistencia del concreto al corte es:  $\phi V_c = 1.58 \text{ ton}$

Tramo de aligerado entre los ejes 1-2:

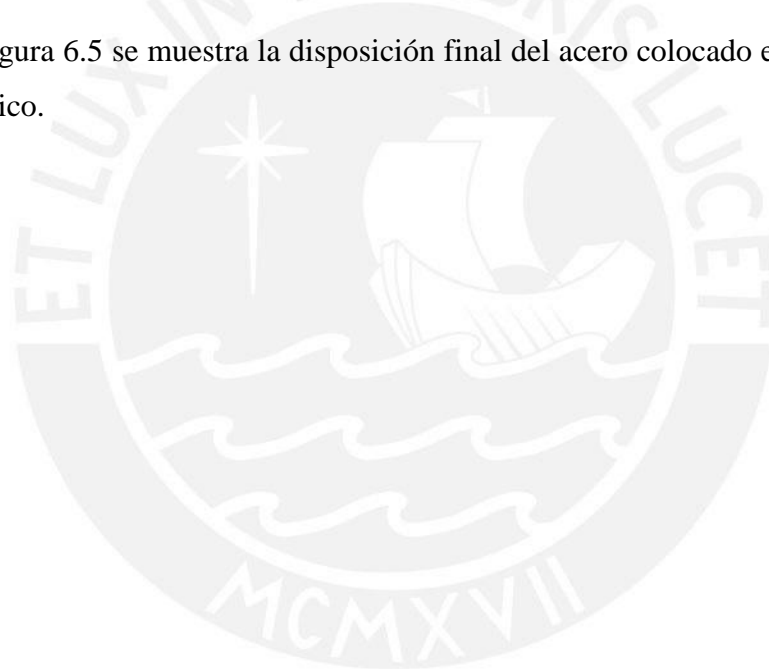
Eje2:  $V_u \text{ a la cara} = 1.76$        $V_u \text{ a "d" de la cara} = 1.66 \text{ ton}$

Se observa:  $V_u \text{ a "d" de la cara} > \phi V_c$        $\Rightarrow$  Se necesita ensanches alternados.

### 6.5.3- Calculando ensanches

$\phi V_c = 1.76 - CU \cdot L_2$        $\Rightarrow L_2 = 40 \text{ cm}$

En la figura 6.5 se muestra la disposición final del acero colocado en el aligerado del piso típico.





## Capítulo VII: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Para el diseño de la losa maciza se usó el método de los coeficientes, según recomienda la Norma E.060. Se pudo emplear dicho método debido a que el paño cumple con las limitaciones que se exigen para su uso.

### 7.1- Metrado de cargas

Como se mencionó anteriormente, la losa maciza se encuentra entre las placas en forma de C. Dicha área corresponde a un corredor de uso público que sirve de entrada a las oficinas, por ello la carga viva a usar será de 400 Kg/m<sup>2</sup>.

La relación entre el lado mayor y menor de la losa maciza es menor a dos ( $7.1/4.05=1.75$ ) por lo que la losa trabajará en dos direcciones y tendrá momentos flectores en ambas direcciones de análisis.

El metrado de cargas será en Kg/m<sup>2</sup> dado que la losa maciza trabajará en ambas direcciones. Como ejemplo, se hará el metrado de cargas en el piso típico.

<b>CM</b>	Peso propio	2400*0.2=	480	580 Kg/m <sup>2</sup>
	Piso terminado	100=	100	
<b>CV</b>	Sobrecarga	400=	400	400 Kg/m <sup>2</sup>
<b>CU = 1.4*CM + 1.7*CV =</b>			<b>1490</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

### 7.2- Diseño por flexión

Primero se calculó el acero mínimo con la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0018 * b * h$$

Donde:

- b = ancho de diseño.
- h = espesor de la losa maciza.

Es recomendable, que el acero mínimo sea corrido en las dos direcciones y en dos capas, y que el acero adicional se complete con bastones.

A continuación, se procedió a revisar las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la norma para hallar los coeficientes a usar en el diseño. Con dichos coeficientes, se calcularán los momentos flectores de la losa y por último se procederá a calcular el acero requerido.

### 7.3- Diseño por corte

La losa no lleva estribos, por lo que la fuerza cortante última debe ser resistida por la resistencia al corte del concreto. El cálculo de la resistencia del concreto se hizo con la siguiente fórmula:

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

Las cortantes máximas a “d” de la cara se hallaron con la siguiente fórmula:

$$V_u = CU * \left(\frac{A}{2} - d\right) * \left(1 - 0.5 * \frac{A}{B}\right)$$

Donde:

- $\phi = 0.85$  (factor de reducción por corte).
- $b$  = ancho de franja referencial.
- $d$  = peralte efectivo ( $d = h - 3$ ).
- $CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV$
- $A$  = luz libre menor de la losa.
- $B$  = luz libre mayor de la losa.

Al igual que en el diseño de los aligerados, se debió verificar que  $\phi V_c \geq V_u$ .

### 7.4- Ejemplo de diseño de losa maciza

Datos de la losa maciza:

- $h = 20$  cm.
- $d = 17$  cm.
- Luz menor = 4.05 m.
- Luz mayor = 7.10 m.

#### 7.4.1- Diseño por flexión

Primero se calculó el acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 3/8'' @ 20\text{cm.}$$

La losa maciza se ubica entre las placas en C del edificio. En la figura 7.1 se muestra la ubicación de la losa maciza.

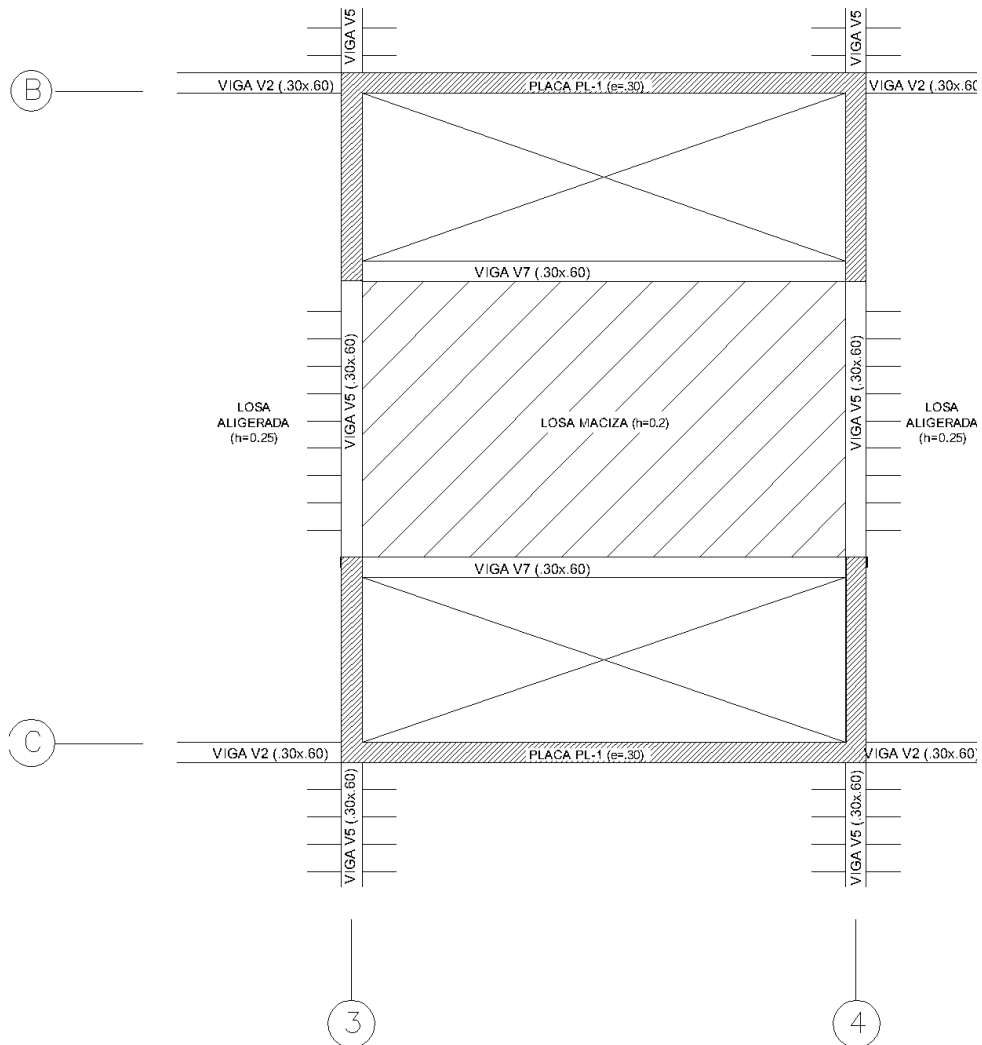


Figura 7.1. Ubicación de la losa maciza

Como se puede observar en la figura 7.1, la losa es continua por dos lados (lados menores) y simplemente apoyada por los lados mayores. Por tanto, para el diseño por el método de los coeficientes se usará el “Caso 3”. En la figura 7.2 se muestra el caso 3 con sus respectivos valores para A y B a usar en el diseño.

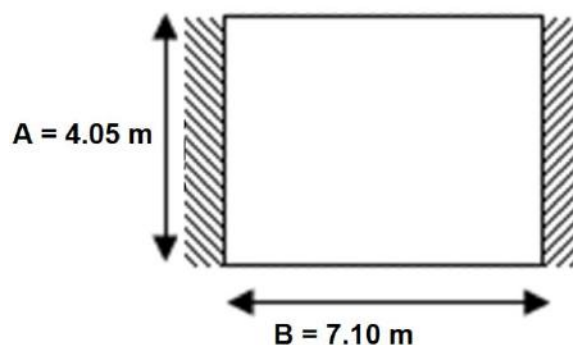


Figura 7.2. Losa maciza caso 3.

Las cargas actuantes en la losa son:

<b>1.4*CM</b>	0.81 ton/m <sup>2</sup>
<b>1.7*CV</b>	0.68 ton/m <sup>2</sup>
<b>⇒ CU</b>	1.49 ton/m <sup>2</sup>

La relación de lados (A/B) es 0.57, con este dato se buscó en las tablas de la norma (tablas 13.1, 13.2 y 13.3) los valores de  $C_a$  y  $C_b$  para calcular los momentos negativos y positivos.

- **Dirección corta: A = 4.05 m**
  - Momento negativo:
    - $C_a = 0$
    - $M_a^- = 0$
    - ⇒  $A_{s_{\text{mín}}} = 3.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \emptyset 3/8'' @ 20\text{cm}$ .
  - Momento positivo:
    - Para carga muerta amplificada:  $C_a = 0.0746$
    - Para carga viva amplificada:  $C_a = 0.0832$
    - $M_a^+ = (0.81 * 0.0746 + 0.68 * 0.0832) * 3.75^2 = 1.65 \text{ ton*m / m}$
    - ⇒  $A_s = 2.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s_{\text{mín}}} : \emptyset 3/8'' @ 20\text{cm}$
- **Dirección larga: B = 7.10 m**
  - Momento negativo:
    - $C_b = 0.0256$
    - $M_b^- = 0.0256 * 1.49 * 7.1^2 = 1.92 \text{ ton*m / m}$
    - ⇒  $A_s = 3.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \emptyset 1/2'' @ 40\text{cm}$  (en esta dirección se corrió los bastones negativos de los aligerados aledaños).

- Momento positivo:
  - Para carga muerta amplificada:  $C_b = 0.0082$
  - Para carga viva amplificada:  $C_b = 0.0082$
  - $M_b^+ = (0.81 + 0.68) * 0.0082 * 7.1^2 = 0.62 \text{ ton}\cdot\text{m} / \text{m}$
  - ⇒  $A_s = 0.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s\text{mín}} : \text{Ø } 3/8'' @ 20\text{cm}$

#### 7. 4.2- Diseño por corte

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.49 * \left( \frac{3.75}{2} - 0.17 \right) * \left( 1 - 0.5 * \frac{3.75}{7.10} \right) = 1.85 \text{ ton}$$

Se cumple que  $\emptyset V_c \geq V_u$ , el diseño es correcto.

En la figura 7.3 se muestra el diseño final de la losa maciza con el acero colocado.

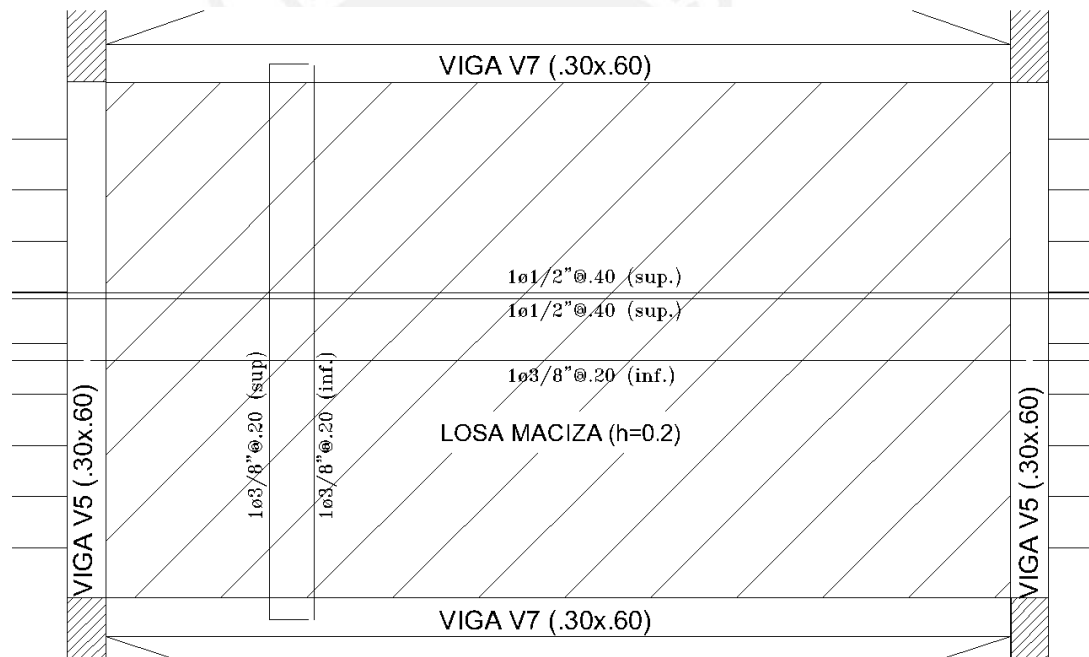


Figura 7.3. Disposición del acero colocado en la losa maciza.

## Capítulo VIII: DISEÑO DE VIGAS

### 8.1- Diseño de vigas chatas

En el diseño de vigas chatas se modeló como el diseño de una viga simplemente apoyada de sección rectangular.

