

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA**  
DEL PERÚ

## DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS EN MIRAFLORES

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

**Gabriel Moyano Rostworowski**

**ASESOR: Ing. Gianfranco Ottazzi P.**

Lima, Septiembre de 2016

FACULTAD DE  
CIENCIAS E  
INGENIERÍA

PUCP

## TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño de un edificio de Oficinas en Miraflores".  
 Área : Estructuras - Concreto Armado  
 Asesor : Ing. Gianfranco Ottazzi P.  
 Alumno : GABRIEL MOYANO ROSTWOROWSKI  
 Código : 2010.0424.412  
 Tema N° : 364  
 Fecha : 11 de mayo de 2015



## OBJETIVO:

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

## DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

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

El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030-2003. Se realizarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima con un esfuerzo admisible de  $4 \text{ kg/cm}^2$  a 1.50 m de profundidad.

Adicionalmente se realizará el metrado del concreto y del acero de refuerzo, indicando su incidencia en los distintos elementos estructurales del edificio.

## PLAN DE TRABAJO:

Primera Revisión

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

Segunda Revisión

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

Tercera Revisión

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

NOTA: La extensión máxima de la memoria escrita será de 100 páginas.



## Resumen

En este trabajo de tesis se tiene como objetivo el análisis y el diseño estructural en concreto armado de los elementos que conforman un edificio de siete pisos destinado a oficinas ubicado en el distrito de Miraflores, Lima-Perú. Se ubica en un terreno de área total 838.45 m<sup>2</sup> sobre un suelo gravoso de alta capacidad portante, comúnmente encontrado Miraflores.

Esta edificación cuenta con siete pisos, de los cuales seis son típicos, destinados a oficinas y el primero es destinado a estacionamientos. Cuenta además con un terreno posterior que funcionará como estacionamiento, de tal manera que se cumpla con el número mínimo de estacionamientos por regulación municipal sin tener que realizar sótanos.

En esta tesis se diseñarán: Vigas, columnas, muros de corte, losas aligeradas en una dirección, losas macizas en dos direcciones, escaleras y cimentación. Todo el diseño de los elementos estructurales se realizará siguiendo los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones y recomendaciones prácticas para obtener una estructura de buen comportamiento frente a las solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas que tendrá en su vida útil.

La primera parte de esta tesis es la estructuración y pre dimensionamiento de los elementos estructurales. Una estructuración simple y ordenada permitirá un análisis sísmico con un mayor grado de confiabilidad. Un pre dimensionamiento adecuado nos permitirá que el diseño de las secciones sea lo más eficiente posible, tanto en su funcionalidad como económicamente.

El análisis sísmico se realizó en el programa ETABS versión 9.7.4, de la empresa Computers and Structures, Inc. El análisis por cargas de gravedad fue realizado manualmente, con ayuda de hojas de cálculo.

Para todo el diseño se utilizó una variedad de programas en Excel. En estas hojas de cálculo se colocan los parámetros del elemento a diseñar y se obtiene la resistencia nominal de las secciones, de acuerdo a procedimientos aceptados por la norma E.060.



*A mis padres, mis abuelos y a Eve, por su apoyo constante a lo largo de mi carrera universitaria.*

## INDICE GENERAL

Resumen de tesis.....	ii
Capítulo 1: Generalidades.....	1
Características Principales:.....	2
Normas a utilizar.....	6
Aspectos generales del diseño de concreto armado.....	6
Materiales considerados por el diseño .....	8
Cargas utilizadas:.....	11
Capítulo 2: Estructuración.....	12
Generalidades .....	12
Techos.....	12
Vigas peraltadas.....	13
Vigas chatas .....	13
Columnas.....	13
Muros de corte.....	14
Escalera.....	14
Capítulo 3: Pre dimensionamiento.....	15
Aligerados:.....	15
Vigas .....	15
Columnas.....	16
Muros de corte.....	16
Capítulo 4: Análisis sísmico.....	19
Parámetros de edificación:.....	19
Masa sísmica.....	22
Irregularidades.....	23
Procedimientos de análisis .....	24
Modos de vibración de la estructura .....	29
Cortante basal estático.....	30
Amplificación de fuerzas sísmicas .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Control de derivas .....	32
Desplazamientos máximos y junta sísmica.....	33
Capítulo 5: Diseño de losas aligeradas.....	35

Análisis estructural .....	35
Procedimiento de Diseño .....	35
Ejemplo de diseño .....	38
Capítulo 6: Diseño de vigas peraltadas .....	41
Análisis estructural .....	41
Procedimiento de Diseño .....	41
Ejemplo de diseño Viga VT-02.....	44
Capítulo 7: Diseño de columnas.....	50
Análisis .....	50
Procedimiento de Diseño .....	51
Ejemplo de diseño columna C4-Primer Y Segundo entrepiso .....	55
Capítulo 8: Diseño de placas.....	60
Análisis estructural .....	60
Procedimiento de Diseño .....	60
Ejemplo de diseño Placa P4: .....	63
Capítulo 9: Diseño de cimentaciones:.....	70
Características locales de cimentación:.....	70
Procedimiento de diseño de cimentaciones .....	71
Ejemplo de diseño: zapata simple Z-02.....	74
Ejemplo de diseño: zapata combinada Z-05 .....	76
Ejemplo de diseño: zapata lateral Z-01 .....	81
Capítulo 10: Diseño de elementos secundarios.....	86
Ejemplo de diseño: VCH-02 .....	86
Ejemplo de diseño: Escalera.....	86
Capítulo 11: Metrado de elementos estructurales.....	89
Capítulo 12: Observaciones y conclusiones.....	90
Capítulo 13: Bibliografía.....	92

# Capítulo 1: Generalidades

## 1.1 Nomenclatura:

Para los propósitos del siguiente trabajo de tesis se considerarán términos abreviados propios y extraídos de los códigos: Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente (NTE 0.30, 2006) y Norma Técnica E.060 Concreto Armado (NTE 0.60, 2009). Estos términos son los siguientes:

- Acb: Área del bloque comprimido en falla balanceada
- Acp: Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto
- Ag: Área de la columna
- Aoh: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir torsión
- As: Área de refuerzo longitudinal a tracción
- At: Área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión
- Av: Área de refuerzo por cortante
- B: Base de zapata
- b: Ancho de la cara en compresión de la sección
- C: Coeficiente de amplificación sísmica
- d: Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción
- Ec: Módulo de elasticidad del concreto
- $f_c$ : Resistencia especificada a la compresión del concreto
- $f_{sb}$ : Esfuerzo en el refuerzo en compresión
- $f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
- g: Gravedad
- h: Altura o espesor de un elemento
- I: Inercia bruta de una sección
- Icr: Inercia fisurada de una sección
- Ief: Inercia efectiva para el cálculo de deflexiones
- l: Luz de viga o losa en una dirección.
- L: Longitud de zapata
- Mcr: Momento de agrietamiento de una sección
- P: Peso total de la edificación

- Pcp: Perímetro exterior de la sección transversal de concreto.
- Pp: Peso propio de zapata
- Pu: Carga axial amplificada
- R: Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
- S: Factor de suelo
- s: Espaciamiento medido de centro a centro del refuerzo
- Sa: Aceleración espectral
- T: Periodo de la estructura
- Tp: Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo
- U: Factor de uso
- Z: Factor de zona
- $\rho$ : Cuantía de refuerzo

## 1.2 Características de la Edificación:

El proyecto es un edificio de oficinas de siete pisos con las siguientes características

Tipo de proyecto	Edificio de oficinas
Área del terreno	838.45 m <sup>2</sup>
Área techada total	3753.9 m <sup>2</sup>
Nro. Pisos	Siete
Nro. Oficinas	Doce en total (Dos por piso)
Altura de entrepiso	3.30m de piso a piso

Este edificio está ubicado en el distrito de Miraflores. Las dimensiones del terreno son 20.50 m. de frente y 40.90 m. de fondo. Cuenta con un ingreso peatonal y dos ingresos para vehículos, que permiten el acceso a la parte posterior del terreno, donde se encuentra la mayor parte de los estacionamientos.

En el primer piso se cuenta con la sala de espera, la recepción y la totalidad de los estacionamientos del edificio.

Los otros seis pisos cuentan con una distribución típica, una oficina con vista a la calle y una con vista al estacionamiento posterior. Ambas oficinas son de área libre, para que los compradores coloquen la tabiquería como mejor les convenga y cuentan con dos bloques de baños; para hombres y para mujeres. Además de eso



en cada piso hay un baño para personas con discapacidad, accesible a ambas oficinas.

Las características de la arquitectura del edificio permiten la realización de una estructuración a base de muros de corte en ambas direcciones, los cuales proveen resistencia y rigidez suficientes para cumplir con los lineamientos especificados en la norma E.030 “Diseño sísmo resistente”. Las losas de techo están conformadas por losas aligeradas tradicionales de 25 cm en la zona de oficinas y losas macizas de 20 cm.