Para el análisis de las vigas chatas, al igual que las losas aligeradas, se consideraron solo los efectos de las cargas de gravedad (muertas y vivas) con la combinación de:

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

#### 8.1.1- Metrado de cargas

Las vigas chatas serán empleadas en el caso de la existencia de tabiques de albañilería que sean paralelos a la dirección del aligerado y en lugares donde existan huecos en el aligerado debido a los conductos para tuberías de agua, desagüe y ventilación. En el último caso cumplirán la función de soportar el peso de los aligerados que sean afectados por dichos conductos. Por otro lado, como se mencionó anteriormente, se decidió colocar una viga chata a lo largo de todo el eje en volado (eje 6 – paralelo al eje Y, eje vertical) con el fin de uniformizar las deflexiones del aligerado.

Para el metrado de las vigas chatas, se consideró el peso propio y el peso del tabique, en otros casos las vigas chatas soportarán su peso propio más el peso de un paño pequeño de aligerado.

Como ejemplo se mostrará el metrado de la viga chata ubicada entre los ejes A-B y 2-3 (V.Cht-1 .40x.25m), que carga un tabique. En la figura 8.1 se muestra la ubicación de la viga chata a evaluar.

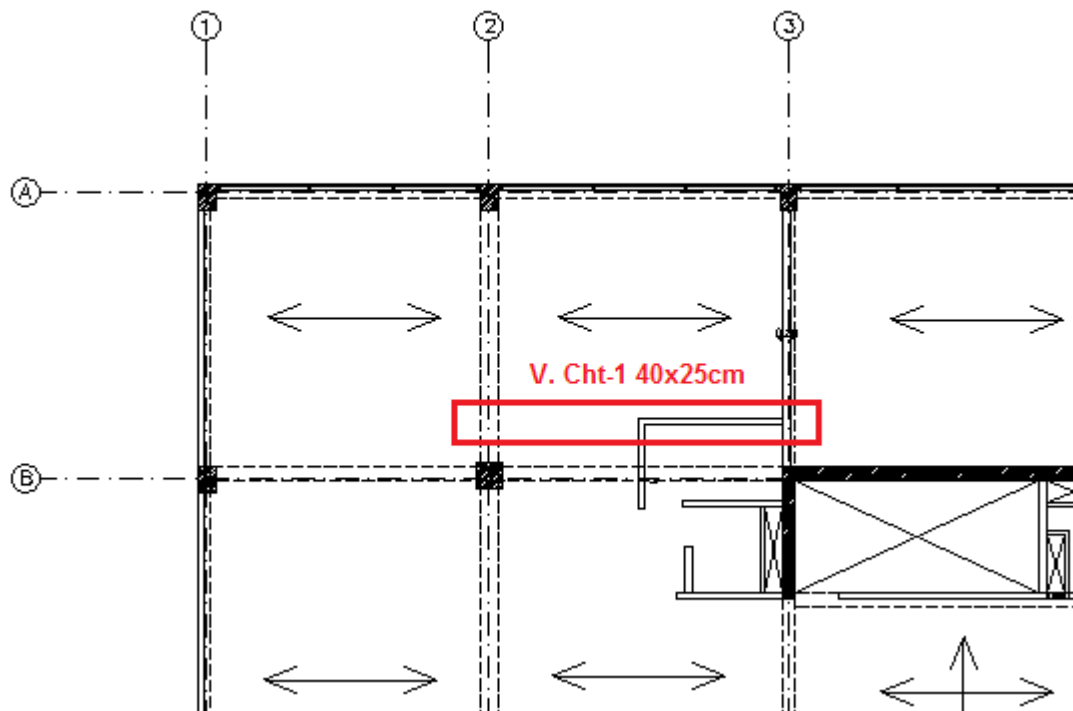


Figura 8.1 Ubicación de la viga chata V.Cht-1: 40x25cm

Se observa que la viga chata a evaluar posee 2 tramos con cargas diferentes: un tramo 1 donde existen cargas muertas (peso propio más piso terminado) y carga viva, al amplificar dichas cargas obtenemos una carga última (CU-1); y un tramo 2 en donde sólo existen cargas muertas producto de la suma del peso propio y el peso del tabique lo que produce otra carga última (CU-2). A continuación se muestra el metrado de cargas.

<b>CM</b>	Peso propio	$2400 \times 0.25 \times 0.40 =$	240 Kg/m
	Piso terminado	$100 \times 0.40 =$	40 Kg/m
	Peso tabique	$1350 \times (3.1 - 0.25) \times 0.15 =$	577 Kg/m
<b>CV</b>	Sobrecarga	$0.4 \times (250 + 50) =$	120 Kg/m
	<b>CU-1</b>	$1.4 \times (240 + 40) + 1.7 \times 120 =$	<b>596 Kg/m</b>
	<b>CU-2</b>	$1.4 \times (240 + 577) =$	<b>1144 Kg/m</b>

### 8.1.2- Diseño por flexión

El diseño por flexión de las vigas chatas se realizó de la misma forma que para los aligerados. Se halló primero los aceros máximos y mínimos permitidos. Y luego se colocó el acero de acuerdo a los momentos últimos ( $M_u$ ) que resultaron del análisis de cargas.

### 8.1.3- Diseño por corte

En el diseño por corte para vigas se consideró una resistencia nominal ( $V_n$ ) conformada por la contribución del concreto ( $V_c$ ) y la contribución del acero de refuerzo por corte ( $V_s$ ). A diferencia de las losas aligeradas en las vigas sí se pueden colocar estribos perpendiculares (acero de refuerzo por corte) que aumentan la resistencia nominal por corte. Dicha resistencia nominal fue comparada con la fuerza de corte última ( $V_u$ ) tomada a una distancia “d” del apoyo.

En el diseño por corte se debió cumplir con lo siguiente:  $\phi V_n \geq V_u$ , es decir:  $\phi(V_c + V_s) \geq V_u$ . Para lograr dicha condición, se halló un espaciamiento de estribos necesario, para ello se empleó la siguiente fórmula.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \Leftrightarrow \quad s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Donde:

- $A_v$  = área de refuerzo por cortante.
- $\phi = 0.85$  (factor de reducción por corte).

Para el cálculo de la resistencia del concreto ( $V_c$ ) se consideró la siguiente expresión.

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

### 8.1.4- Ejemplo de diseño de viga chata

Como ejemplo se tomó el diseño de la viga chata (V.Cht-1 .40x.25m), ubicada entre los ejes A-B y 2-3.

En el acápite 8.1.1 se mostró el metrado de cargas que actúan sobre dicha viga chata, se obtuvieron las siguientes cargas últimas: CU-1 = 0.60 Ton/m y CU-2 = 1.14 Ton/m.

En la figura 8.2 se muestra el modelo de la viga chata con sus CUs en cada tramo.

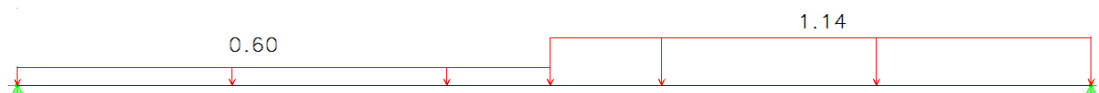


Figura 8.2 Viga chata: con sus cargas últimas actuantes

Las dimensiones de la viga chata son: h= 25cm, b=40cm, d= 22cm y luz libre: 6.6m. Primero se calculó las áreas máximas y mínimas de acero a colocar en la sección, para ello se usaron las siguientes fórmulas:

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

$$As_{\min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

$$As_{\max} = 0.75 * \left( \frac{0.85 * f'c * (0.85 * c) * b}{fy} \right)$$

Donde: c = 12.94 cm

$$\Rightarrow As_{\min} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow As_{\max} = 14.03 \text{ cm}^2$$

#### 8.1.4.1- Diseño por flexión

Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Barras colocadas
- 0.00	40	22	-	As min <sup>-</sup>	3Ø1/2"
+ 5.37	40	22	4.20	7.14	3Ø1/2"+ 2Ø5/8"
- 0.00	40	22	-	As min <sup>-</sup>	3Ø1/2"

#### 8.1.4.2- Diseño por corte

ØVc	5.74 Ton
Vu izq.	2.56 Ton
Vu der.	3.50 Ton
<b>ØVc &gt; Vu</b>	

⇒ Estribos: 1@0.05; resto @0.30

En la figura 8.3 se muestra la disposición final del acero colocado en la viga chata.

V.CHT-1 (.40x.25)

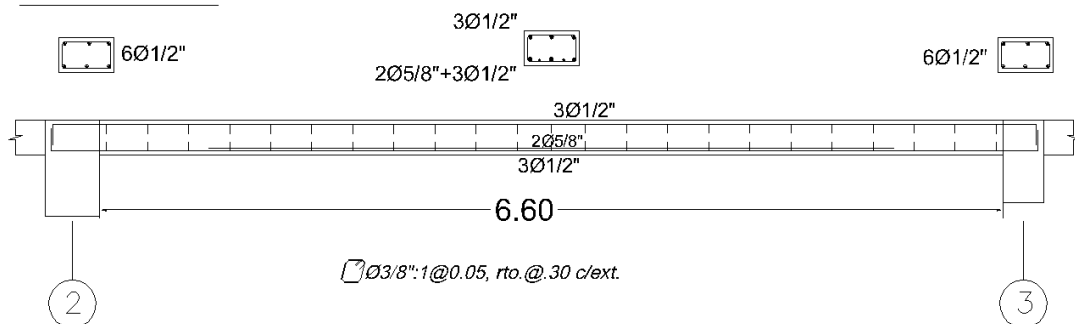


Figura 8.3 Disposición del acero colocado de la viga chata V.CHT-1

## 8.2- Diseño de vigas peraltadas

Para el diseño de las vigas peraltadas se realizó el cálculo de la envolvente de fuerzas actuantes utilizando las combinaciones mencionadas en el acápite 1.4, dadas por la norma.

### 8.2.1- Metrado de Cargas

Las vigas van a soportar las cargas que le transmiten las losas así como las cargas que actúan sobre ella como su peso propio, peso de tabiques, etc.

Para realizar el metrado de las vigas peraltadas se asignó a cada viga un área de influencia, a partir de dicha área se calculará la carga por metro lineal que soporta la viga. Cabe señalar que todos los elementos que se ubiquen dentro del área de influencia (losas aligeradas y macizas, tabiques y sobrecargas) serán considerados para el cálculo de la carga por metro lineal que actúa sobre la viga. Por otro lado, algunas vigas además de poseer cargas distribuidas podrían tener cargas concentradas.

Para las vigas que cargan losas aligeradas se consideró como zona de influencia la mitad de la longitud de dicha losa. Cuando las vigas son paralelas a la dirección del aligerado se asumió como zona de influencia una longitud de cuatro veces el espesor de la losa ( $4 \times 0.25 = 1\text{m}$ ) a cada lado de la viga; este procedimiento se debe a que existe monolitismo entre las losas y las vigas al ser vaciadas en obra al mismo tiempo.

En el caso de vigas cargando losas macizas, las cuales trabajan en ambas direcciones, se aplicó la *teoría del sobre* para determinar cuánta área de losa maciza carga cada viga.

Para hallar las reacciones de las vigas que se apoyan sobre otras vigas se despreció los efectos hiperestáticos y se consideró que dichas vigas están simplemente apoyadas sobre las otras vigas. Para decidir cuál es la viga que sostiene a otra viga, se tomará como apoyo a la viga que sea más rígida.

Como ejemplo, se realizó el metrado de la viga V3 (.30x.60m) del pórtico del eje 1.

En la figura 8.4 se muestra la ubicación de dicha viga.

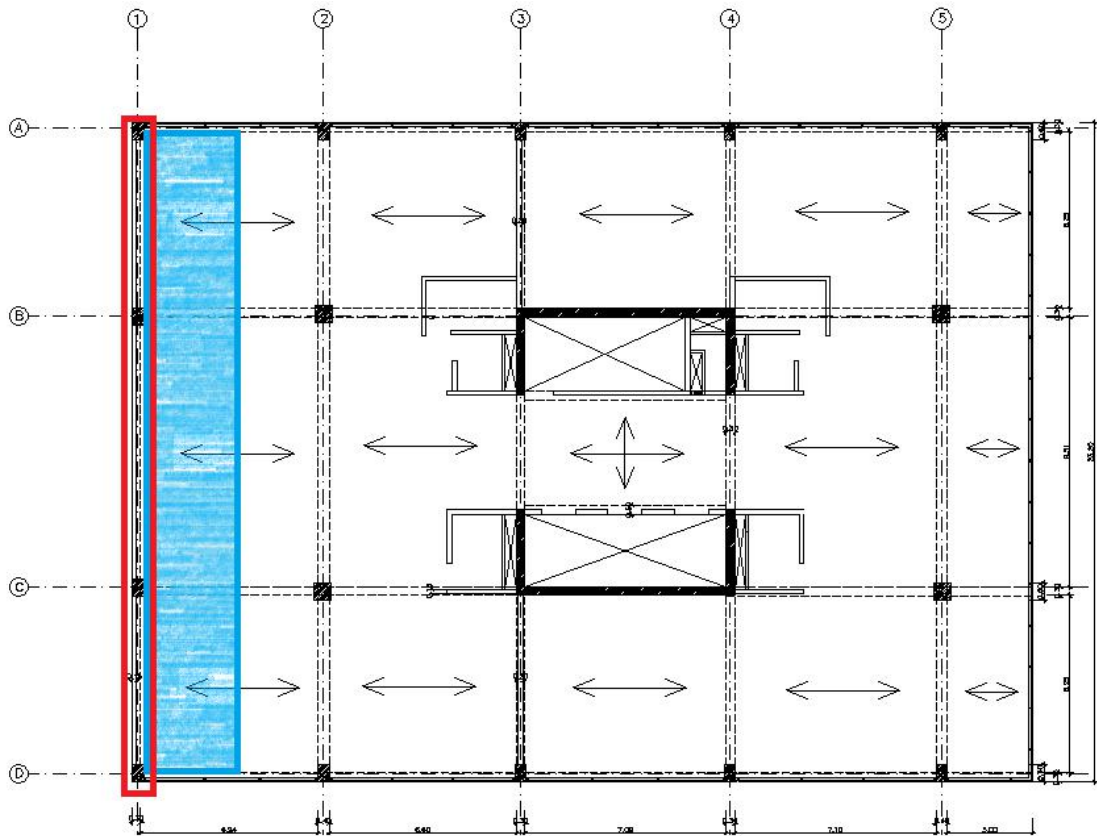


Figura 8.4. Ubicación de la viga V3 (.30x.60m) del eje 1 y área de influencia tomada.

A continuación se muestra el metrado de cargas de la viga.

<b>CM</b>	Peso propio	$2400 \times 0.3 \times 0.6 =$	432	2357 Kg/m
	Piso terminado	$100 \times (6.24/2 + 0.15) =$	327	
	Losa Aligerada	$350 \times (6.24/2) =$	1092	
	Peso tabique	$1350 \times (3.1 - 0.6) \times 0.15 =$	506	
<b>CV</b>	Sobrecarga	$(250 + 50) \times (6.24/2 + 0.15) =$	980 Kg/m	
<b>CU = 1.4*CM + 1.7*CV =</b>			<b>4966 Kg/m</b>	

### 8.2.2- Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de las vigas peraltadas se emplearon los mismos conceptos mencionados en el diseño de losas aligeradas. Los momentos últimos ( $M_u$ ) serán tomados de la envolvente de las combinaciones de cargas.

### 8.2.3- Diseño por corte

En el diseño por corte de las vigas peraltadas fue igual que con las vigas chatas y se consideró el aporte del acero de refuerzo por corte ( $V_s$ ). A continuación, se muestra una restricción al momento de calcular el  $V_s$ .

$$V_s < 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \Leftrightarrow \quad V_{u_{\max}} = 2.6 * \emptyset * \sqrt{f'c} * b * d$$

Por otro lado, para evitar que suceda primero la falla por corte, se diseñó para una fuerza cortante ( $V_{ui}$ ), que es la suma de la fuerza isostática hallada a partir de la envolvente con la fuerza cortante asociada con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ). A continuación se presenta la expresión para hallar el esfuerzo por corte.

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

Donde:

- $M_{ni}$ ,  $M_{nd}$  = momentos nominales del acero colocado a flexión de la viga (momento izquierdo y momento derecho respectivamente).
- $L_n$  = luz libre de la viga

Al diseñar los estribos con la fuerza  $V_{ui}$  se proporcionó más resistencia por corte que por flexión, evitando así la falla frágil. Adicionalmente, para el diseño por corte se analizó tres casos para calcular el espaciamiento máximo de los estribos, a continuación detallan dichos casos.

- a. Para el caso en que  $V_u > \emptyset V_c$  los espaciamientos máximos a usar serán los siguientes:

- Si:  $V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \Leftrightarrow S_{\max} = d/2$  ó 60 cm
- Si:  $V_s \geq 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \Leftrightarrow S_{\max} = d/4$  ó 30 cm

- b. Para el caso en que  $\emptyset V_c > V_u > 0.5 * \emptyset V_c$  se requerirá un área de refuerzo mínimo. Se tomará el menor valor de los siguientes espaciamientos:

- $S_{\max} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'c} * b}$
- $S_{\max} = \frac{A_v * f_y}{0.35 * b}$

- c. Cuando  $V_u < 0.5 * \emptyset V_c$  corresponderá usar estribos mínimos de montaje.

#### 8.2.4- Espaciamiento de estribos

Con respecto a los estribos cerrados de confinamiento para vigas con responsabilidad sísmica la norma E.060 exige cumplir con las siguientes pautas, adicionales al diseño mencionado en el acápite anterior.

Para la zona de confinamiento, que comprende a una longitud igual a dos veces el peralte de la viga medido desde la cara del apoyo, se tienen las siguientes pautas:

- El primer estribo debe estar a 5 cm de la cara del apoyo.
- El espaciado máximo será el menor de:
  - 0.25 veces el peralte efectivo de la viga ( $d$ ).
  - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal.
  - 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento.
  - 30 cm.

Fuera de la zona de confinamiento los estribos estarán como máximo a 0.5 veces el peralte efectivo de la viga ( $d/2$ ).

#### 8.2.5- Ejemplo de diseño de viga peraltada

Se tomó como ejemplo de diseño de viga peraltada la viga V3 (.30x.60m) del pórtico del eje 1. En el acápite 8.2.1 se calculó el metrado de cargas, se obtuvo lo siguiente:  $CU = 4.97 \text{ ton/m}$ .

En la figura 8.5 se muestra el modelo de la viga V3 con su CU.

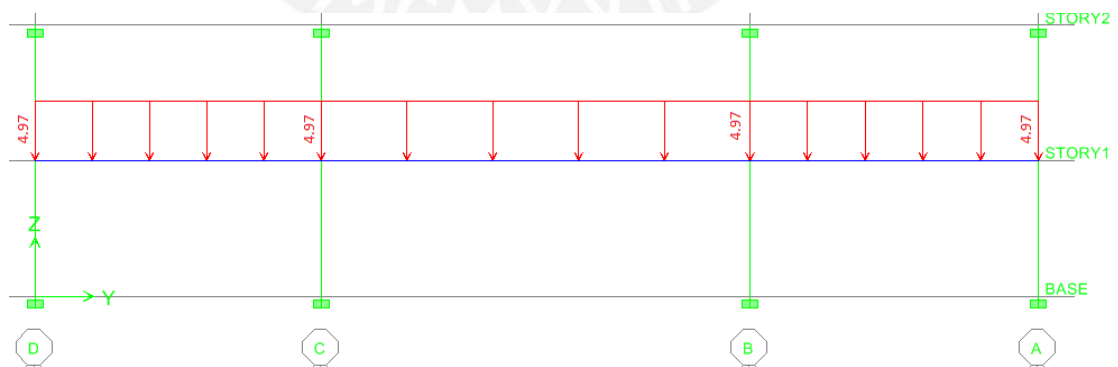


Figura 8.5. Modelo de Viga V3 del eje 1.

Primero se calculó las áreas máximas y mínimas de acero a colocar en la sección.

- $As_{mín} = 3.91 \text{ cm}^2$
- $As_{máx} = 25.82 \text{ cm}^2$

#### 8.2.5.1- Diseño por flexión

Eje	Mu* (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Barras colocadas	ØMn (ton*m)
<b>D</b>	- 15.15	30.00	54.00	6.17	7.87	3 Ø 3/4"	16.31
	+ 6.31	30.00	54.00	2.48	3.16	2 Ø 3/4"	11.12
<b>C</b>	- 29.60	30.00	54.00	12.92	16.47	2Ø3/4" + 3Ø1"	36.30
	+ 16.72	30.00	54.00	6.86	8.75	2Ø3/4" + 1Ø1"	20.28
<b>B</b>	- 29.60	30.00	54.00	12.92	16.47	2Ø3/4" + 3Ø1"	36.30
	+ 6.40	30.00	54.00	2.52	3.21	2 Ø 3/4"	11.12
<b>A</b>	- 15.30	30.00	54.00	6.24	7.96	2Ø3/4" + 1Ø1"	20.28

\*Mu: Momento último a la cara de cada tramo tomado de la envolvente de combinaciones de cargas señaladas en el acápite 1.4.

Se decidió colocar dos barras de acero corrido arriba y abajo de Ø 3/4". Las demás barras fueron colocadas como bastones adicionales.

### 8.2.5.2- Diseño por corte

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
Ln (luz libre de la viga)	6.25 m		9.5 m		6.25 m	
	<b>V izq</b>	<b>V der</b>	<b>V izq</b>	<b>V der</b>	<b>V izq</b>	<b>V der</b>
As (-) coloc. Sup.	8.52	20.98	20.98	20.98	10.78	10.78
As (+) coloc. Inf.	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68
Mn sup	18.13	40.33	40.33	40.33	22.54	22.54
Mn inf	12.35	12.35	12.35	12.35	12.35	12.35
(Mni+Mnd)/Ln (sup)	4.88	8.43	5.55	5.55	8.43	5.58
(Mni+Mnd)/Ln (inf)	8.43	4.88	5.55	5.55	5.58	8.43
Vu isostático	9.82	11.75	16.73	16.74	11.83	9.92
Vu final = Vu isostático + $\frac{Mni + mnd}{Ln}$	18.25	20.18	22.28	22.29	20.26	18.35

Ahora se halló el aporte del concreto  $V_c$  para compararlo con el  $V_u$  final de cada tramo.

$$V_c = 12.44 \text{ ton}$$

- $\emptyset V_c = 10.58 \text{ ton}$
- $\emptyset V_c / 2 = 5.29 \text{ ton}$
- $1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 25.82 \text{ ton}$

**Tramo 1 y 3:**  $V_u = 20.26 \text{ ton} \Rightarrow V_u > \emptyset V_c$

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = 11.39 \text{ ton} \Rightarrow s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 28.27 \text{ cm}$$

- Para el tramo donde:  $V_s < 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$S_{\max} \text{ es el menor de } S = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm} \Rightarrow S_{\max} = 54/2 = 27 \text{ cm}$$

- Para el tramo donde:  $\emptyset V_c > V_u > \emptyset V_c / 2$  se colocó estribos mínimos, el menor de:

$$S_{\max} = A_v \cdot f_y / (0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b) = 68.6 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = A_v \cdot f_y / (3.5 \cdot b) = 56.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Estribos: } 1^\circ @ 0.05; 8 @ .15; \text{ resto } @ .25 \text{ m.}$$

**Tramo 2:**  $V_u = 22.29 \text{ ton} \quad \Rightarrow V_u > \emptyset V_c$

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = 13.78 \text{ ton} \quad \Rightarrow s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 23.38 \text{ cm}$$

- Para el tramo donde:  $V_s < 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$S_{\max} \text{ es el menor de } S = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm} \quad \Rightarrow S_{\max} = 54/2 = 27 \text{ cm}$$

- Para el tramo donde:  $\emptyset V_c > V_u > \emptyset V_c/2$  se colocó estribos mínimos, el menor de:

$$S_{\max} = A_v \cdot f_y / (0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b) = 68.6 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = A_v \cdot f_y / (3.5 \cdot b) = 56.8 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  **Estribos:** 1°@0.05; 8@.15; 5@.20, resto @.25 m.

En la figura 8.6 se muestra la disposición final del acero colocado en la viga V3 del eje 1.



VIGA V3 - Eje 1 (.30x.60)

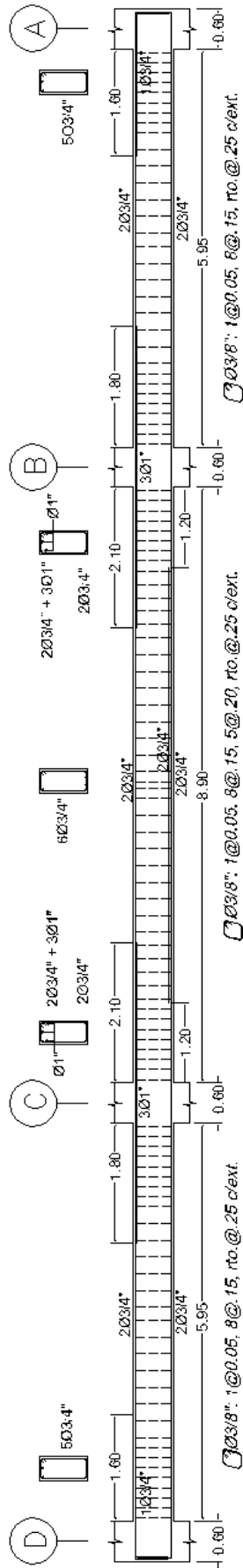


Figura 8.6 Disposición del acero colocado de la viga V3 del eje 1

## Capítulo IX: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales verticales que soportan cargas de gravedad y cargas de sismo. Dado que el edificio posee dos placas que recibirán la mayor parte de las fuerzas sísmicas, pues las columnas soportarán cargas de sismo muy reducidas y su diseño estará gobernado por las cargas axiales que actúen en ellas.

Para el diseño de columnas se consideró la acción en simultáneo de las fuerzas axiales y momentos flectores (diseño por flexo-compresión) haciendo un diagrama de interacción de cargas con las cinco combinaciones de cargas señaladas en el acápite 1.4.

Adicionalmente a este diseño por flexo-compresión, se diseñó por corte y se determinó el espaciamiento adecuado de los estribos para así evitar que suceda primero la falla por corte.

### 9.1- Metrado de cargas

En el metrado de las columnas se tuvo en cuenta el peso de: las losas aligeradas, el piso terminado, los tabiques, las vigas, el peso propio de la columna y la sobrecarga existente. Para determinar qué cantidad (volúmenes) de dichos elementos carga una columna, se calculó el área tributaria que posee cada columna, para ello se consideró que la columna carga la mitad de su área de influencia.

Como ejemplo se mostrará el metrado de la columna C2, ubicada en la intersección de los ejes 2 y C. En la figura 3.1 se mostró la ubicación y el área tributaria de la columna C2. En la siguiente tabla se muestra el metrado de la columna C2.

<b>CM</b>	Losa Aligerada	350 kg/m <sup>2</sup>
	Piso Terminado	100 kg/m <sup>2</sup>
	Se deberá incluir el peso propio de la columna y de las vigas.	
<b>CV</b>	Sobrecarga oficinas	250 kg/m <sup>2</sup>
	Tabiquería móvil	50 kg/m <sup>2</sup>

Como se mencionó en el acápite 3.4, el área tributaria de la columna C2 es de 55.80m<sup>2</sup> por piso. Según la Norma de Cargas E.020 se puede reducir la carga viva de acuerdo a la siguiente fórmula:

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

Donde:

- $A_i$ : Área de influencia:  $A_i = A_t * k$ ; ( $K=2$  para columnas);  $A_t$ : área tributaria de la columna
- $L_o$ : intensidad de la sobrecarga

A continuación se muestra la siguiente tabla con el metrado de cargas que soporta la columna C2.

Columna C-2	Atrib. (m <sup>2</sup> )	Atrib. Acum. (m <sup>2</sup> )	fr	CV/piso (ton)	CV reducida Acum. (ton)	CM/piso (ton)	CM Acum. (ton)	CU (1.4M+1.7V) (ton)
<b>PISO 7</b>	55.80	55.80	0.69	5.58	3.82	50.22	50.22	76.81
<b>PISO 6</b>	55.80	111.60	0.56	16.74	12.45	50.22	100.44	161.78
<b>PISO 5</b>	55.80	167.4	0.50	16.74	19.58	50.22	150.66	244.22
<b>PISO 4</b>	55.80	223.2	0.50	16.74	27.90	50.22	200.88	328.66
<b>PISO 3</b>	55.80	279	0.50	16.74	36.27	50.22	251.10	413.20
<b>PISO 2</b>	55.80	334.8	0.50	16.74	44.64	50.22	301.32	497.74
<b>PISO 1</b>	55.80	390.6	0.50	16.74	53.01	50.22	351.54	<b>582</b>

## 9.2- Diseño por flexo-compresión

A partir del área hallada en el predimensionamiento de la columna y con la carga axial " $P_u$ " ( $P_u = 582$  ton) se estimó una distribución de acero inicial, 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 verificar que dichas combinaciones últimas se encuentren dentro del diagrama, de esta forma se comprobó si el acero colocado en la columna es capaz de soportar las sollicitaciones de carga.

### 9.3- Diseño por corte

Similar al diseño por corte de las vigas, se procedió a calcular la resistencia al corte del concreto de la sección, para ello se empleó la siguiente fórmula:

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

Donde:

- $\phi = 0.85$  (factor de reducción para cortante).
- $A_g =$  Área bruta de la sección en  $\text{cm}^2$ .
- $N_u =$  Carga axial última.

Luego de ello, se procedió a calcular el valor requerido de  $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$ . Por último, con el valor de  $V_s$ , se halló el espaciamiento “s” requerido ( $s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$ ).

Por otro lado, al igual que en el diseño por corte de las vigas, se buscó evitar que suceda primero la falla por corte. Para ello, la norma E.060 señala que la cortante de diseño  $V_u$  debe ser mayor que el menor de:

- Cortante obtenida por capacidad
- Cortante obtenida al amplificar las cargas de sismo por 2.5

### 9.4- Disposiciones adicionales para el diseño de columnas

La cuantía de acero para las columnas deberá estar entre el 1% y 4%. La cuantía se define como el área total del acero dividida entre el área total de sección ( $\rho = A_s / A_t$ ).