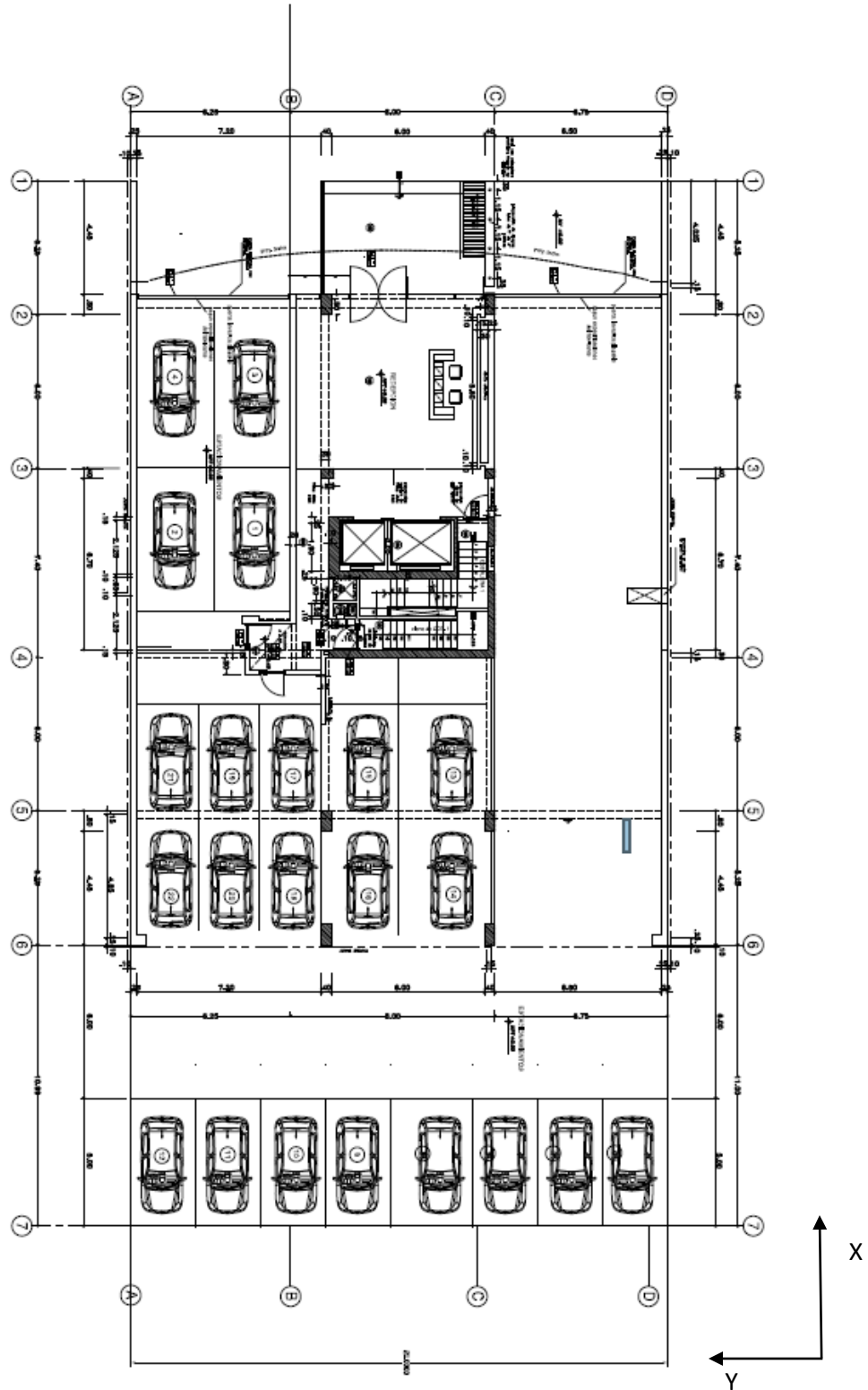


Fig.1-1: Planta Arquitectónica de Primer piso



### 1.3 Normas a utilizar

El diseño de todos los elementos está basado en el actual REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE). Para este proyecto específicamente se utilizaron los siguientes capítulos de la norma:

- **Norma E.020 Cargas (SENCICO, 2006)**
- **Norma E.030 Diseño Sismo resistente (SENCICO, 2006)**
- **Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (SENCICO, 2006)**
- **Norma E.060 Diseño en Concreto Armado (SENCICO, 2009)**
- **Norma E.070 Albañilería (SENCICO, 2006)**

### 1.4 Aspectos generales del diseño de concreto armado

#### 1.4.1 Diseño por Resistencia

De acuerdo a la norma Norma E.060 “Diseño en Concreto Armado” los elementos estructurales serán diseñados utilizando el Diseño por Resistencia. En este tipo de diseño se al aplicarse un grupo de cargas amplificadas, las cuales no deben de tener baja probabilidad de alcanzarse durante su vida útil, esta sección alcance su resistencia máxima.

El tipo de falla buscada es una falla dúctil, en la que el tiempo de falla es largo y existe una buena disipación de energía. De esta manera la estructura no colapsará de manera rápida y la probabilidad de pérdidas humanas será mucho menor.

Adicionalmente su comportamiento debe de ser satisfactorio para condiciones de servicio, evitando vibraciones, fisuración, deflexiones o corrosión de la armadura de refuerzo.

#### 1.4.2 Cargas

La norma Técnica E.020 indica los tipos de cargas a considerarse en el diseño de los elementos. Siguiendo sus lineamientos se considera:

- **Carga Muerta (CM):** El peso de los diferentes materiales utilizados, tabiquería, piso terminado y cargas permanentes en la estructura.
- **Carga viva (CV):** Peso de los ocupantes, muebles, y diferentes elementos móviles no permanentes en la estructura.
- **Carga de sismo (S):** Las fuerzas generadas en los elementos por una acción sísmica en la base de la estructura que es representada por un espectro de diseño, siguiendo los lineamientos de la norma E.030. Debe de

ser considerado un sismo de diseño independiente en cada una de las direcciones de los dos ejes principales de la edificación.

#### 1.4.3 Factores de amplificación

Para que las cargas aplicadas tengan muy baja probabilidad de ser excedidas en la vida útil de la estructura el diseño por resistencia amplifica las cargas aplicadas por medio de combinaciones de carga. Se debe de analizar y diseñar cada uno de los elementos para el valor de fuerzas que produzcan los esfuerzos más críticos. Las combinaciones de carga indicadas en la norma E.060 son las siguientes:

**1.4 CM+1.7 CV**

**1.25 CM+1.25 CV+S**

**1.25 CM+1.25 CV-S**

**0.9 CM+S**

**0.9 CM-S**

#### 1.4.4 Factores de reducción de resistencia

De acuerdo al diseño por resistencia las resistencias nominales de las secciones deben de ser reducidas por un factor  $\phi$ , el cual depende del tipo de sollicitación a la que se le somete. Los valores de  $\phi$  dependen de la variabilidad de la resistencia, de las consecuencias de la falla del elemento y del tipo de falla que se producirá de acuerdo a las sollicitaciones.

Estos factores son los siguientes:

Sollicitación	$\phi$
<b>Flexión</b>	0.90
<b>Tracción y Flexo-Tracción</b>	0.90
<b>Cortante</b>	0.85
<b>Torsión</b>	0.85
<b>Cortante+Torsión</b>	0.85
<b>Compresión y flexo compresión</b>	
<b>Confinamiento con espiral</b>	0.75
<b>Confinamiento con estribos</b>	0.70

Se debe de cumplir para cualquier sección de la estructura que:

$\Phi$  Resistencia nominal > Resistencia requerida por las solicitaciones amplificadas

## 1.5 Materiales considerados por el diseño

### 1.5.1 Acero de refuerzo:

Se utilizarán barras de acero corrugado ASTM 615 grado 60. Sus características principales son los siguientes:

- Límite de fluencia:  $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_s=2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

El acero en la realidad tiene un comportamiento complejo y difícil de modelar. Cuenta con una zona elástica, luego con una plataforma de fluencia seguido de una zona de endurecimiento.

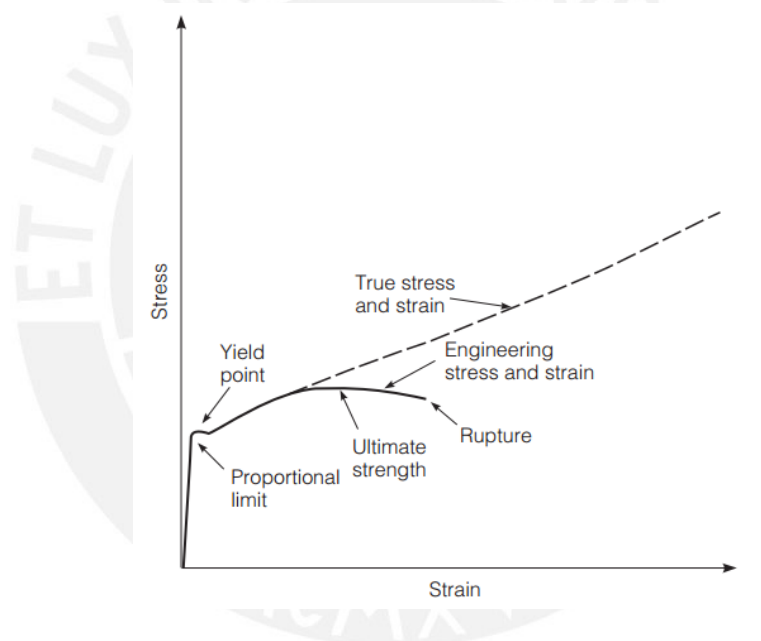


Fig. 1-3: Diagrama típico de Esfuerzo-Deformación del acero corrugado (Mamlouk y Zaniwski, 2011)

Sin embargo los códigos de diseño permiten utilizar un modelo más simple para simular el comportamiento del acero de refuerzo. Se considera que es perfectamente elástico hasta llegar a su límite de fluencia “ $f_y$ ” y luego se deforma sin aumentar su esfuerzo. A este modelo se le denomina Elasto-plástico perfecto.