Los estribos a usar serán de  $\phi 3/8$ ” como mínimo para el caso de barras hasta de 1” y de  $\phi 1/2$ ” para el caso de barras de diámetros mayores.

El espaciamiento del refuerzo por cortante no debe exceder de  $d/2$  ni de 60cm. Adicionalmente si  $V_s$  sobrepasa el valor de  $1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$ , el espaciamiento mínimo será la mitad de dichos valores.

### 9.5- Ejemplo de diseño de columna

Se tomó como ejemplo de diseño la columna C2 de sección 0.65x0.65m ubicada en la intersección de los ejes 2 y C. En la imagen 9.1 se muestra la columna C2 con sus respectivos ejes empleados para el cálculo.

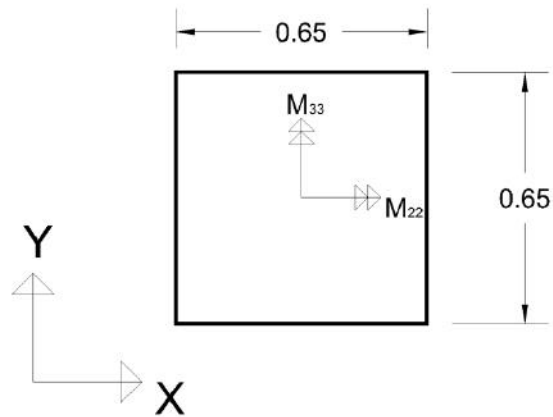


Imagen 9.1. Columna C2. Dimensiones, ejes globales y locales.

### 9.5.1- Diseño por flexo-compresión

Para el diseño por flexo compresión se tomó las combinaciones de carga axial y momento flector en ambas direcciones de la columna del primer piso.

Cargas en Servicio	P (ton)	M <sub>2-2</sub> (ton*m)	M <sub>3-3</sub> (ton*m)
CM	352	2.9	-5.9
CV	53	1.0	-2.2
CS-x	10.3	0.1	6.3
CS-y	12.2	10.9	2.5

		<b>Combinaciones</b>	<b>PU (ton)</b>	<b>Mu<sub>2-2</sub> (ton*m)</b>	<b>Mu<sub>3-3</sub> (ton*m)</b>
	<b>1</b>	1.4CM+1.7CV	582	5.75	-12.00
<b>Eje X (2-2)</b>	<b>2</b>	1.25(CM+CV)+CS	516	4.91	-3.80
	<b>3</b>	1.25(CM+CV)-CS	495	4.80	-16.40
	<b>4</b>	0.9CM+CS	327	2.60	1.00
	<b>5</b>	0.9CM-CS	306	2.50	-11.60
	<b>Eje Y (3-3)</b>	<b>2</b>	1.25(CM+CV)+CS	518	15.80
<b>3</b>		1.25(CM+CV)-CS	494	-6.10	-12.60
<b>4</b>		0.9CM+CS	329	13.5	-2.80
<b>5</b>		0.9CM-CS	304	-8.4	-7.80

Se seleccionaron las combinaciones más desfavorables y con dichos valores máximos se entró a los diagramas de interacción. A continuación se muestra una tabla-resumen con las combinaciones más desfavorables y los colores que dichos puntos tienen en el diagrama de interacción.

	<b>Pu (tn)</b>	<b>Mu<sub>3-3</sub> (ton*m)</b>	<b>Mu<sub>2-2</sub> (ton*m)</b>
<b>1</b>	582	-12.00	5.75
<b>2</b>	518	-7.60	15.80
<b>3</b>	495	-16.40	-6.10
<b>4</b>	329	-2.80	13.50
<b>5</b>	306	-11.60	-8.40

Para calcular el acero necesario (Ast) se empleó la siguiente fórmula:

$$P_{u_{\text{máx}}} = 0.7 * 0.8 * [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Donde: Ast = Área de acero en cm<sup>2</sup>.

Con  $P_{u_{\text{máx}}} = 582 \text{ ton} \Rightarrow A_{st} = 71 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1.68\%$ ).

Por tanto, se propuso una sección inicial con 16 barras de  $\text{Ø}1''$  ( $A_{st}=81.6\text{cm}^2$  con cuantía de 1.93%). A continuación se muestra la imagen 9.2 con la configuración elegida de acero.

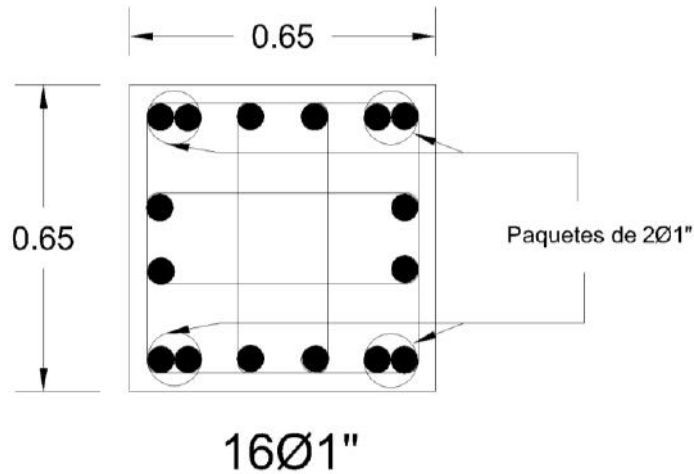


Figura 9.2 Configuración del acero en la columna C2.

Con dicha configuración de acero, se hallaron los siguientes diagramas de interacción para las dos direcciones de la columna.

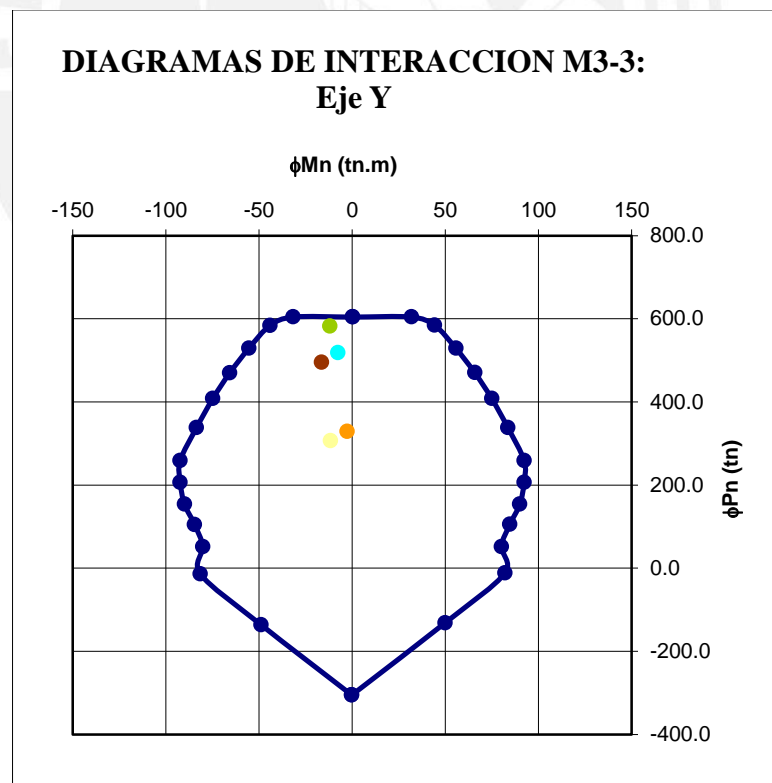


Diagrama de interacción en la dirección Y con los valores máximos de las combinaciones.

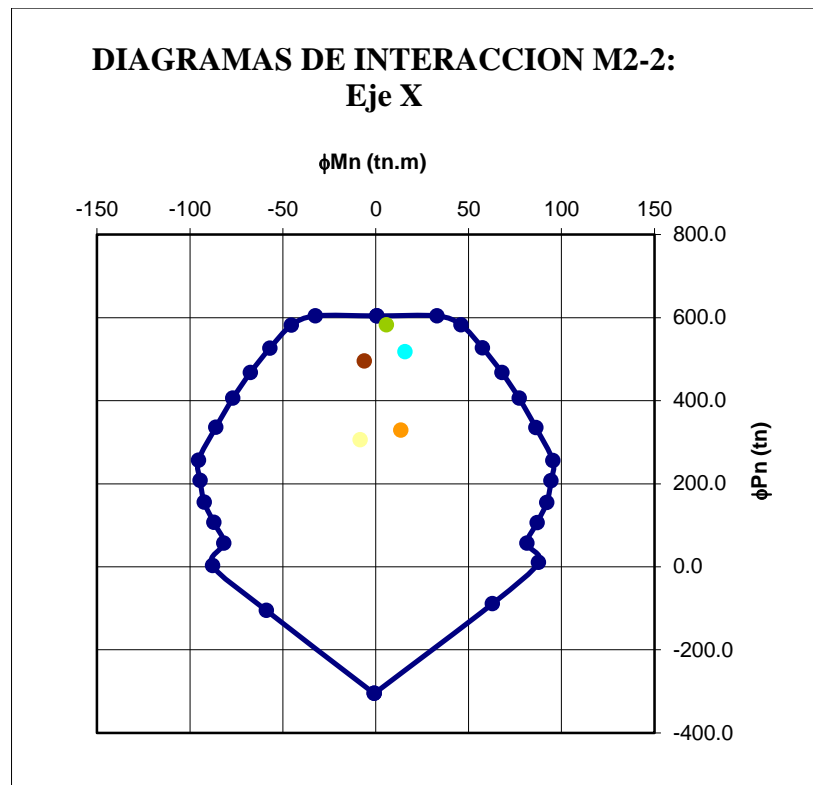


Diagrama de interacción en la dirección X con los valores máximos de las combinaciones.

En las gráficas anteriores se observa que las solicitaciones últimas (puntos de colores) caen dentro del diagrama de interacción, con lo se puede concluir que la columna necesita una cuantía de 1.93% para los pisos 1ro y 2do.

Para los pisos superiores (3ro al 7mo), se disminuyó el acero de la columna en dos ocasiones. Primero se disminuyó la cuantía para la columna C2 de los pisos 3ro, 4to y 5to, y luego se usó una cuantía mínima de 1% para los pisos 6to y 7mo; generando en ambos casos el diagrama de interacción y comprobando que las solicitaciones últimas caigan dentro del diagrama.

### 9.5.2- Diseño por corte

Se diseñará para el menos valor obtenido entre:

- $V_u = 2 * 131.9 / 2.85 = 92.5 \text{ ton} * \text{m}$
  - $V_u = 1.25 * (CM + CV) + 2.5 * CS = 17.05 \text{ ton} * \text{m}$
- $\Rightarrow V_u = 17.05 \text{ ton} * \text{m}$

A continuación se calculó el aporte del concreto:

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{491000}{140 * 65 * 65}\right) * 65 * 59 = 45.8 \text{ ton}$$

Por fuerza cortante se necesita estribos de confinamiento. Según lo dispuesto por la norma, la zona de confinamiento como mínimo debe ser el mayor de:

- La mayor dimensión: 65 cm
  - $l_n/6 = 285/6 = 47.5 \text{ cm}$
  - 50 cm
- ⇒  $L_o = 65 \text{ cm}$

Los estribos irán espaciados según el menor valor de:

- $8 d_b = 20.3 (\emptyset 1'')$
  - La mitad de la menor dimensión de la columna = 32.5 cm
  - 10 cm
- ⇒  $S = 10 \text{ cm}$

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deberán estar espaciados como máximo 0.30m

Por lo tanto se decidió por el siguiente arreglo de estribos:

$$\Rightarrow 3 \emptyset 3/8'': 6@0.10; \text{ resto}@0.30.$$

En la figura 9.3 se muestra la disposición final del acero de la columna C2.

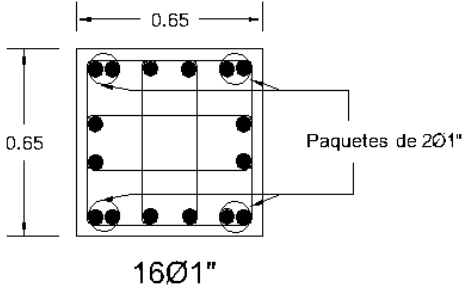
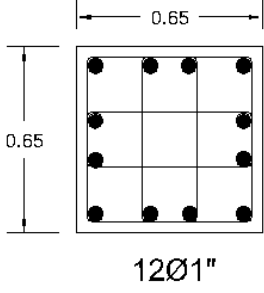
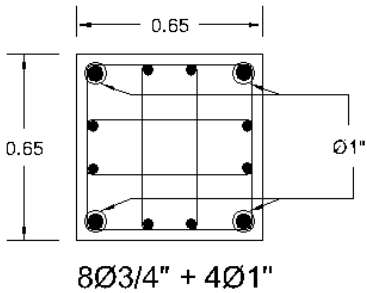
PISOS	COLUMNA C2
1er y 2do	 <p style="text-align: center;">16Ø1"</p> <p style="text-align: center;"><i>3</i> <math>\square</math> Ø3/8": 6@.10 , rto.@.30 c/ext.</p>
3er y 4to	 <p style="text-align: center;">12Ø1"</p> <p style="text-align: center;"><i>3</i> <math>\square</math> Ø3/8": 6@.10 , rto.@.30 c/ext.</p>
5to, 6to y 7mo	 <p style="text-align: center;">8Ø3/4" + 4Ø1"</p> <p style="text-align: center;"><i>3</i> <math>\square</math> Ø3/8": 6@.10 , rto.@.30 c/ext.</p>

Figura 9.3 Diseño final del acero en la columna C2.

## Capítulo X: DISEÑO DE PLACAS

Las placas son elementos estructurales que trabajan bajo cargas verticales de gravedad, cargas horizontales de sismo (fuerzas cortantes) y grandes momentos flectores. Las placas poseen una gran rigidez lateral, por ello tomarán gran parte de las fuerzas sísmicas y controlarán los desplazamientos laterales del edificio.

Para el diseño de las placas se consideró, al igual que en el diseño de las columnas, el diseño por flexo-compresión y el diseño por fuerza cortante.

### 10.1- Diseño por flexo compresión

Para lograr que las placas resistan esfuerzos por cortante y grandes momentos flectores, se debe colocar una concentración de refuerzos importante en sus extremos, llamados núcleos reforzados. En dichos núcleos reforzados se colocarán los aceros verticales acompañados de estribos, dichos núcleos serán diseñados como columnas sometidas a flexo-compresión debido a los momentos producidos por fuerzas de gravedad y sismos. En el resto de la placa, es decir fuera de la zona de los núcleos, se colocará la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical,  $\rho=0.0025$ .

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 soportar las solicitaciones últimas.

### 10.2- Diseño por cortante

Similar al diseño por corte de las columnas, se procedió a calcular la resistencia al corte del concreto de la sección, se empleó la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = \phi * A_{cw} * (\alpha * \sqrt{f'_c})$$

Donde:

- $\phi = 0.85$  (factor de reducción para elementos sometidos a flexo-compresión).
- $A_{cw} = b*d$ .

- $b$  = Ancho del muro
- $d$  = Peralte efectivo. (Para calcular “ $d$ ”, la norma E.060 permite usar el siguiente valor:  $d = 0.8 * L$ ).
- $L$  = Longitud de la placa.
- $\alpha$  = varía según figura 10.1

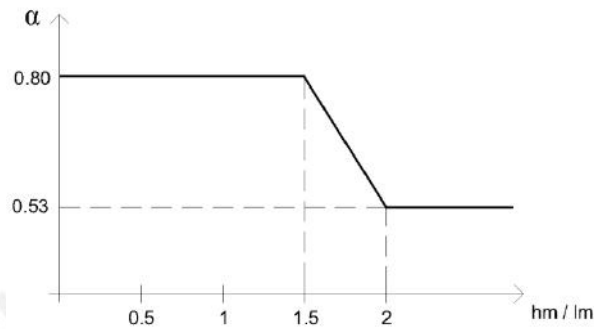


Figura 10.1. Valores de  $\alpha$  según variación de  $hm/lm$ .

- $hm$  = altura total del muro.
- $lm$  = longitud total el muro o segmento del muro considerado.

Se buscó cumplir con  $\emptyset V_n \geq V_u$ , es decir  $\emptyset(V_c + V_s) \geq V_u$ . Además, la norma E0.60 señala que  $V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$ .

A continuación, se calculó las cuantías del acero vertical y horizontal de la placa. ( $\rho \geq 0.0025$ )

- Para calcular el espaciamiento de la malla horizontal, primero se procedió a calcular el valor requerido de  $V_s$  ( $V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c$ ).

Con el valor de  $V_s$ , se halló la cuantía de acero horizontal ( $\rho_h$ ):  $\rho_h = \frac{V_s}{f_y * A_{cw}}$

- Para calcular el espaciamiento de la malla vertical se usó la siguiente fórmula, que depende de la cuantía horizontal hallada previamente:

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

Por último, se calculó el espaciamiento horizontal y vertical ( $s$ ) con la fórmula anteriormente usada:  $s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$ .

Por otro lado, al igual que en el diseño por corte de las vigas y columnas, se buscó evitar que suceda primero la falla por corte. Para ello, la norma señala que la fuerza

cortante de diseño ( $V_{u_d}$ ) debe ajustarse a la capacidad en flexión ( $M_n$ ) instalada en el muro, ello se logra amplificando la cortante de análisis ( $V_{u_a}$ ) por un factor igual a  $M_n/M_u$ , y dicho factor deberá ser menor al coeficiente de reducción  $R=6$ .

Es decir: 
$$V_{u_d} \geq V_{u_a} * \frac{M_n}{M_u}$$

Donde:

- $M_n$  = Momento nominal, asociado a  $P_u$  que resiste la sección con el fierro colocado sin considerar  $\phi$ .
- $M_u$  = Momento actuante, obtenido del análisis.

### 10.3- Ejemplo de diseño de placa

Para el diseño de las placas, primero se realizó un predimensionamiento tentativo (colocando una cantidad inicial de acero mínimo), con dicho armado inicial de acero se elaboró un diagrama de interacción.

Se tomó como ejemplo el diseño Placa PL-1 del eje B. Se escogió la placa del primer piso debido a que en dicho nivel existe mayor carga axial, para los pisos superiores se reducirá la cantidad de acero de acuerdo a la disminución de cargas solicitadas.

En la figura 10.2 se muestra la placa en forma de C (vista en planta) con sus respectivos ejes empleados para el cálculo.

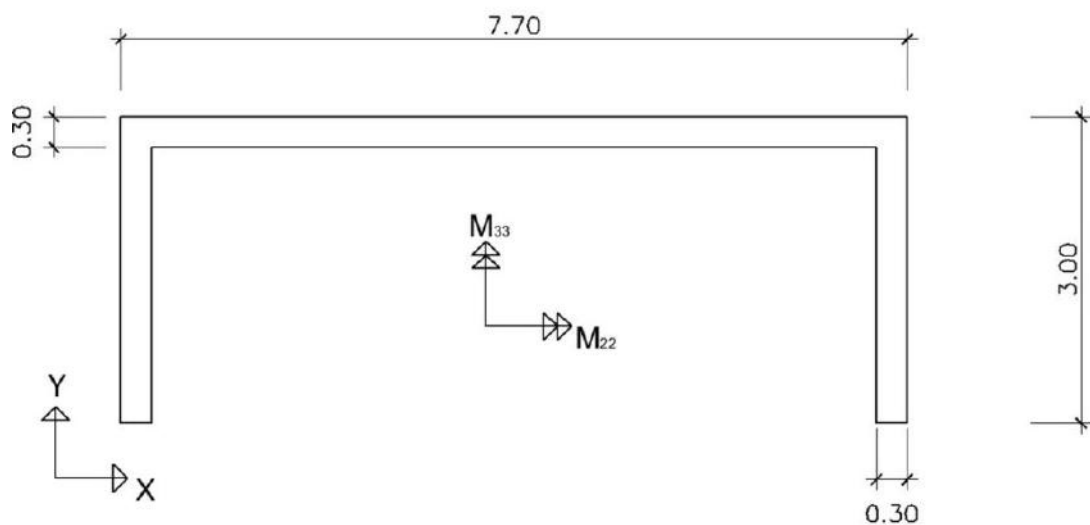


Figura 10.2. Placa PL-1. Dimensiones, ejes globales y locales de la placa.

En la figura anterior se observa que un sismo en la dirección de X producirá un momento  $M_{3,3}$  y una cortante en el eje X; mientras que un sismo en la dirección Y producirá un momento  $M_{2,2}$  y una cortante en el eje Y.

Las cargas que se obtuvieron del análisis estructural para la placa, son las siguientes:

	P(ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	$M_{2,2}$ (ton*m)	$M_{3,3}$ (ton*m)
<b>CM</b>	605	8	0.9	-9	156
<b>CV</b>	200	3	0.2	-3	98
<b>CS-x</b>	1.52	244	0.2	2	3458
<b>CS-y</b>	131	116	160	1194	1352

Dadas las dimensiones de la placa en forma de C, se puede observar que la placa trabajará en ambas direcciones. Por ello se hizo dos diseños, uno para sismos en la dirección X (trabaja en la longitud de 7.70 m) y otro para sismos en la dirección Y (trabajan las dos alas de 3.00 m).

### 10.3.1- Diseño para un sismo en X

Para el diseño por flexo compresión se calcularon las combinaciones de cargas últimas que se muestran en la siguiente tabla, adicionalmente se les asignó un color a cada combinación para poder distinguir cada punto en el diagrama de interacción.

	P(ton)	$M_{3,3}$ (ton*m)	V2 (ton)	$M_{2,2}$ (ton*m)
<b>1.4 CM + 1.7 CV</b>	1188	385	16	-17
<b>1.25 (CM+CV) + CS</b>	1009	3775	258	-13
<b>1.25 (CM+CV) - CS</b>	1006	-3140	-231	-16
<b>0.9CM + CS</b>	546	3598	252	-7
<b>0.9CM - CS</b>	543	-3318	-237	-10

Para iniciar una primera interacción, se aproximó el acero en los núcleos con la siguiente fórmula:  $M_u = A_s * f_y * d$ . De esta forma se decidió tener dos núcleos de  $40.8\text{cm}^2(8\emptyset 1)$  y dos de  $22.7\text{cm}^2(8\emptyset 3/4)$ . En la figura 10.3 se muestra el arreglo de acero elegido.

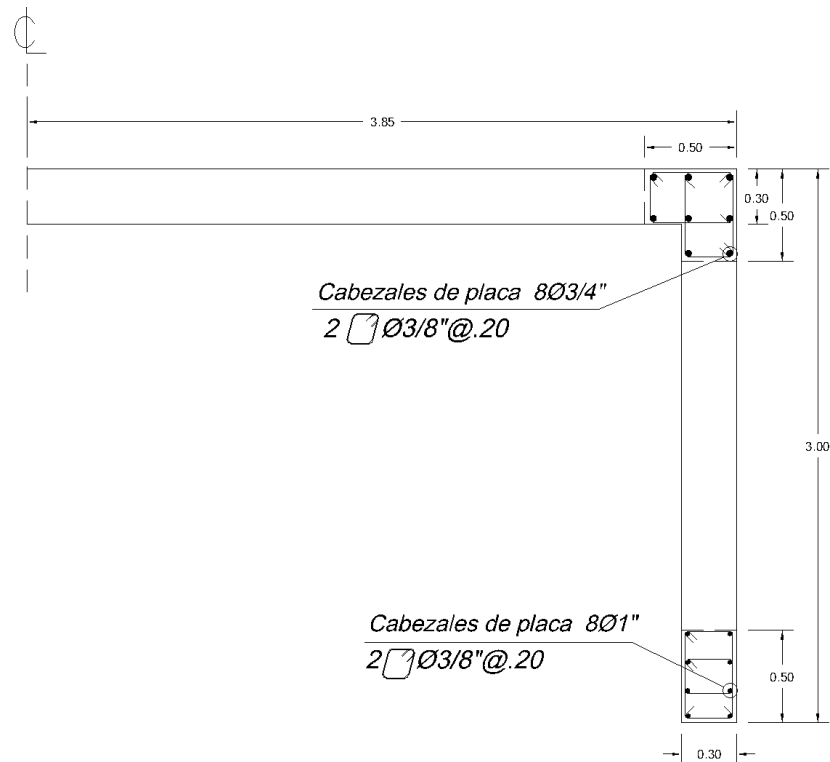


Figura 10.3. Arreglo de acero elegido en los núcleos

Las dimensiones de la placa para el análisis en X son las siguientes:

- $b = 0.30 \text{ m}$
  - $l = 7.70 \text{ m}$
  - $h = 21.7 \text{ m}$
- $\Rightarrow$ 
  - $hm/lm = 2.8$
  - $\alpha = 0.53$

A continuación, se procedió a realizar el diseño del refuerzo por corte.

El aporte del concreto:  $\emptyset V_c = 0.85 * 20790 * (0.53 * \sqrt{210}) = 136 \text{ ton}$

El refuerzo máximo a considerar es:  $V_{n\text{m}\acute{a}\text{x}} = 2.6 * \sqrt{210} * 20790 = 783 \text{ ton}$ .

Se procede a hallar  $V_s$ .

- $V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = 274.8 \text{ ton}$
- $s = \frac{(2 * 1.29) * 4200 * (693)}{274800} = 27 \text{ cm}$ .

$\Rightarrow$  2 mallas de  $1\emptyset^{1/2} @ .25\text{m}$ ; con  $\rho = 0.0034$ .

El acero vertical distribuido será igual que el horizontal.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{3.1}{7.7}\right) * (0.0034 - 0.0025) = 0.0034$$

$\Rightarrow$  2 mallas de  $1 \emptyset^{1/2} @ .25\text{m}$

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 últimas.

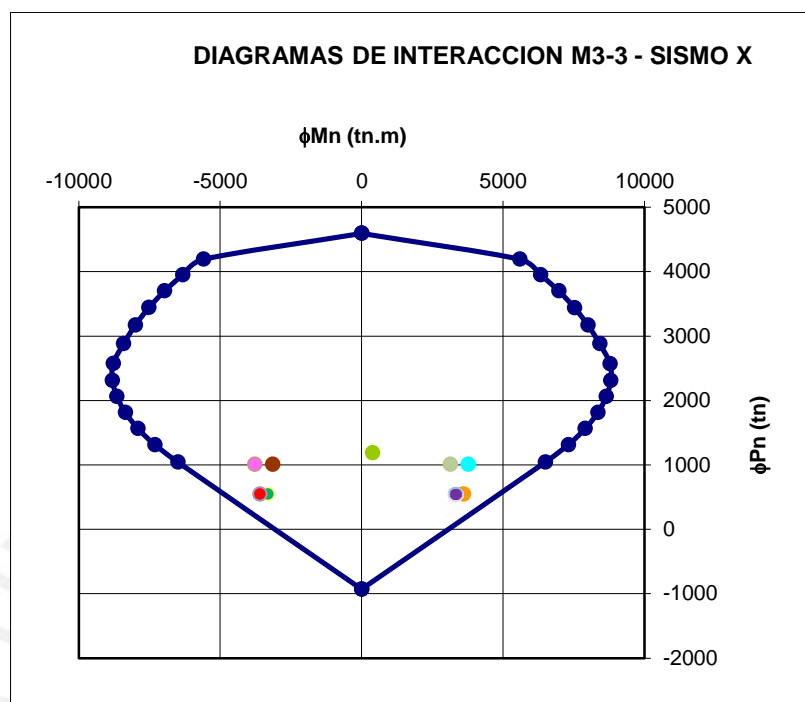


Diagrama de interacción para momentos  $M_{3-3}$  para un sismo X.

En el diagrama se observa que todos los puntos de las combinaciones de cargas últimas caen dentro del diagrama. Con ello se comprobó que el elemento cumple satisfactoriamente al colocar dos tipos de núcleos de  $8\emptyset 1''$  y  $8\emptyset 3/4''$  mostrados en la figura 10.3. En el resto de la placa irán dos mallas de  $1\emptyset 1/2 @ .25m$ .

### 10.3.2- Diseño para un sismo en Y

Al igual que en el diseño para un sismo en Y, se calcularon las combinaciones de cargas últimas que se muestran en la siguiente tabla y se les asignó un color.

	<b>P(ton)</b>	<b><math>M_{2-2}</math> (ton*m)</b>	<b>V3 (ton)</b>	<b><math>M_{3-3}</math> (ton*m)</b>
<b>1.4 CM + 1.7 CV</b>	1188	-17	2	385
<b>1.25 (CM+CV) + CS</b>	1138	1179	162	1670
<b>1.25 (CM+CV) - CS</b>	877	-1209	-159	-1035
<b>0.9CM + CS</b>	676	1186	161	1492
<b>0.9CM - CS</b>	414	-1202	-159	-1212

De la tabla anterior se puede observar que los momentos  $M_{3.3}$  resultaron significativos, esto se debe a la torsión en la dirección Y que posee la edificación. Se deberá generar un diagrama de interacción para los momentos  $M_{3.3}$  para comprobar que para dichos momentos el armado de acero también es correcto.

Dado que ya se tienen los núcleos escogidos para iniciar una interacción, se procedió a calcular el diseño por corte para las dos secciones de la placa que trabajan para un sismo en Y.

Las dimensiones de la placa para el análisis en X son las siguientes:

$$\begin{array}{l} \bullet \quad b = 0.30\text{m} \\ \bullet \quad l = 6.00 \text{ m} \\ \bullet \quad h = 21.7\text{m} \end{array} \quad \left| \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} \bullet \quad hm/lm = 3.6 \\ \bullet \quad \alpha = 0.53 \end{array}$$

A continuación, se procedió a realizar el diseño del refuerzo por corte.

El aporte del concreto:  $\emptyset V_c = 0.85 * 16200 * (0.53 * \sqrt{210}) = 105 \text{ ton}$

Refuerzo máximo a considerar es:  $\emptyset V_{n_{\text{máx}}} = 2.6 * \sqrt{210} * 16200 = 610 \text{ ton}$

Se procede a hallar  $V_s$ .

$$\bullet \quad V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = 147.4 \text{ ton}$$

$$\bullet \quad s = \frac{(2 * 1.29) * 4200 * (540)}{147400} = 39\text{cm.}$$

$\Rightarrow$  2 mallas de  $1\emptyset\frac{1}{2}$  @.25m; con  $\rho = 0.0034$ .