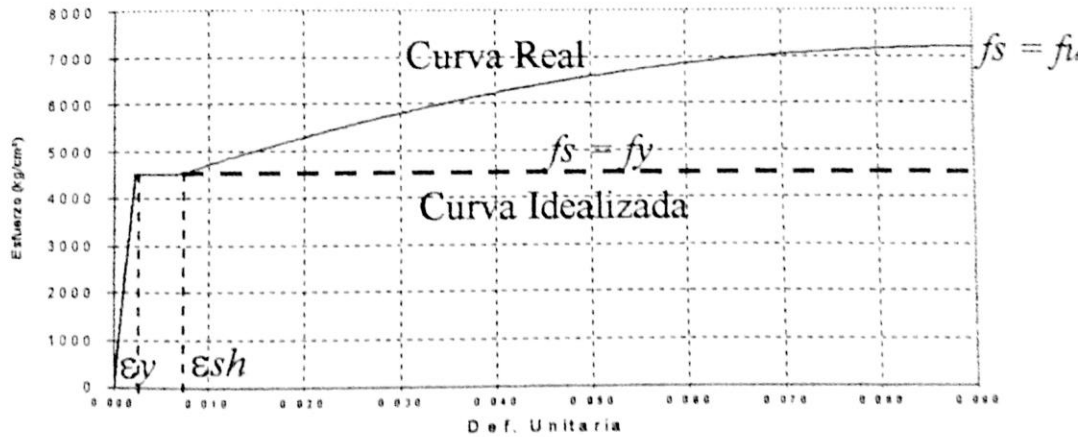


Fig 1-4: Modelo Elasto-Plástico perfecto del acero (Ottazzi, 2013)

### 1.5.2 Concreto

Las especificaciones tomadas en cuenta para el diseño son las siguientes:

- Resistencia especificada a la compresión  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson los siguientes  $\nu=0.15$
- Módulo de elasticidad  $E=217,000 \text{ kg/cm}^2$

De la misma manera que en el caso del acero, la relación entre esfuerzos y deformaciones del concreto tiene un comportamiento complejo. En caso de utilizarse un la relación esfuerzo-deformación similar a la real, las ecuaciones de diseño se vuelven muy laboriosas. Por esta razón se permite trabajar con un bloque de compresiones equivalente (E.060, 2009). Se puede apreciar esta simplificación en la Fig. 1-5 a continuación. Al utilizarlo se consiguen resultados similares a los que se obtendrían utilizando un modelo similar al real, pero simplificando las ecuaciones de cálculo de una manera importante.

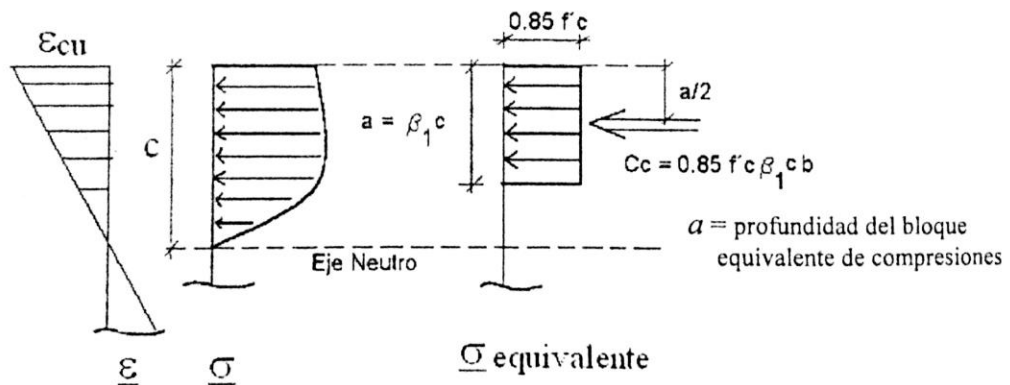


Fig. 1-5: Bloque equivalente de compresiones del concreto (Ottazzi, 2013)

### 1.5.3 Tabiquería

Los muros de ladrillo pueden cumplir una función estructural si se desea realizar una estructuración de esa manera. Sin embargo para edificios de concreto armado, como en este proyecto, suelen utilizarse solamente como división entre espacios. A pesar que no cumplen una función estructural es importante considerar su peso para fines de masa sísmica y para el análisis y diseño de elementos estructurales que lo soporten. En esta edificación habrá dos tipos de tabiquería, los cuales son los siguientes:

- Tabiquería de ladrillo: En baños y pasadizos, para separar las oficinas de las áreas comunes. Para fines de metrado se considerará como carga muerta.
- Tabiquería liviana de baja altura: Tabiquería móvil de media altura para dividir los ambientes dentro de las oficinas. Para fines de metrado se considerará como carga viva repartida en toda el área de oficinas.

La tabiquería, a pesar de no ser considerada en el análisis, puede modificar el comportamiento de la estructura. La norma peruana de albañilería indica lo siguiente:

Cuando un tabique no ha sido aislado del pórtico que lo enmarca, ante las acciones sísmicas se producirá la interacción de ambos sistemas. Este efecto incrementa sustancialmente la rigidez lateral del pórtico y puede generar los siguientes problemas:

- 1 torsión en el edificio.
- 2 concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico
- 3 fractura del tabique.
- 4 "piso blando", que se presenta cuando un determinado piso está libre de tabiques, mientras que los pisos superiores se encuentran rigidizados por los tabiques.
- 5 "columnas cortas", donde el parapeto ó alféizar alto (ventanas de poca altura) restringe el desplazamiento lateral de las columnas.
- 6 Incremento de las fuerzas sísmicas en el edificio.

(E.070, 2006)

Para evitar estos problemas se deben de aislar de manera adecuada los tabiques a la estructura principal. En este edificio los efectos de la tabiquería serán mínimos, pues está adecuadamente aislada y la mayoría de tabiques son de drywall.



#### 1.5.4 Suelo

El suelo sobre el que se construirá esta edificación es la grava de Lima, conocida por su alta calidad. Las propiedades básicas consideradas para el diseño son las siguientes:

- Resistencia admisible para cargas de gravedad 4.00 kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia admisible para cargas sísmicas 5.20 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de balasto 20.00 kg/cm<sup>3</sup>
- Suelo tipo S1 para fines de análisis sísmico (E.030, 2006)

#### 1.6 Cargas utilizadas:

##### 1.6.1 Carga muerta:

Se considerarán los siguientes valores de carga muerta.

- Aligerado h=25 cm 350 kg/m<sup>2</sup>
- Piso Terminado h=5 cm 100 kg/m<sup>2</sup>
- Concreto 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Tabiquería de arcilla 1800 kg/m<sup>3</sup>

##### 1.6.2 Carga viva

Las sobrecargas indicadas son las siguientes:

- Oficinas 250 kg/m<sup>2</sup> + 50 kg/m<sup>2</sup> de tabiquería móvil
- Pasadizos y escaleras 400 kg/m<sup>2</sup>
- Azotea 100 kg/m<sup>2</sup>

##### 1.6.3 Carga sísmica

De acuerdo a lo especificado en la norma E.030

## Capítulo 2: Estructuración

### 2.1 Generalidades

En el ejercicio profesional se deben de tomar decisiones en conjunto con los demás especialistas que intervienen en el proyecto sobre las características y disposición de los diferentes elementos estructurales en el edificio. Por esta razón, tomando en cuenta la arquitectura del proyecto, se buscó la mejor manera de organizar los elementos estructurales. Siguiendo una buena estructuración podremos asegurar el buen comportamiento de la estructura para cargas de servicio y cargas últimas.

Para lograr esto se buscó que la estructura tenga las siguientes características:

- Elementos que resistan fuerzas laterales en ambas direcciones.
- Rigidez torsional
- Simetría
- Continuidad vertical de los elementos estructurales.
- Diafragma rígido

Una vez estructurado el edificio se pudo ver que todas estas características fueron cumplidas adecuadamente. Esto permitió que se cumplan con creces los requisitos mínimos de rigidez de la norma técnica E.030.

### 2.2 Techos

Se escogió un sistema de losa aligerada unidireccional para toda la edificación excepto descansos de escalera. Este tipo de losa es comúnmente utilizado en nuestro país. Este sistema cuenta con ladrillos de arcilla que encofran las caras laterales de las viguetas de concreto armado, las cuales se orientarán en el sentido más conveniente para el diseño.

Algunas de las ventajas de este sistema son los siguientes:

- Aislamiento térmico y acústico entre pisos
- Facilidad de colocación de las instalaciones eléctricas y sanitarias
- Un menor peso que una losa maciza de resistencia equivalente
- Menor precio

Como esta edificación cuenta con luces importantes entre vigas se utilizarán viguetas de costura a los tercios de las luces libres de los aligerados. Estas

viguetas ayudan a uniformizar las deformaciones de las viguetas y a repartir las cargas aplicadas sobre solo una vigueta.

### **2.3 Vigas peraltadas**

Las vigas se dispondrán en dos direcciones ortogonales entre sí y se apoyarán sobre placas y columnas de concreto.

Para mantener el diseño arquitectónico del edificio tendrán el mismo peralte en cada una de las áreas en las que se encuentren. Por la gran densidad de muros con los que cuenta la edificación podemos inferir que las sollicitaciones más importantes de las vigas serán aquellas de cargas de gravedad.

### **2.4 Vigas chatas**

Las vigas chatas son utilizadas básicamente para poder hacer aberturas en los aligerados y para soportar el peso de tabiques paralelos a la dirección del aligerado. Se colocan vigas chatas en los baños para permitir hacer la abertura de ventilación y bajo diversos tabiques en la edificación.

Además de esto se pueden colocar algunas vigas chatas para facilitar el armado de los aligerados. Al colocar vigas chatas entre dos aligerados diferentes se permite que el armado sea más ordenado y que las viguetas de costura del aligerado actúen de una manera más eficiente.

### **2.5 Columnas**

Las columnas se encuentran en la parte interior del edificio y sus sollicitaciones serán básicamente por cargas de gravedad gracias a la gran densidad de muros con los que se cuenta. Por facilidad de construcción y por la poca altura se mantendrá la sección de las columnas en todos los niveles del edificio.

Las columnas se encuentran peraltadas en dirección de los pórticos principales, por esta razón ayudarán a controlar los esfuerzos y deformaciones de las vigas. Además de esto se colocan columnas en las placas de la edificación, en las zonas en las que las vigas se apoyan. De esta manera el acero de refuerzo de las vigas podrá anclar de manera adecuada y no se formarán rótulas dentro de los muros.

## 2.6 Muros de corte

Los muros de corte o placas como se les llama comúnmente en nuestro país tienen como finalidad tomar el mayor porcentaje de las fuerzas sísmicas y proporcionar una rigidez lateral importante. Con una adecuada densidad de placas se limitarán los desplazamientos laterales y se evitará un daño importante a la estructura en caso de un sismo severo.

En esta arquitectura se pueden colocar placas que resistan el sismo en dirección longitudinal en ambos límites de propiedad. Estas placas no tendrán problema para controlar el sismo en esa dirección pues sus longitudes son muy altas. Además de controlar los desplazamientos en el sentido longitudinal estas placas son las más importantes en el control de los desplazamientos torsionales de la estructura, pues son las que se encuentran más alejadas del centro de masa de ella. Al tener una alta densidad de placas en esta dirección se busca que sean lo más delgadas posibles para reducir el costo.

En cambio en la dirección paralela a la fachada se puede utilizar, de acuerdo a los planos arquitectónicos, solamente las cajas de escalera y ascensores para controlar las fuerzas impuestas por el sismo. Las longitudes de estas placas son mucho menores que aquellas en la dirección longitudinal, por esta razón deberán de contra con un ancho mayor. Estas placas permiten controlar el desplazamiento del edificio en la dirección transversal, sin embargo al encontrarse en una posición muy cercana al centro de gravedad no contribuirán a la resistencia torsional del edificio.

En ambas direcciones se buscó que la estructuración de las placas sea relativamente simétrica para evitar problemas de torsión en el edificio.

## 2.7 Escalera

La escalera que indica la arquitectura es de dos tramos. Nacerá y acabará en una losa maciza, la cual se apoyará sobre de las cajas del ascensor y de la escalera.

## Capítulo 3: Pre dimensionamiento

Para evitar iteraciones innecesarias en el proceso de análisis y diseño estructural se debe de buscar iniciar el análisis utilizando secciones que por la experiencia se sabe funcionan relativamente bien para ese tipo de solicitaciones. De esa manera se suelen seguir reglas prácticas para seleccionar las secciones iniciales. Luego de realizar un análisis más exhaustivo se verificará si las dimensiones de los elementos estructurales son adecuadas. Si el pre dimensionamiento se encuentra bien realizado estas variaciones no deberían de ser grandes.

### 3.1 Aligerados:

En el libro “Estructuración y diseño de edificios de concreto armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco se recomiendan los siguientes espesores de losas aligeradas.

- $H=0.17m$  Luz menor a 4 m
- $H=0.20m$  Luz menor a 5.5 m
- $H=0.25m$  Luz menor a 6.5m
- $H=0.30m$  Luz menor a 7.5m

Utilizando estos lineamientos se decidió utilizar un aligerado de espesor constante de 25 cm de peralte, y revisar que las deflexiones sean aceptables.

### 3.2 Vigas

Los peraltes o espesores mínimos de vigas y losas no preesforzadas, a menos que se calculen las deflexiones, son los siguientes (E.060, 2009):

- Elementos simplemente apoyados:  $L/16$
- Elementos con un extremo continuo:  $L/18.5$
- Elementos con ambos extremos continuos:  $L/21$
- Elementos en voladizo:  $L/8$

Sin embargo en muchas ocasiones las vigas en nuestro país deben de ser pre dimensionadas tomando en cuenta tanto los efectos de las cargas de gravedad como los efectos de las solicitaciones sísmicas. Por esta razón las recomendaciones de peralte para no revisar deflexiones en ocasiones no son suficientes (Blanco, 1997). Se recomiendan las siguientes secciones.

- 25x50 30x50 Luz menor a 5.5m
- 25x60 30x60 40x60 Luz menor a 6.5m

- 25x70 30x70 40x70 50x70 Luz menor a 7.5m
- 30x75 40x75 30x80 40x80 Luz menor a 8.5m
- 30x85 30x90 40x85 40x90 Luz menor a 9.5m

Siguiendo todas estas recomendaciones se decidió utilizar tres vigas diferentes:

- 30x50 Volados en la fachada frontal y viga quebrada.
- 30x60 Vigas que se encuentran en la oficina posterior.
- 30x70 Vigas que se encuentran en la oficina posterior y entre placas.

### 3.3 Columnas

En estructuras con columnas con solicitaciones axiales predominantes se puede encontrar un pre dimensionamiento sencillo utilizando la siguiente expresión (Ottazzi, 2013).

$$A_g = \frac{1.1 * P_u}{0.45 (f'_c + \rho * f_y)} \dots Eq. 3.1$$

Suponiendo una cuantía de 2% en la oficina frontal la columna más esforzada necesita una sección de 30x80, y en la oficina posterior 30x70. El resto de columnas en las oficinas son de la misma sección por fines arquitectónicos.

Además de eso se colocaron columnas pegadas a las placas que se encuentran en los límites de propiedad para poder anclar las vigas perpendiculares a ellas. La sección de estas columnas es de 40x50 y 30x50.

### 3.4 Muros de corte

No existen reglas prácticas para el pre dimensionamiento de muros de corte, pues los efectos sísmicos son mucho más difíciles de predecir que aquellos por cargas de gravedad, especialmente en casos en los que se produce algún tipo de torsión en el edificio.

En el caso de la dirección X-X las placas colocadas en el perímetro de la edificación cuentan con dimensiones importantes. Por esta razón se puede suponer que no tendrán problemas en resistir las fuerzas sísmicas con un ancho mínimo. De acuerdo a la norma E.060 el ancho mínimo para muros de corte debe de ser de 15 cm. Se elige un espesor de 17 cm. para facilitar el armado del refuerzo en obra.

En la dirección Y-Y la longitud de placas es mucho menor, por lo que se realizará un análisis sísmico estático para verificar que puedan resistir la fuerza cortante sísmica en esa dirección. Si bien esto no nos asegura que las dimensiones sean

correctas luego de un análisis más exhaustivo, reducirá el número de iteraciones necesarias para llegar al diseño final.

Para realizar el análisis estático se siguen los lineamientos de la norma E.030 "DISEÑO SISMORESISTENTE". Todos los cálculos que se hicieron son aproximaciones gruesas, no se busca la exactitud sino revisar que las placas supuestas pueden resistir relativamente bien los efectos del sismo.

Parámetros sísmicos asumidos

- $Z=0.4$
- $U=1.0$
- $C=2.5*(0.4/T)$
- $S=1.0$
- $R=6$
- $T_y=H/45=0.51 \text{ seg}^*$

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = 13\%P$$

El periodo de la estructura se encontró de manera aproximada de acuerdo a lo indicado en la NTE E.030 Diseño Sismo resistente. El significado de cada uno de los parámetros será explicado al detalle en el capítulo 4.

Suponiendo un ratio de 1 ton/m<sup>2</sup> para estimar masa sísmica.

**Peso total = 3750 ton**

**V= 490 ton**

El cortante basal será distribuido de acuerdo a la inercia de ambas secciones:

**Placa en L de la escalera =64%**

**Placa en C de ascensores =36%**

La  $P_c$  y  $P_L$  recibirán aproximadamente 310 ton y 175 ton

El cortante sísmico obtenido de nuestro análisis puede ser resistido por las secciones utilizando una cuantía mínima de 0.0025. con un espesor de 30 cm. Por esta razón se considerará inicialmente este espesor y posteriormente se verificará en el diseño.