Cabe mencionar que se pudo usar dos mallas de  $1\emptyset\frac{1}{2}$  @.30m, pero se prefirió usar 2 mallas de  $1\emptyset\frac{1}{2}$  @.25m para uniformizar con la malla hallada para sismos en X.

El acero vertical distribuido será igual que el horizontal.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{3.1}{6}\right) * (0.0034 - 0.0025) = 0.0034$$

$\Rightarrow$  2 mallas de  $1\emptyset\frac{1}{2}$  @.25m

Definida la distribución de acero, se generaron los diagramas de interacción siguientes.

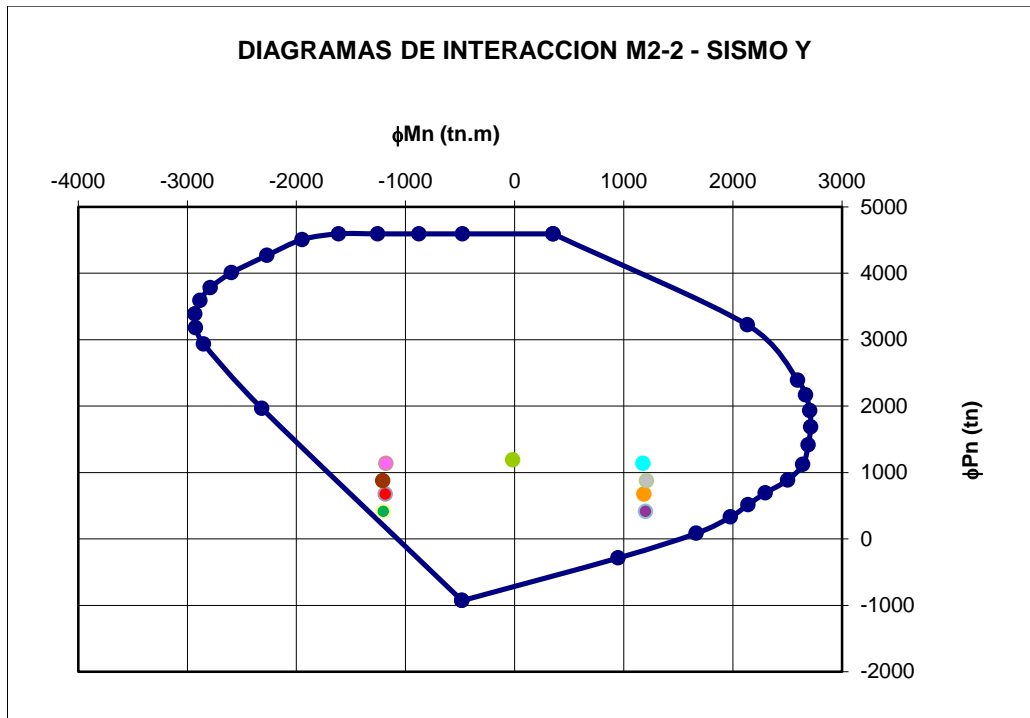


Diagrama de interacción para momentos  $M_{2-2}$  para un sismo Y.

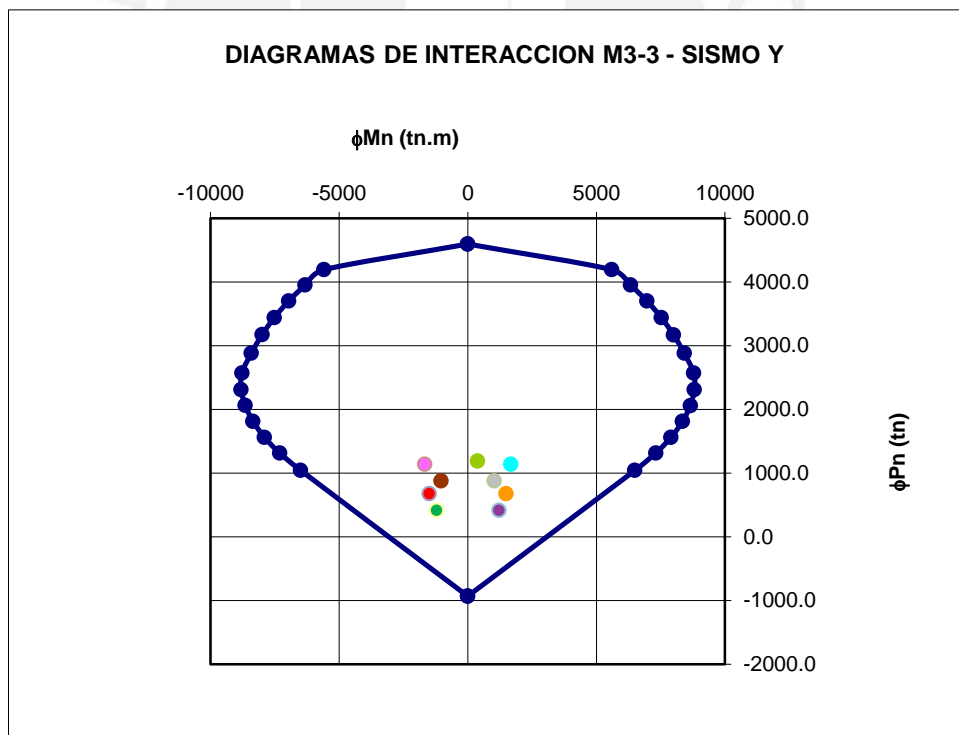


Diagrama de interacción para momentos  $M_{3-3}$  para un sismo Y.

Como se puede observar la distribución del acero en la placa es adecuada, ya que todas las combinaciones de cargas caen dentro del área de diagrama de interacción.

Por último, se buscó que cumplir la relación:  $Vu_d \geq Vu_a * \frac{Mn}{Mu}$

- Para el eje X:  $Vu_d = 783 \text{ ton}$

$$Vu_a = 258 * \frac{(10119)}{3775} = 692 \text{ ton}$$

- Para el eje Y:  $Vu_d = 610 \text{ ton}$

$$Vu_a = 162 * \frac{(3276)}{1179} = 450 \text{ ton}$$

En ambos ejes se cumplió que:  $Vu_d \geq Vu_a * \frac{Mn}{Mu}$  por tanto el diseño por cortante satisface la condición de la norma.

El diseño final de la placa se muestra en la figura 10.4.



### Placa PL-1 : Placas 1er - 2do piso

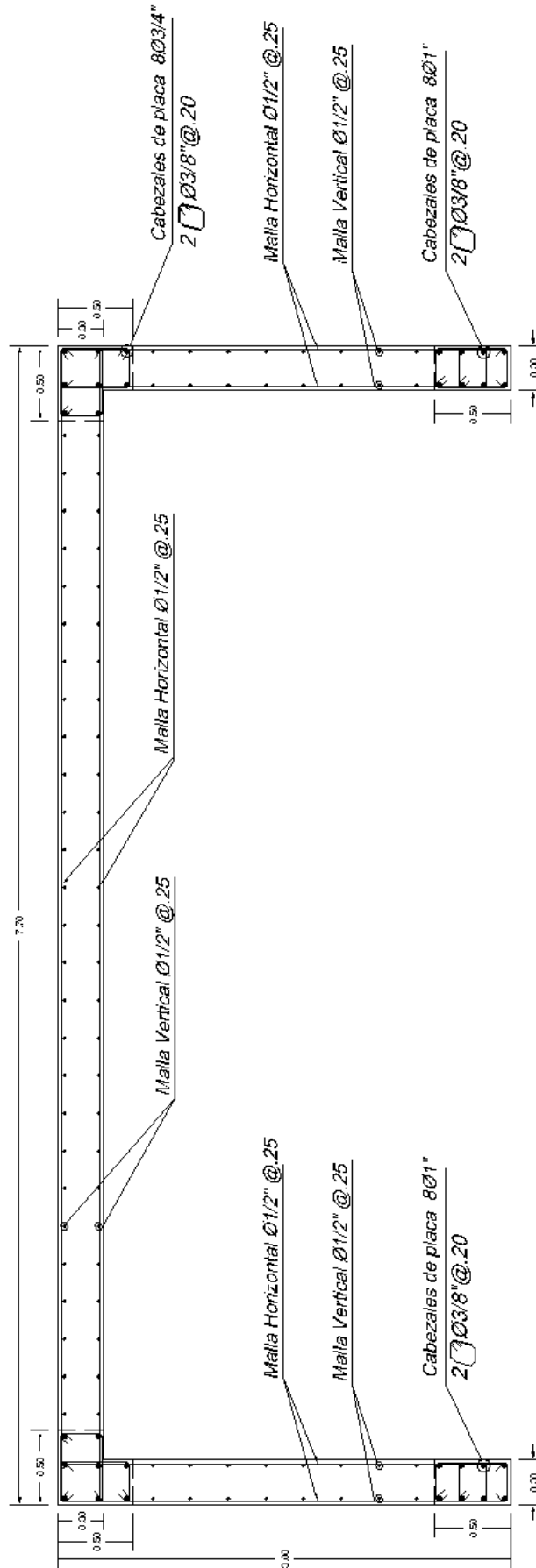


Figura 10.4 Diseño final del acero en la placa PL-1: Placas 1er – 2do piso

## Capítulo XI: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son elementos estructurales encargados de transmitir las cargas y momentos, provenientes de columnas y muros, hacia el suelo. Las principales funciones que poseen son: 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  $4 \text{ kg/cm}^2$  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. En el presente diseño se usarán zapatas conectadas, corridas y aisladas.

Las zapatas se dimensionaron utilizando las cargas, tanto de gravedad como de sismo (ambas sin amplificar), y se verificó que dichas cargas no excedan el esfuerzo admisible del suelo. Por otro lado también se realizó una verificación por punzonamiento, flexión y corte.

### 11.1- Diseño de una 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.

Se hará un dimensionamiento preliminar con la siguiente fórmula:

$$\text{Área requerida} = \frac{P_T}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}} + PP}{\sigma_{\text{adm}}}$$

Donde:

- $P_T$  : Peso total que carga la zapata ( $P_T = P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}} + PP$ ).
- $P_{\text{CM}}$ : Peso por carga muerta.
- $P_{\text{CV}}$ : Peso por carga viva.
- $PP$  : Peso propio de la zapata ( $PP = 0.05 * (P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}})$ ).

En la figura 11.1, se muestra el diagrama de esfuerzos en la zapata.

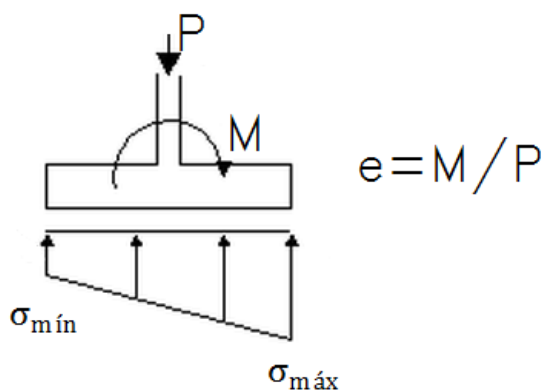


Figura 11.1. Diagrama de esfuerzos en zapata.

Luego del predimensionamiento, se procede a calcular el esfuerzo máximo de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \frac{P_T}{B * L} \pm \frac{6 * M_x}{B * L^2} \pm \frac{6 * M_y}{L * B^2} \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

- B : Ancho de la zapata (dirección y).
- L : Largo de la zapata (dirección x).
- My, Mx : Suma de momentos actuantes (Mv+Mm) en dirección “y” y “x”.

Si el esfuerzo  $\sigma_1$  excede la presión admisible  $\sigma_{adm}$ , se deberá aumentar las dimensiones de la zapata.

Adicionalmente, se hallarán los esfuerzos máximos considerando las cargas y momentos por sismo.

$$\sigma_2 = \frac{P_m + P_v + P_s}{B * L} \pm \frac{6 * (M_m + M_v + M_s)}{B * L^2} \leq 1.2 * \sigma_{adm}$$

Si el esfuerzo  $\sigma_2$  excede a  $1.2 * \sigma_{adm}$ , se deberá aumentar las dimensiones de la zapata.

### 11.1.1- Diseño por punzonamiento

El efecto de punzonamiento se genera alrededor del perímetro de la columna en las dos direcciones. Según experimentos realizados, la falla por punzonamiento se presenta a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna ( $d$  = peralte efectivo de la zapata).

Se debe tener en cuenta que en las zapatas no se usan estribos ( $V_s = 0$ ), por ello es conveniente que para tener un buen anclaje de los fierros de la columna, el peralte mínimo ( $h_{\text{mín}}$ ) de la zapata debe ser 0.60 m.

En la figura 11.2 se muestra las dimensiones de la zapata que tomadas en cuenta para el diseño por punzonamiento.

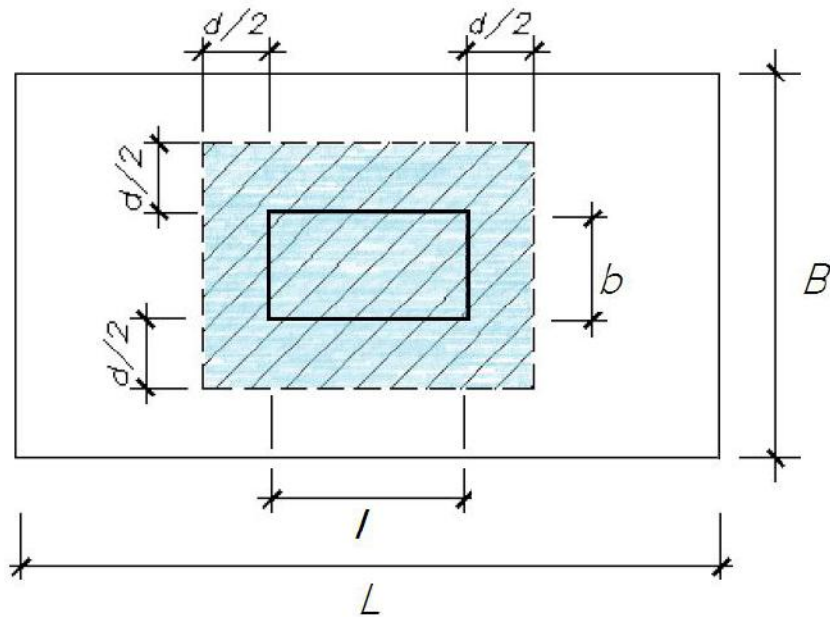


Figura 11.2. Esquema de las dimensiones a considerar en el diseño por punzonamiento.

Para empezar a diseñar por punzonamiento, primero se hallará el esfuerzo crítico ( $\sigma_{\text{crít}}$ ), que será el mayor de  $1.5 * \sigma_1$  ó  $1.25 * \sigma_2$ .