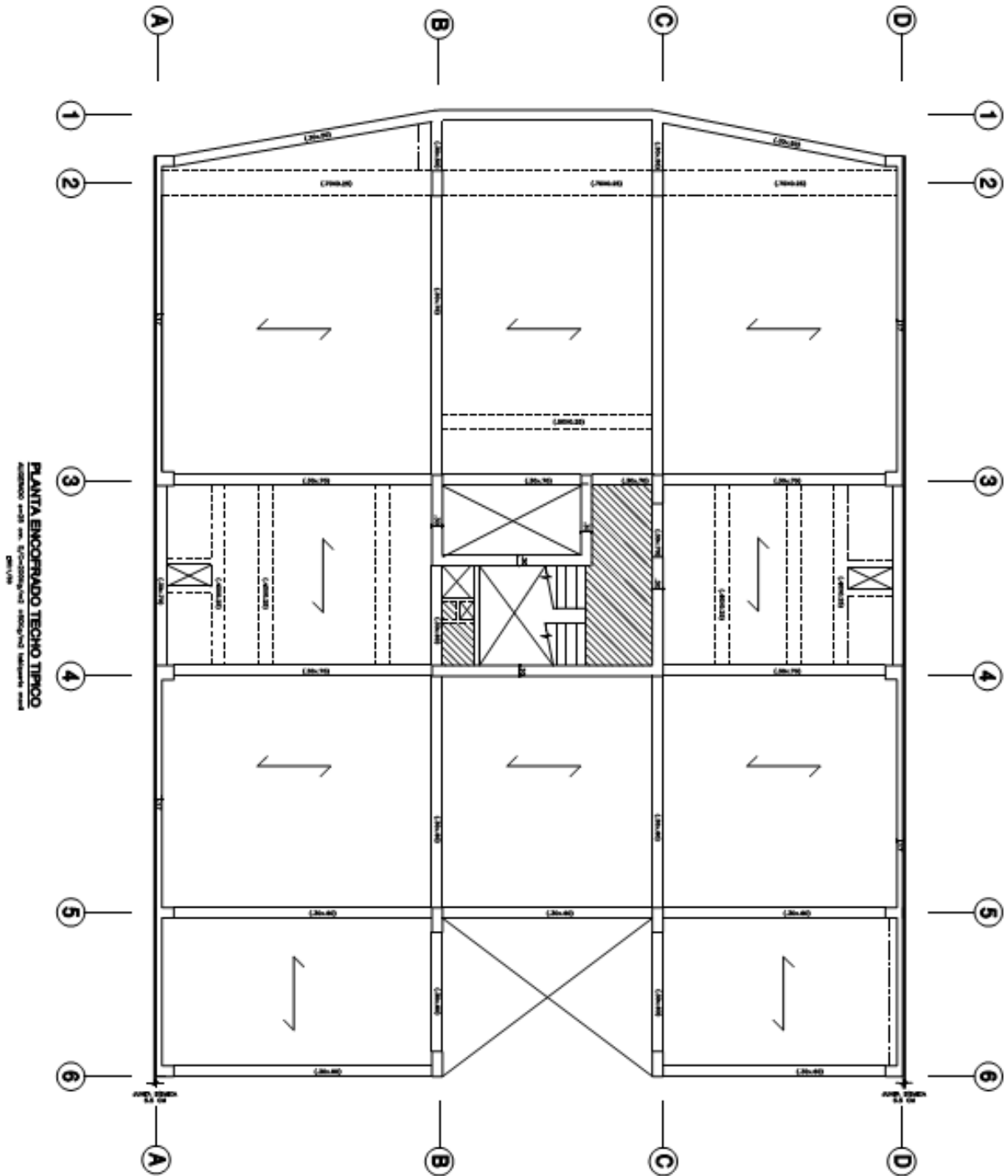


Fig.3-1: Estructuración final en planta



## Capítulo 4: Análisis sísmico

### 4.1 Generalidades

El análisis sísmico de una edificación consiste en estimar la probable respuesta que tendrá ella al ser sometida a las fuerzas de inercia que aparecen cuando se genere una aceleración en su base a causa de un sismo.

El principal objetivo de la ingeniería sismoresistente es la protección de la vida humana. Se permite que las estructuras tengan daños de diferente magnitud. Dependiendo de su importancia deben tener diferentes niveles de operatividad luego de un sismo. Una estructura importante debe quedar operativa y una no importante no debe colapsar. Por esta razón este análisis contempla las incursiones en el régimen inelástico de la estructura y se reducen las fuerzas sísmicas. Si los diferentes elementos se diseñan de acuerdo a los lineamientos de la norma E.060 "CONCRETO ARMADO" estas deberán ser capaces de resistir adecuadamente estas incursiones inelásticas y disipar energía durante ellas.

### 4.2 Parámetros de edificación:

#### 4.2.1 Parámetro de sitio Z:

Este parámetro nos indica la aceleración de la roca esperada con una probabilidad de excedencia determinada en un periodo elegido. Para edificaciones comunes se considera una probabilidad de excedencia de 10% en un periodo de 50 años. El Perú cuenta con tres zonas sísmicas con diferentes aceleraciones esperadas.

- Zona 1:  $Z=0.10$
- Zona 2:  $Z=0.30$
- Zona 3:  $Z=0.40$



Fig. 4-1: Mapa de zonas sísmicas del Perú (NTP E.030)

La ciudad de Lima, en la cual está ubicada esta edificación se encuentra en la Zona 3.

#### 4.2.2 Parámetro de suelo $S$ y periodo que define la plataforma del espectro $T_p$ :

Dependiendo de la calidad del suelo sobre el que se cimenta la edificación las ondas sísmicas se amplificarán una cierta cantidad. El parámetro  $S$  busca representar este fenómeno. Además de esto la norma E.030 especifica el periodo de corte  $T_p$  del espectro, valor hasta el cual se presenta la máxima aceleración de la estructura.

Los tipos de suelo que se consideran son los siguientes:

- S1: Roca o suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda similares a las rocas.  $S=1$   $T_p=0.4$
- S2: Suelos con características intermedias entre S1 y S3.  $S=1.2$   $T_p=0.6$

- S3: Suelos flexibles o estratos de gran espesor.  $S=1.4$   $T_p=0.9$
- S4: Suelos excepcionalmente flexibles o con condiciones especialmente desfavorables. Valores de  $S$  y  $T_p$  deben de ser establecidos por especialistas.

El suelo sobre el que se encuentra la estructura se considera suelo tipo S1.  $S=1$  y  $T_p=0.4$

#### 4.2.3 Coeficiente de amplificación sísmica $C$ .

Dependiendo del periodo de la estructura se amplificará o decrecerá el cortante en la base. El parámetro  $C$  contempla esta amplificación.

$$C = 2.5 \quad T < T_p$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad T > T_p \dots Eq. 4.1$$

#### 4.2.4 Parámetro de uso $U$ :

Las edificaciones más importantes, tales como hospitales o colegios, deben de quedar operativas luego de un sismo. En cambio edificaciones de menor importancia como viviendas u oficinas deben evitar la pérdida de vidas. Por esta razón se introduce el parámetro  $U$  que amplifica la fuerza sísmica de diseño, buscando que la incursión a la zona inelástica y los daños sean menores. Las edificaciones se clasifican de acuerdo a:

- **A** Edificaciones esenciales: Aquellas cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de un sismo o aquellas cuyo colapso puede representar un riesgo adicional. Hospitales, centrales de comunicación, estación de bomberos, etc.  $U=1.5$
- **B** Edificaciones importantes: Aquellas en las que se reúne una gran cantidad de personas o guardan patrimonios importantes. Estadios, teatros, museos, etc.  $U=1.3$
- **C** Edificaciones comunes: Aquellas cuya falla ocasionará pérdidas de una menor importancia. Viviendas u oficinas.  $U=1$
- **D** Edificaciones menores: Edificaciones cuya probabilidad de causar víctimas es baja. Cercos pequeños, depósitos temporales, etc. Se puede omitir el análisis sísmico pero se debe de proporcionar resistencia y rigidez para acciones laterales.

El uso que tendrá el edificio es de oficinas, por lo que se considera una edificación tipo C.  $U=1$

#### 4.2.5 Coeficiente de reducción sísmica R:

Dependiendo del tipo de estructura encargada de resistir las fuerzas laterales sísmicas se tiene un coeficiente que nos indica cuanto se puede reducir la fuerza sísmica para que la incursión en el régimen inelástico no produzca daños excesivos. La norma E.030 indica que en concreto armado las posibles estructuraciones son las siguientes:

- Pórticos  $R=8$
- Dual  $R=7$
- Muros de corte  $R=6$
- Muros de ductilidad limitada  $R=4$

Este coeficiente se multiplicará por 0.75 en el caso de estructuras irregulares.

Inicialmente se considera la edificación como estructurada con Muros.  $R=6$ . Esto se verifica luego de realizar un análisis más exhaustivo.

#### 4.3 Masa sísmica

Para encontrar las fuerzas de inercia que produce la aceleración de la base de una estructura es importante encontrar cual es la masa de esta. Se considerará a la masa sísmica como la totalidad de las cargas permanentes en la edificación y una fracción de las cargas temporales. Esta fracción dependerá de la importancia que tenga la estructura. De acuerdo a la norma E.030 se encuentra la masa sísmica de la siguiente manera.

##### Tipo de uso C: 100% Muerta + 25% Viva

Los pesos de la edificación se encontraron a partir de un metrado convencional de cargas. Los resultados son los siguientes:

- Piso 1                      492 ton
- Piso 2-6                    489 ton
- Piso 7                        370 ton

El edificio cuenta con una masa sísmica total de 3310 ton.

#### 4.4 Irregularidades

Existen diferentes irregularidades que se pueden presentar en una edificación. Mientras más irregular sea, será más difícil predecir su comportamiento en caso de un sismo. Por esta razón, en caso la edificación sea irregular el coeficiente de reducción sísmica “R” será reducido en un 25%. Estas irregularidades pueden presentarse en planta o en altura y basta que una de ellas esté presente para que se considere al edificio irregular.

Las irregularidades consideradas por la norma E.030 son las siguientes:

Tabla 4.1: Irregularidades estructurales en altura (Norma E.030)

<p><b>Irregularidades de Rigidez – Piso blando</b></p> <p>En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por <math>(h_i/h_d)</math> donde <math>h_d</math> es altura diferente de piso y <math>h_i</math> es la altura típica de piso.</p>
<p><b>Irregularidad de Masa</b></p> <p>Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas</p>
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b></p> <p>La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.</b></p> <p>Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>

Tabla 4.2: Irregularidades estructurales en planta (Norma E.030)

<b>Irregularidad Torsional</b>
Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.
<b>Esquinas Entrantes</b>
La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.
<b>Discontinuidad del Diafragma</b>
Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

A pesar que podría parecer que la estructura cuenta con una irregularidad de esquinas entrantes, la abertura no es suficientemente grande para llegar al 20% de ambas direcciones en planta (Ver Fig. 1-2, Pag. 5) En el caso de esta edificación la arquitectura y la estructuración se puede suponer inicialmente que es una estructura regular. Se debe de verificar en el análisis si no existe una irregularidad torsional.

## 4.5 Procedimientos de análisis

### 4.5.1 Análisis estático:

En este tipo de análisis se representan las fuerzas de inercia por un conjunto de fuerzas aplicadas a cada uno de los niveles de la estructura. Para hallar este juego de fuerzas se estima el periodo de la edificación con algunas reglas simples o se utiliza un análisis dinámico. Una vez se tiene el periodo fundamental en cada una de las direcciones se procede a encontrar el cortante basal  $V$  de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \dots Eq. 4.2$$

Luego que se cuenta con el cortante basal se procede a distribuirlo en cada piso.

Cabe resaltar que este tipo de solo puede emplearse en estructuras regulares de hasta 45m de altura o para estructuras de muros portantes de no más de 15m. de

altura. A pesar que es permitido realizar este tipo de análisis en esta estructura se ha decidido utilizar un análisis dinámico.

#### 4.5.2 Análisis dinámico por combinación espectral:

En este método se busca identificar en que porcentaje contribuye cada uno de los modos naturales de vibración de la estructura y generar una combinación entre ellos.

El primer paso para este tipo de análisis es determinar los modos de vibración del edificio. Lograr esto sin la ayuda de computadores es sumamente laborioso para estructuras simples. Por esta razón para realizar un análisis dinámico se suele recurrir a un software comercial, en el cual se modela la estructura con todas sus propiedades.

Luego se genera un espectro de pseudoaceleraciones  $S_a$  para cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis utilizando la siguiente expresión.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \dots Eq. 4.3$$

Si se desea verificar la dirección vertical del sismo se utiliza 2/3 del espectro de aceleración encontrada. Sin embargo estas fuerzas solo se consideran para voladizos importantes y elementos pre o post tensados.

El programa determina las fuerzas, desplazamientos y derivas que genera esta aceleración en cada uno de los modos y las combina con el método de Combinación Cuadrática Completa para hallar los resultados finales.

Por último se amplifica las fuerzas de diseño obtenidas para hasta alcanzar el 80% del cortante basal estático para el caso de edificaciones regulares o el 90% en caso de edificaciones irregulares.

#### 4.6 Modelo de análisis

El modelo del edificio para realizar el análisis dinámico se realizó con el programa ETABS 9.7.4. Cuenta la información de la geometría, de los materiales, las masas y las condiciones de apoyo de la edificación. Con él se encontrarán los modos de vibración, las fuerzas internas y los desplazamientos máximos de la estructura.

Para modelar de manera adecuada los nudos de la edificación es necesario utilizar brazos rígidos. Esto aumenta la rigidez de las barras de una manera considerable en la zona elegida y permite que no existan giros relativos. De no colocarse de





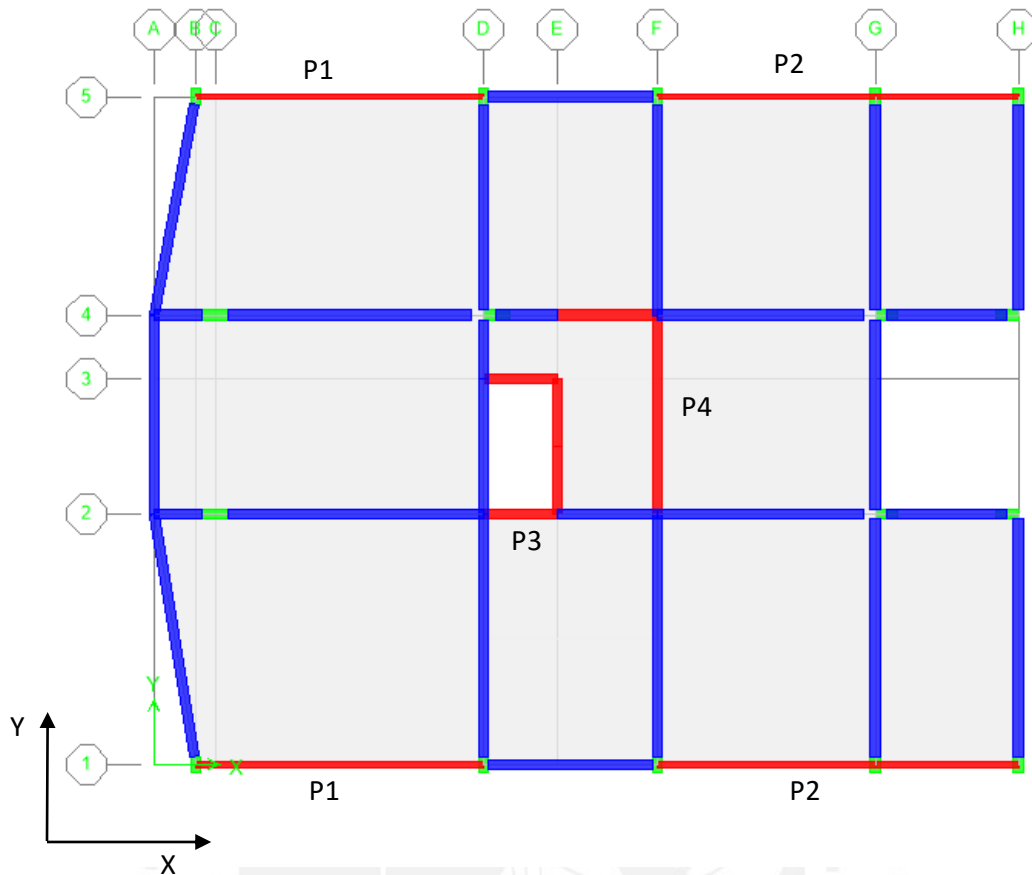


Fig. 4-2: Modelo en Etabs vista en planta (Etabs, 2010)

Luego se realizó un análisis traslacional desacoplando los elementos resistentes en cada una de las direcciones para realizar una comparación. Los desplazamientos de los diferentes puntos del mismo piso fueron compatibilizados por medio de un diafragma rígido y se colocaron masas puntuales en cada uno de los pisos. Como el análisis es realizado en el plano se cuenta con un grado de libertad por piso. Los modelos en cada una de las direcciones pueden verse en las Fig. 4-3 y 4-4 a continuación.

Este análisis se realizó para fines de comparación. Ya que la estructura es regular los resultados de ambos análisis deberían de ser muy similares.