Para este caso la resistencia por corte del concreto será:

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde:

- $\phi = 0.85$  (factor de reducción por corte).
- $b_o$  = Perímetro delimitado por el área de zona de falla (a  $d/2$  de las caras de la columna).
- $d$  = Peralte efectivo ( $d = h - 9$ ).
- $h$  = Peralte de la zapata.

Luego se calcula el punzonamiento último:

$$V_u = \sigma_{\text{crít}} * (A - A_0)$$

Donde:

- $A_0$  = Área de zona de falla (a  $d/2$  de las caras de la columna).
- $A$  = Área total de la zapata ( $A=B*L$ ).

Por último, se igualará  $V_u = \emptyset V_c$  para hallar “ $d$ ” y “ $h$ ”. Con el “ $d$ ” calculado se deberá cumplir que  $V_u \leq \emptyset V_c$ .

### 11.1.2- Diseño por corte

En la figura 11.3 se muestra un esquema de las dimensiones consideradas en el diseño de la falla por corte.

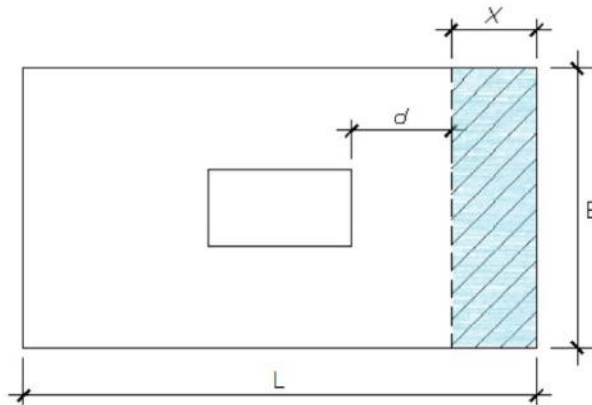


Figura 11.3. Esquema de las dimensiones a considerar en el diseño por corte.

Como se hizo anteriormente, se deberá verificar:  $V_u \leq \emptyset V_c$ . E igual que en los diseños anteriores, se calculó el aporte del concreto usando la siguiente fórmula:

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

Donde:

- $\emptyset = 0.85$  (factor de reducción por corte).
- $B$  = ancho en la dirección que se está analizando.
- $d$  = peralte efectivo. ( $d = h - 9 \text{ cm}$ ).

La cortante última para el diseño se calculará de la siguiente forma:

$$V_u = \sigma_{\text{crít}} * B * x$$

Donde:

- $\sigma_{crít}$  = Esfuerzo último, el mayor de las combinaciones.
- B = Ancho en la dirección de diseño.
- x = volado de la zapata ( $x = \frac{L-1-2*d}{2}$ , ver figura 11.3).

### 11.1.3- Diseño por flexión

Una vez obtenido el peralte efectivo “d” y comprobado que no se produzca falla por punzonamiento o corte. Se procedió a diseñar por flexión.

El diseño por flexión en la zapata se realizó de igual manera que en las vigas; y se diseñó para ambas direcciones de la zapata. En la figura 11.4 se muestra el esquema de las dimensiones a considerar en el diseño por flexión

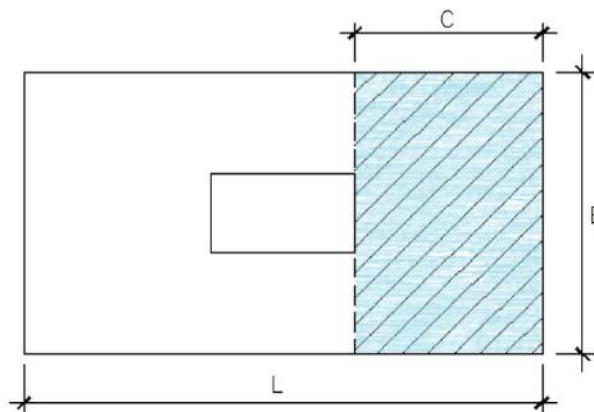


Figura 11.4. Esquema de las dimensiones a considerar en el diseño por flexión.

El diseño por flexión se hizo con el momento máximo, para el cálculo del momento se usó la siguiente fórmula:

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

Donde:

- $\sigma_{\mu}$  = Esfuerzo último, obtenido del mayor de las combinaciones.
- C = Distancia del borde de la columna al borde de la zapata
- L = Ancho referencial (L=1.0m).

## 11.2- Ejemplo de diseño de zapata

A manera de ejemplo se hizo el diseño de la zapata aislada Z-2, dicha zapata se emplea para las dos columnas C2 ubicadas en las intersecciones del eje 2 con los ejes B y C.

Se tendrá en cuenta lo siguiente:

- $D_f = 1.5 \text{ m.}$
- $\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$  (capacidad admisible del terreno).
- $C2 : 0.65 \times 0.65 \text{ m.}$

Del análisis estructural se obtuvieron las siguientes cargas en servicio en la base de la columna.

Cargas en Servicio	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
CM	352	2.9	-5.9
CV	53	1.0	-2.2
CS-x	10.3	0.06	6.3
CS-y	12.2	10.9	2.5

### 11.2.1- Predimensionamiento por presión admisible

Se tuvo en cuenta que la suma de cargas axiales en servicio para ambas direcciones, no exceda el esfuerzo admisible del suelo. A continuación se calculó el área requerida.

$$\text{Área req.} = \frac{352 + 53 + 0.05 * (352 + 53)}{40} = 10.18 \text{ m}^2$$

Con el resultado anterior, se comenzó a diseñar con una zapata cuadrada de 3.20.x3.20m (la zapata será cuadrada debido a que la columna C2 es cuadrada). Se procedió a hallar el esfuerzo máximo.

$\frac{6 * M}{B * L^2}$	Para momentos en 2-2	0.7 ton/ m <sup>2</sup>
	Para momentos en 3-3	1.5 ton/ m <sup>2</sup>

- $\frac{P_{CM}+P_{CV}+PP}{B*L} = \frac{1.05*(352+53)}{3.20*3.20} = 39 \text{ ton/ m}^2$

$\sigma_1 = \frac{P_T}{B * L} \pm \frac{6 * M}{B * L^2}$	Para momentos en 2-2	39.4 ton/ m <sup>2</sup>
	Para momentos en 3-3	39.9 ton/ m <sup>2</sup>

Se observa que  $\sigma_{adm} > \sigma_1$ . Con ello se comprobó que la zapata de 3.20m x 3.20m es adecuada.

A continuación se procede a hallar los esfuerzos máximos ( $\sigma_2$ ) adicionando las cargas y momentos por sismo. Se debe comprobar que  $\sigma_2 \leq 1.2 * \sigma_{adm}$ .

$\frac{6 * (Mm + Mv + Ms)}{B * L^2}$		
<b>Para sismo en X</b>	Para momentos en 2-2	0.7 ton/ m <sup>2</sup>
	Para momentos en 3-3	2.6 ton/ m <sup>2</sup>
<b>Para sismo en Y</b>	Para momentos en 2-2	2.7 ton/ m <sup>2</sup>
	Para momentos en 3-3	1.9 ton/ m <sup>2</sup>

$\frac{P_{CM} + P_{CV} + PP + PS}{B * L}$	<b>Para sismo en X</b>	40.6 ton/ m <sup>2</sup>
	<b>Para sismo en Y</b>	40.7 ton/ m <sup>2</sup>

$\sigma_2 = \frac{Pm + Pv + Ps}{B * L} \pm \frac{6 * (Mm + Mv + Ms)}{B * L^2}$		
<b>Para sismo en X</b>	Para momentos en 2-2	41.3 ton/ m <sup>2</sup>
	Para momentos en 3-3	43.2 ton/ m <sup>2</sup>
<b>Para sismo en Y</b>	Para momentos en 2-2	43.5 ton/ m <sup>2</sup>
	Para momentos en 3-3	42.7 ton/ m <sup>2</sup>

Se observa en la tabla anterior que todos los valores de  $\sigma_2$  son menores a 48 ton/m<sup>2</sup>. Con ello comprobamos que la zapata de 3.20m x 3.20m es adecuada.

### 11.2.2- Diseño por punzonamiento

Primero se halló el  $\sigma_{\text{crít}}$ :

$1.5 * \sigma_1$	$1.5 * 39.9 = 59.9$	$\Rightarrow \sigma_{\text{crít}} = 59.9 \text{ ton/ m}^2$
$1.25 * \sigma_2$	$1.25 * 43.5 = 54.4$	

A continuación se procedió a hallar:

- $\emptyset V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (4 * (65 + d)) * d$
- $V_u = 5.99 * (320^2 - (65 + d)^2)$

Igualando  $V_u = \emptyset V_c$ , se obtiene  $d = 0.71\text{m}$  y  $h = 0.80\text{m}$ .

### 11.2.3- Diseño por corte

Se procedió a calcular:

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * 320 * 71 = 148 \text{ ton}$$

$$V_u = 5.99 * 320 * \left( \frac{320 - 65 - 2 * 71}{2} \right) = 108.3 \text{ ton}$$

Se observa que se cumple  $V_u \leq \emptyset V_c$ . Entonces el  $h = 0.80\text{m}$  es adecuado.

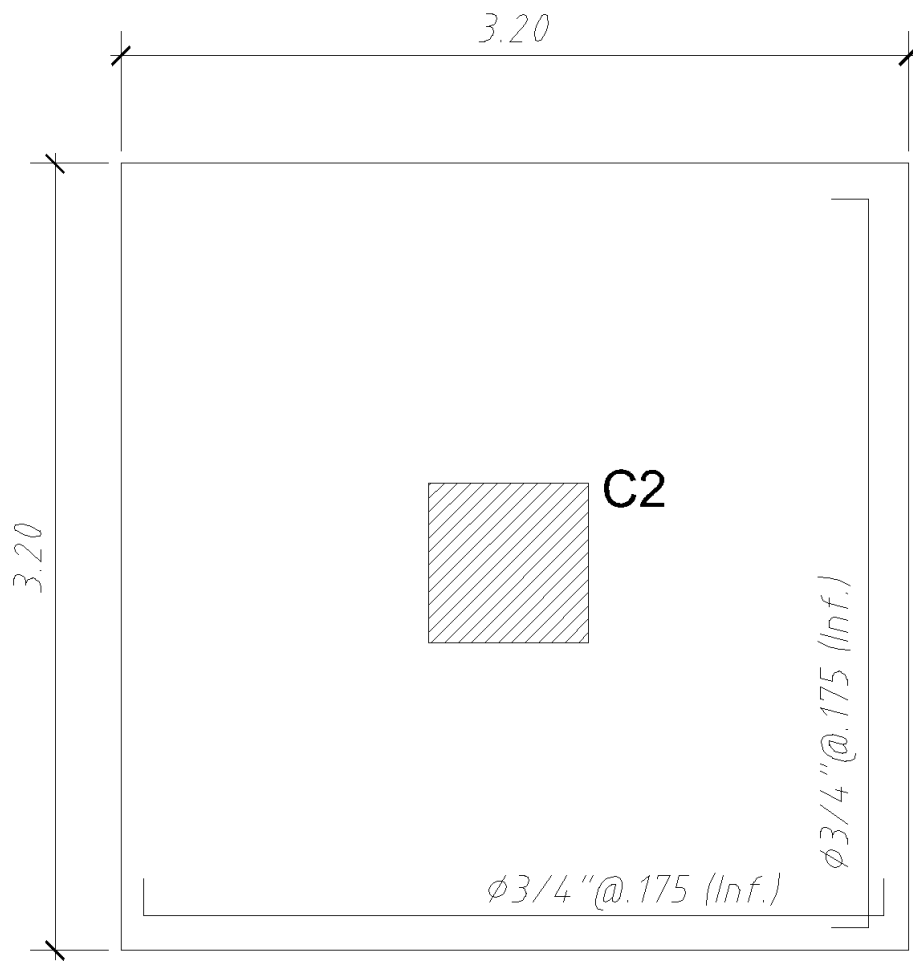
### 11.2.4- Diseño por flexión

$$M_u = 59.9 * \frac{1.275^2}{2} * 1 = 48.7 \text{ ton * m}$$

A continuación, se calculó el acero siguiendo el procedimiento del diseño por flexión una viga.

Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Barras colocadas
48.7	100	71	4.41	18.73	$\emptyset 3/4" @ 17.5\text{cm}$

El diseño final de la zapata se muestra en la figura 11.5.



$$H = 0.80m$$

$$NFZ = -1.50$$

Figura 11.5 Diseño final del acero en la zapata Z-2

## Capítulo XII: DISEÑO DE ESCALERAS

El diseño de escaleras se calcula sólo por flexión y se considera a las escaleras como losas macizas que trabajan en una dirección, apoyadas sobre muros o vigas; en el edificio estarán apoyadas sobre muros. Además de colocar acero por flexión también se colocó un acero mínimo por temperatura para la dirección transversal.

### 12.1- Metrado de cargas

Las cargas para el diseño de las escaleras serán: el peso propio y piso terminado (CM), y la sobrecarga según norma será  $400 \text{ Kg/m}^2$  (CV).

Para metrar el peso propio de la escalera, se consideró el peso del tramo inclinado o garganta y además los pesos de los contrapasos. En la figura 12.1 se muestra un esquema del diseño de la escalera.

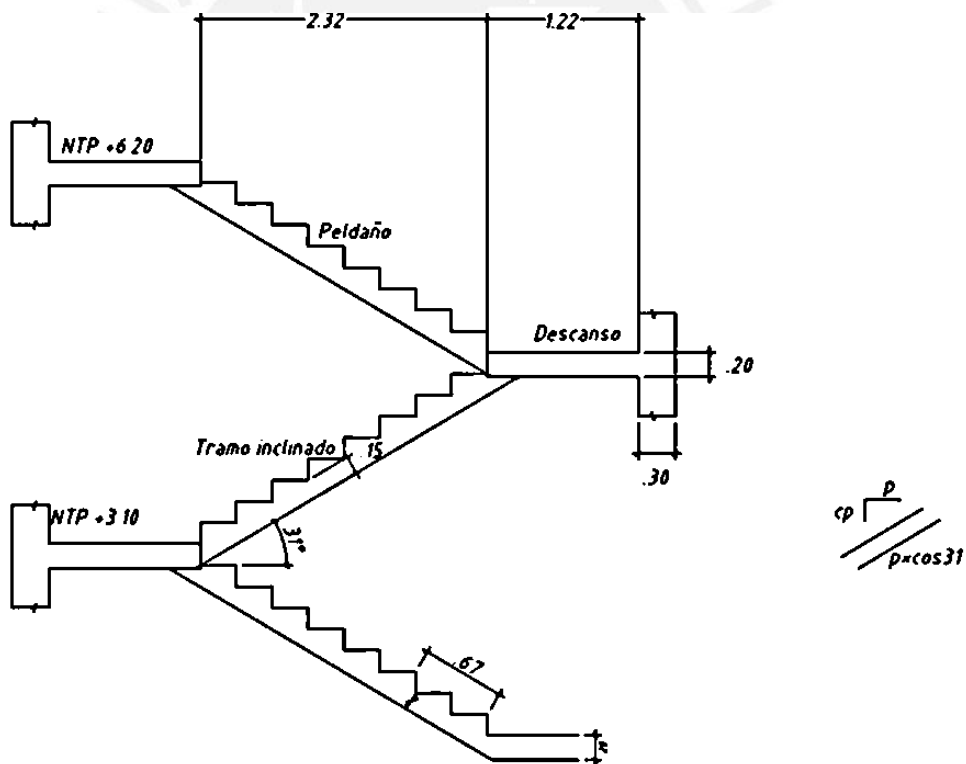


Figura 12.1 Esquema de escalera.