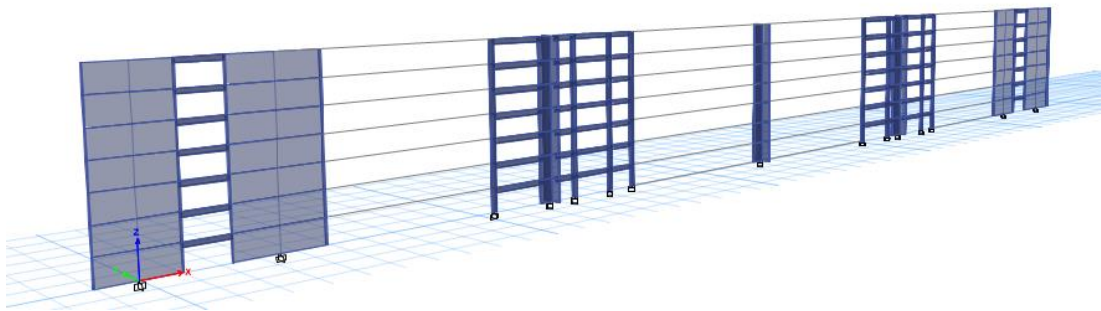


Fig. 4-3: *Análisis traslacional en dirección X-X (Etabs, 2010)*

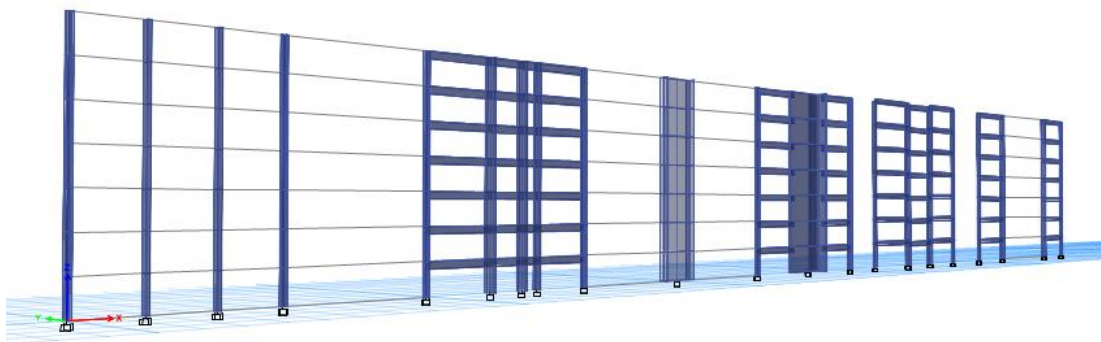


Fig. 4-4: *Análisis traslacional en dirección Y-Y (Etabs, 2010)*



#### 4.7 Resultados de ambos análisis

Los resultados de los análisis se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 4.3: Modos de vibración de la estructura en análisis 3D

Modo	Periodo	% Masa X	% Masa Y	% Masa X Acum.	% Masa Y Acum.
<b>1</b>	<b>0.55</b>	<b>0.1%</b>	<b>69.5%</b>	<b>0.1%</b>	<b>69.5%</b>
2	0.27	3.3%	0.2%	3.3%	69.7%
<b>3</b>	<b>0.26</b>	<b>65.5%</b>	<b>0.1%</b>	<b>68.8%</b>	<b>69.8%</b>
<b>4</b>	<b>0.13</b>	<b>0.0%</b>	<b>20.4%</b>	<b>68.9%</b>	<b>90.2%</b>
5	0.07	0.6%	0.1%	69.5%	90.3%
<b>6</b>	<b>0.07</b>	<b>20.2%</b>	<b>0.1%</b>	<b>89.7%</b>	<b>90.4%</b>
7	0.06	0.1%	5.8%	89.8%	96.2%
8	0.04	0.0%	2.3%	89.8%	98.5%
9	0.03	0.1%	0.0%	90.0%	98.5%
10	0.03	5.7%	0.0%	95.6%	98.6%
11	0.03	0.0%	1.0%	95.6%	99.5%
12	0.03	0.0%	0.4%	95.6%	99.9%
13	0.02	0.0%	0.0%	95.7%	99.9%
14	0.02	0.0%	0.1%	95.7%	100.0%
15	0.02	2.4%	0.0%	98.1%	100.0%
16	0.02	0.0%	0.0%	98.1%	100.0%
17	0.02	1.2%	0.0%	99.3%	100.0%
18	0.02	0.0%	0.0%	99.3%	100.0%
19	0.02	0.0%	0.0%	99.3%	100.0%
20	0.01	0.5%	0.0%	99.9%	100.0%
21	0.01	0.1%	0.0%	100.0%	100.0%

Tabla 4.4: Modos de vibración de la estructura en análisis traslacional X-X

Modo	Periodo	% Masa X	% Masa X Acum.
<b>1-X</b>	<b>0.27</b>	<b>71.4%</b>	<b>71.4%</b>
<b>2-X</b>	<b>0.06</b>	<b>20.5%</b>	<b>91.9%</b>
3-X	0.03	5.1%	96.9%
4-X	0.02	1.9%	98.9%
5-X	0.02	0.8%	99.7%
6-X	0.01	0.3%	99.9%
7-X	0.01	0.1%	100.00%

Tabla 4.5: Modos de vibración de la estructura en análisis traslacional Y-Y

Mod0	Periodo	% Masa Y	% Masa Y Acum.
<b>1-Y</b>	<b>0.56</b>	<b>69.9%</b>	<b>69.94%</b>
<b>2-Y</b>	<b>0.13</b>	<b>20.5%</b>	<b>90.53%</b>
3-Y	0.06	5.9%	96.51%
4-Y	0.04	2.2%	98.75%
5-Y	0.03	0.8%	99.62%
6-Y	0.03	0.3%	99.93%
7-Y	0.02	0.1%	100.00%

Tabla 4.6 Desplazamientos de entrepiso de la estructura

Piso	Análisis 3D Y-Y	Análisis 2D Y-Y	Análisis 3D X-X	Análisis 2D X-X
7	0.36%	0.32%	0.11%	0.09%
6	0.37%	0.33%	0.11%	0.10%
5	0.37%	0.33%	0.12%	0.10%
4	0.35%	0.31%	0.11%	0.09%
3	0.30%	0.27%	0.09%	0.08%
2	0.23%	0.20%	0.07%	0.07%
1	0.11%	0.11%	0.03%	0.03%

Tabla 4.7 Cortantes de entrepiso de la estructura (ton)

Piso	Análisis 3D Y-Y	Análisis 2D Y-Y	Análisis 3D X-X	Análisis 2D X-X
7	82	79	87	97
6	156	148	188	186
5	209	197	275	252
4	250	234	294	303
3	283	265	342	340
2	307	289	376	366
1	320	303	396	380

Tabla 4.8 Fuerzas sísmicas de la placa P1 en dirección X-X

Piso	V Análisis 2D	V Análisis 3D	M Análisis 2D	M Análisis 3D
7	18.1	20.3	57.1	65.9
6	37.5	42.7	174.9	205.3
5	57.3	63.2	361.9	411.0
4	70.0	80.2	568.9	671.6
3	83.2	93.8	840.5	975.5
2	90.3	102.7	1116.3	1308.1
1	97.5	112.3	1367.4	1622.2

Los periodos y porcentajes de participación de cada uno de los modos de vibración de la estructura son similares en ambos tipos de análisis (Ver tablas 4.3-4.5) Por ejemplo el primer modo de vibración en dirección Y-Y es de 0.55 seg. Con un porcentaje de participación de masa del 69.5% en el análisis 3D y de 0.56 seg. Con un porcentaje de participación de masa del 69.9%.

Los desplazamientos de entrepiso encontrados en el análisis traslacional son ligeramente inferiores a los del análisis 3D. La máxima deriva es de 0.0033, en comparación de 0.0037 en el análisis 3D. (Ver tabla 4.7)

Los cortantes de entrepiso y las fuerzas internas en los elementos también son ligeramente inferiores en el caso del análisis traslacional. (Ver tablas 4.7-4.8)

Los resultados del análisis son muy similares ya que el edificio es altamente regular y sus efectos de torsión son casi nulos. En el análisis 3D los elementos transversales a la dirección de análisis tienen solicitaciones más bajas, por lo que analizar los pórticos por separado da una aproximación muy buena utilizando menos recursos.

Para el desarrollo de este proyecto se trabajó con los resultados del análisis 3D.

#### 4.8 Cortante basal estático y amplificación de fuerzas sísmicas

Podemos ver que el primer modo de vibración corresponde al movimiento en Y-Y y que el tercer modo de vibración corresponde al movimiento en X-X. Estos serán los periodos a utilizar para hallar el cortante basal estático.

En Y-Y

$$\frac{0.4 * 1 * 2.5 * \left(\frac{0.4}{0.55}\right) * 1}{6} = 12.1\%P = 401 \text{ ton}$$

En X-X

$$\frac{0.4 * 1 * 2.5 * 1}{6} = 16.7\%P = 551 \text{ ton}$$

Generalmente los análisis dinámicos de las estructuras dan valores de cortantes en la base menores a aquellos que se obtienen por métodos estáticos. Por esta razón es necesario amplificar los valores de estas fuerzas solo para el diseño de las secciones; no para control de desplazamientos. Como la estructura es regular se amplificarán hasta alcanzar el 80% del cortante basal estático.

Tabla 4.9 Factores de amplificación de cortante basal

	X-X	Y-Y
<b>Análisis Estático</b>	551	401
<b>Análisis dinámico</b>	396	308
<b>Factor de Amplificación</b>	1.11	1.04

#### 4.9 Control de derivas

Para garantizar que la estructura no tenga desplazamientos excesivos y cuente con una rigidez aceptable en ambas direcciones se establece un desplazamiento de entrepiso inelástico máximo aceptable. Para poder encontrar este desplazamiento es necesario amplificar los desplazamientos elásticos obtenidos por el análisis espectral por 0.75R.

En el caso de concreto armado la deriva máxima permisible es 0.007

Las máximas derivas en dirección X-X se encuentran en “D6” y las máximas en Y-Y se encuentran en “B2” (Ver Fig. 1-1)

Tabla 4.10: Máximas derivas de la estructura

Piso	Carga	Deriva XX	Deriva YY
7	DESPXX	0.00109	0.000353
7	DESPYY	0.000422	0.003555
6	DESPXX	0.001146	0.000369
6	DESPYY	0.000441	0.003679
5	DESPXX	0.001151	0.000368
5	DESPYY	0.000444	0.003663

4	DESPXX	0.001088	0.000348
4	DESPYY	0.000422	0.003451
3	DESPXX	0.000944	0.000303
3	DESPYY	0.00037	0.002995
2	DESPXX	0.000701	0.000228
2	DESPYY	0.000277	0.002254
1	DESPXX	0.000296	0.000096
1	DESPYY	0.000106	0.001096

La deriva máxima se encuentra en el 6to piso en la dirección Y-Y con un valor de 0.0037, la mitad de la deriva máxima permisible. Como la deriva es el 50% de la máxima deriva permitida se puede obviar la revisión de irregularidad torsional (Ver tabla 4.2).

#### 4.10 Desplazamientos máximos y junta sísmica.

Los desplazamientos máximos de la estructura obtenidos del análisis son los siguientes:

- X-X 0.56 cm en el punto A6
- Y-Y 5.89 cm en el punto D2

La norma no limita el desplazamiento máximo de las edificaciones, utiliza la deriva de entrepiso para controlarlo de manera indirecta.

De acuerdo al artículo 15.2 de la norma E.030 la debe de existir una distancia mínima entre edificaciones para evitar su contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que:

- $S=3+0.0045*(h-500) = 10.23$  cm
- $S=3$
- 2/3 de la suma de los máximos desplazamientos de ambas estructuras.

Por razones prácticas usualmente no se cuenta con el máximo desplazamiento de la estructura adyacente por lo que se considera el mayor de los siguientes valores:

- $S/2$
- 2/3 del máximo desplazamiento de la estructura a diseñar.

Por lo tanto la junta sísmica mínima reglamentaria debe de ser de 10.23cm/2, Se colocará una junta de 5.5 cm a la edificación en el sentido Y-Y. En el sentido X-X no es necesario considerarla, pues en ambos frentes se tiene una zona libre en la que no se construirá otra edificación.





## Capítulo 5: Diseño de losas aligeradas

### 5.1 Generalidades

Se suele considerar que las losas aligeradas trabajan solamente con solicitaciones de cargas de gravedad, por lo que la combinación a utilizar será  $U = 1.4 M + 1.7 V$

Al diseñar los aligerados lo que se realiza es el diseño de vigas T individuales, las cuales representan a las viguetas típicas del aligerado. En un aligerado convencional las viguetas se encuentran colocadas cada 40 cm.

### 5.2 Análisis estructural

El análisis estructural de una vigueta de losa aligerada en un sentido se realiza de manera local, tomando en cuenta solamente los paños por los que atraviesa la vigueta.

Se suele trabajar con cargas repartidas sobre la longitud de la vigueta, correspondientes al 40% de la carga repartida en un  $m^2$ . Las cargas concentradas que se pueden considerar en el análisis corresponden usualmente a tabiques perpendiculares a la dirección del aligerado.

### 5.3 Diseño

#### 5.3.1 Diseño por flexión

Antes de iniciar el diseño se deben de tomar en cuenta los valores máximos y mínimos permisibles de acero a colocar en la sección para asegurar el correcto comportamiento frente a solicitaciones.

El acero mínimo lo define la norma E.060 como el acero necesario en la sección para generar un momento nominal de por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento. Al hacer el análisis sobre la sección de una vigueta de aligerado  $h=25\text{cm}$ . encontramos que:

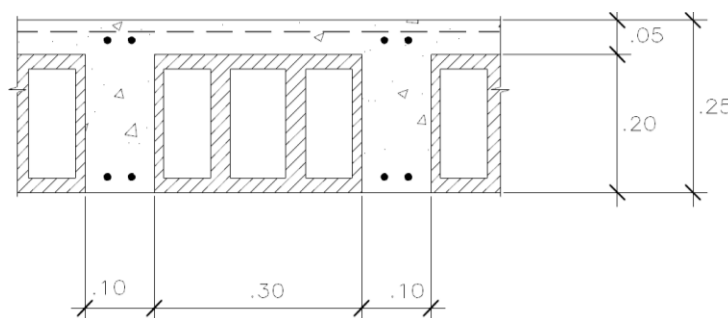


Fig. 5-1: Sección de aligerado  $e=25\text{cm}$

$$Inercia = \frac{10 \cdot 20^3 + 40 \cdot 5^3}{12} + 10 \cdot 20 \cdot 6.25^2 + 40 \cdot 5 \cdot 6.25^2 = 22708 \text{ cm}^4$$

$$\text{Esfuerzo de tracción máximo del concreto} = 2\sqrt{210} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 5.1: Refuerzo mínimo de aligerado e=25cm

	Distancia al borde traccionado	Momento de Agrietamiento	Refuerzo Mínimo
Momento +	16.25 cm	0.53 ton-m	0.59 cm <sup>2</sup>
Momento -	8.75 cm	0.90 ton-m	1.16 cm <sup>2</sup>

El acero máximo es aquel que corresponde al 75% del acero que causa una falla balanceada en la sección. De esta manera podemos encontrar que.

- As+ máximo = 8.30 cm<sup>2</sup>
- As- máximo = 3.50 cm<sup>2</sup>

Teniendo en cuenta estos límites en cuanto a la cantidad de área de acero que podemos utilizar procedemos a realizar el diseño por flexión de acuerdo a los resultados del análisis estructural.

Utilizando la hipótesis del bloque equivalente de compresiones llegamos a las siguientes expresiones para un concreto de  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ :

$$As \cdot Fy = b \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot (a) \dots 1$$

$$\phi Mn = 0.9 \cdot As \cdot Fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots 2$$

reemplazando (1) en (2)

$$\phi Mn = 0.9 \cdot As \cdot Fy \cdot \left(d - \frac{As \cdot Fy}{2 \cdot b \cdot 0.85 \cdot f'c}\right) \dots Eq. 5.1$$

### 5.3.2 Diseño por corte

La resistencia al cortante de las losas aligeradas está dada solamente por la del concreto, pues no se utilizan estribos. Por esta razón las fuerzas cortantes últimas evaluadas a “d” de la cara de la vigueta deben de ser menores a  $\phi Vc$  tal que:

$$\phi Vc = 1.1 \cdot 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \dots Eq. 5.2$$

En caso se supere la resistencia de la vigueta será necesario realizar ensanches, es decir retirar uno o dos ladrillos al lado de las viguetas de techo en la zona cercana a las caras de la vigueta. De esta manera se logra que el área de concreto aumente y por lo tanto su resistencia al cortante. Las resistencias a cortante  $\phi V_c$  de un aligerado de  $h=25$  son los siguientes:

- Sin ensanches ( $b_w=10\text{cm}$ ): 1.58 ton
- Con ensanches alternados ( $b_w=25\text{cm}$ ): 3.94 ton
- Con ensanches corridos ( $b_w=40\text{cm}$ ): 6.31 ton

### 5.3.3 Refuerzo por contracción y temperatura

Para resistir efectos de contracción del concreto y cambios de temperatura se debe de colocar una malla de acero corrugado en sentido transversal al aligerado. La cuantía mínima para este tipo de refuerzo según la norma E.060 es de 0.002. Se utiliza generalmente varillas de  $\frac{1}{4}$ ".

En el caso de este tipo de aligerados se encuentra que:

$$A_s = 0.0018 * h * b \dots Eq. 5.3$$

$$A_s = 0.0018 * 5 * 100 = \frac{0.9\text{cm}^2}{m}$$

$$1\phi \frac{1}{4}@25$$

### 5.3.4 Deflexiones

La norma peruana indica que para el control de las deflexiones de una sección se debe de calcular las deflexiones elásticas de una sección utilizando la inercia sin fisurar o la inercia de sección fisurada, dependiendo si se superó el momento de agrietamiento.

El límite máximo de deflexiones que se considerará para estas losas es:

- Deflexión inmediata debido a carga viva en techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes:  $l/180$
- Deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales:  $l/240$

## 5.4 Ejemplo de diseño

Como ejemplo de diseño se utilizará el aligerado de tres tramos que se encuentran entre los ejes 4 y 5 de la edificación (Ver Fig.2, pag.2). Las luces libres de este aligerado son 7.60m, 5.90m y 6.50m.

### 5.4.1 Metrado de cargas sobre el aligerado

- Peso propio:  $350 \text{ kg} * 0.4 = 140 \text{ kg/m (M)}$
- Piso terminado:  $100 \text{ kg} * 0.4 = 40 \text{ kg/m (M)}$
- S/C + tabiquería:  $250 \text{ kg} + 50 \text{ kg} * 0.4 = 120 \text