Donde:

- $p = \text{paso} = 0.29 \text{ m}$
- $cp = \text{contrapaso} = 0.17 \text{ m}$
- $t = \text{espesor de garganta} = 0.15 \text{ m}$

La fórmula para hallar el metrado de los pasos es la siguiente:

$$\text{Peso de pasos} = 2400 * \left( \frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

<b>CM</b>	Escalera-garganta	621	720 Kg/m <sup>2</sup>
	Piso terminado	100	
<b>CV</b>	Sobrecarga	400	400 Kg/m <sup>2</sup>
<b>CU = 1.4*CM + 1.7*CV =</b>		<b>1690</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

### 12.2- Diseño

- CM= 0.72 ton/m<sup>2</sup>
- CV= 0.40 ton/m<sup>2</sup>

En la figura 12.2 se muestra el modelo estructural usado para hallar los momentos últimos debido a las cargas por gravedad.

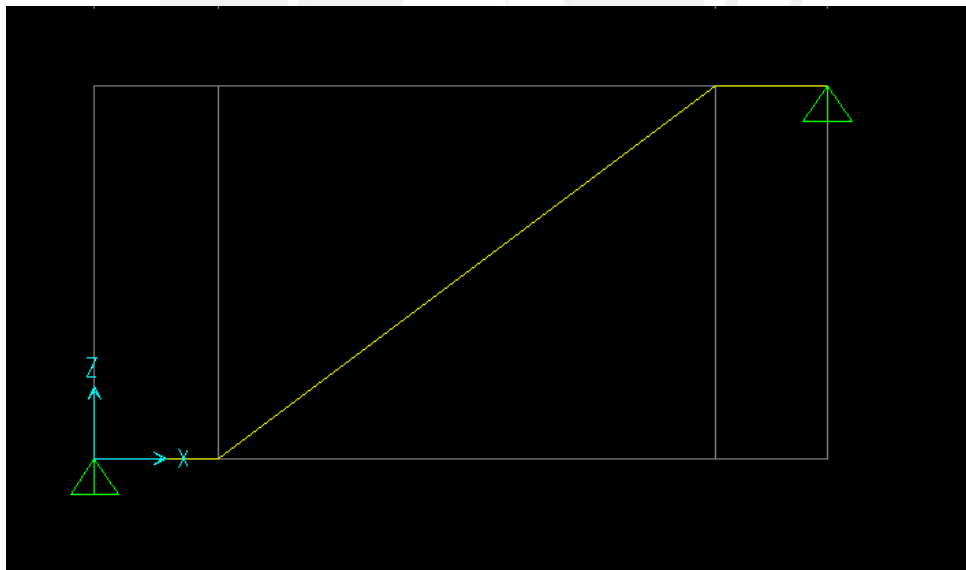


Figura 12.2 Modelo estructural empleado para el diseño de escaleras

En la figura 12.3 se muestra los momentos resultantes del análisis de cargas de gravedad.

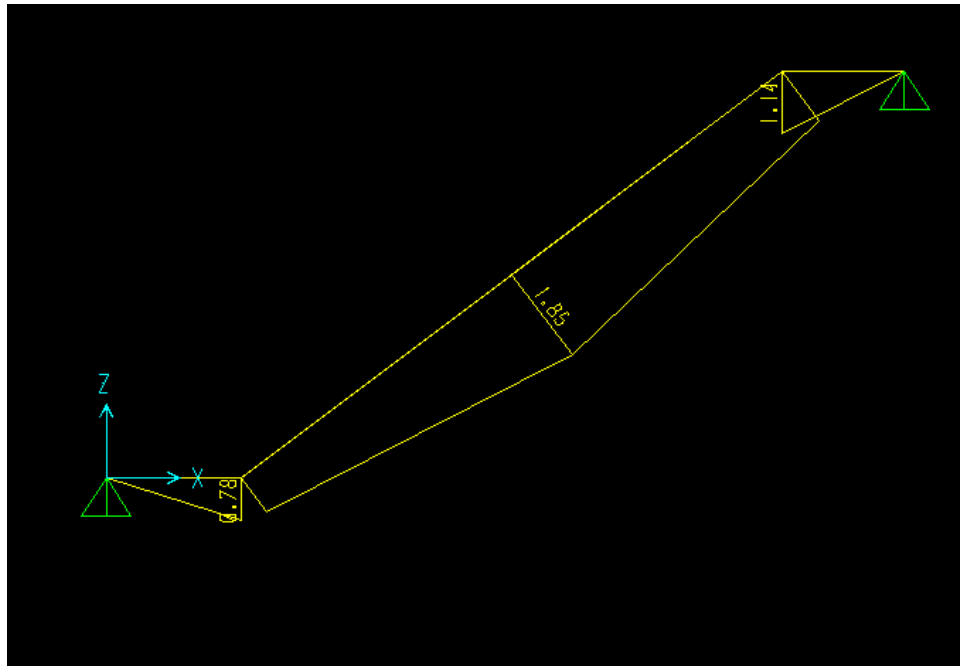


Figura 12.3 Momentos resultantes de las cargas últimas de gravedad en la escalera.

Con dichos momentos se procedió a calcular el área de acero necesario. En la figura 12.4 se muestra el acero final colocado en la escalera.

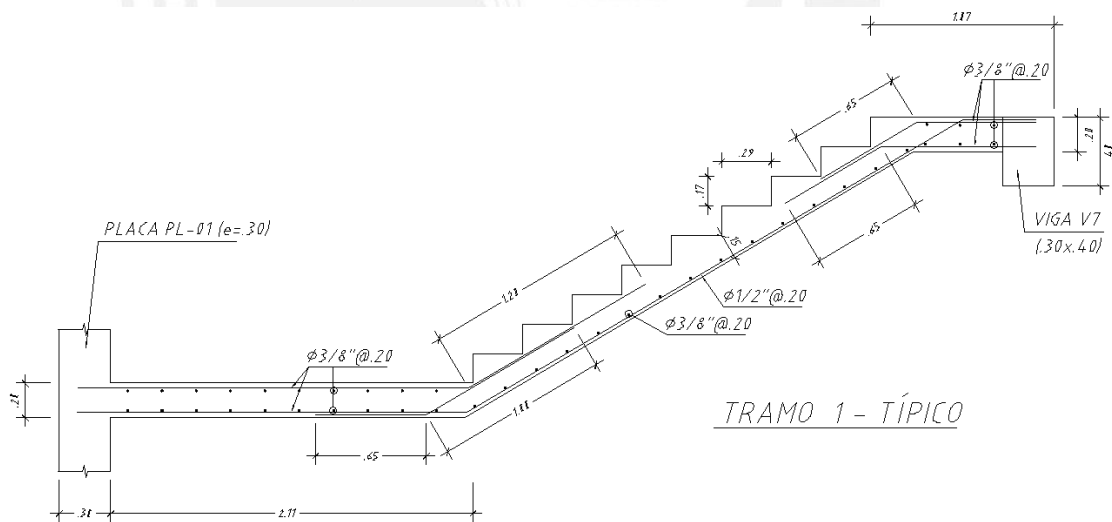


Figura 12.4 Acero colocado en un tramo 1 típico de la escalera.

## Capítulo XIII: METRADO DE MATERIALES

Se realizó un metrado del acero y concreto de cada elemento estructural para determinar la incidencia de dichos materiales. También se obtuvo un ratio global de materiales respecto al área total construida del edificio.

### 13.1- Área construida

Primero se calculó el área total construida de todo el edificio. El edificio tiene 7 pisos, por tanto el área total construida es:

$$\text{Área por nivel} = 702.5 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Área total construida} = 4917.6 \text{ m}^2$$

### 13.2- Metrado de materiales

A continuación se muestra el resumen del metrado del acero y concreto.

Elemento	Acero (kg)	%	Concreto (m <sup>3</sup> )	%
Losas (aligeradas y macizas)	34193	29.5	488	35.5
Vigas (peraltadas y chatas)	46178	39.9	408	29.7
Columnas	17512	15.1	105	7.6
Placas	13768	11.9	200	14.5
Cimentaciones	2737	2.4	155	11.3
Escaleras	1487	1.3	19	1.4
<b>TOTAL</b>	<b>115875</b>		<b>1375</b>	

De la tabla anterior se puede observar que la mayor cantidad de acero se encuentra en las vigas y losas. Esto es debido a que en la mayoría de las vigas típicas se usaron barras de acero corrido de 3/4" y 1" y en las losas mayormente se usaron barras de acero de 3/8" y 1/2".

A continuación se muestra la siguiente tabla con las incidencias de los elementos sobre el área total techada.

<b>Elemento</b>	<b>Incidencia de acero sobre el concreto (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Incidencia de acero sobre el área techada (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Incidencia de concreto sobre el área techada (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Losas (aligeradas y macizas)</b>	70.07	<b>6.95</b>	0.10
<b>Vigas (peraltadas y chatas)</b>	113.18	<b>9.39</b>	0.08
<b>Columnas</b>	166.78	3.56	0.02
<b>Placas</b>	68.84	2.80	0.04
<b>Cimentaciones</b>	17.66	0.56	0.03
<b>Escaleras</b>	78.26	0.30	0.00
<b>TOTAL</b>	<b>84.27</b>	<b>23.56</b>	<b>0.28</b>

De los valores obtenidos se puede observar que los elementos con mayor ratio de acero por metro cuadrado son las vigas y losas. Como se mencionó anteriormente esto es debido a los diámetros de las barras de acero corrido que se emplearon en el diseño de dichos elementos.

El consumo total de acero es de 23.60 kg por metro cuadrado de área techada.

A partir del metrado de acero y concreto se calculó el peso del edificio.

- Acero: 116 ton
- Concreto:  $1375 \text{ m}^3 * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 3300 \text{ ton}$

$$\Rightarrow \text{Peso del edificio} = 3416 \text{ ton}$$

(Sin considerar, tabiques acabados ni carga viva).

En el acápite 4.3.4.1 se halló, mediante un metrado manual, el peso total del edificio adicionando un 25% de carga viva: 4170 ton.

Al comparar dichos pesos del edificio, se encontró una relación de 82%, con dicha relación comprueba que el metrado realizado es correcto, ya que el porcentaje restante corresponderá a los acabados, tabiques y carga viva que se colocarán en el edificio.

## Capítulo XIV: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

1. La estructura ha sido diseñada de acuerdo a las disposiciones de las Normas Técnicas de Edificación. La estructuración planteada proporcionó una rigidez lateral adecuada en ambas direcciones, en consecuencia las derivas inelásticas máximas fueron de 0.0018 en X y 0.0037 en Y. Dichas derivas se encuentran lejos del límite de la norma de 0.007.
2. Para que el edificio tenga un comportamiento similar al modelo sísmico se ha considerado lo siguiente:
  - Los tabiques de albañilería se encuentran separados de la estructura principal, con el fin de evitar el problema de columnas cortas, para que no tomen esfuerzos sísmicos y no generen torsión en el edificio.
  - En la zona central de escaleras y ascensores, debido a que existen varias aberturas en planta, se ha colocado una losa maciza con el fin de proporcionar continuidad al diafragma estructural.
3. La estructura posee una excentricidad promedio en el eje X de 1.05 m lo que produce un efecto de torsión en el eje Y, dicho efecto logra ser controlado por la estructura. En el acápite 4.3.2 (Irregularidad torsional) se evaluaron los desplazamientos en busca de dicha irregularidad y se encontró que las relaciones entre los desplazamientos relativos máximos, el desplazamiento promedio y el desplazamiento máximo permisible estaban dentro de los límites establecidos por la norma. De esta forma se comprobó que la estructura no posee irregularidad alguna.
4. Se realizaron dos análisis dinámicos: un análisis con 3 grados de libertad por nivel (dos componentes de traslación y una rotacional) y otro análisis de traslación pura en cada una de las direcciones consideradas (TPX y TPY). Los resultados fueron los siguientes:

Eje	3GDL		Traslación Pura	
	Periodo (seg)	% Masa Participante	Periodo (seg)	% Masa Participante
X	0.35	72.36	0.35	72.33
Y	0.57	44.11	0.55	72.43

Se observa que el periodo fundamental en el eje X es menor que en el eje Y, esto demuestra que la estructura es más rígida en el eje X; dicha rigidez es debido a la mayor dimensión de las dos placas en forma de “C” se encuentra en la dirección X.

En el eje Y se observa una gran diferencia entre las masas participantes de los análisis de 3GDL (44%) y traslación pura (72%), esto se debe a que el eje Y es menos simétrico que el eje X y a la existencia de una excentricidad promedio de 1.05 m que produce un efecto torsión en dicho eje.

5. En el análisis sísmico se obtuvo que la fuerza cortante basal dinámica era menor que el 80% (estructura regular) de la cortante basal estática, por lo que fue necesario escalar los resultados (a excepción de los desplazamientos) por los factores 1.16 y 1.20 para las direcciones X e Y respectivamente.
6. Para el análisis por cargas de gravedad en columnas, se compararon los resultados del programa ETABS con un metrado manual de cargas vivas y muertas, hallándose que el metrado manual es mayor que el metrado del programa. Esta diferencia se debe a que en el metrado manual se consideran elementos dentro del área tributaria de la columna, en cambio, no se sabe qué método emplea el programa. Por ello, para el diseño de las columnas se utilizó el metrado manual.
7. En el diseño de todos los elementos estructurales se consideró obtener primero la falla por flexión (falla dúctil) evitando en todo momento una falla por corte (falla frágil). Ello se consiguió dando una mayor resistencia al corte que a la resistencia por flexión. Adicionalmente, dado la alta sismicidad de la ciudad de Lima, fue necesario incluir en las combinaciones de carga los efectos de sismo.
8. El ratio de acero resultó 23.6 kg/m<sup>2</sup> de área techada, habiendo mayor ratio acero en vigas (9.39 kg/m<sup>2</sup>) y losas (6.95 kg/m<sup>2</sup>); esto es debido a que en la mayoría de las vigas típicas se ha usado barras de acero corrido de 3/4" y 1" y en las losas se han usado barras de acero corrido de 3/8" y 1/2".

## Capítulo XV: BIBLIOGRAFIA

1. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANAMIENTO DEL PERÚ  
2013            Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Cámara Peruana de la Construcción.
2. BLANCO BLASCO, Antonio  
2006            Apuntes del Curso Concreto Armado 2. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
3. BLANCO BLASCO, Antonio  
1997            Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Segunda edición. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
4. HARMSEN, Teodoro  
2002            Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Tercer Edición. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
5. MUÑOZ PELÁEZ, Alejandro  
2004            Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
6. OTTAZZI PASINO, Gianfranco  
2013            Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial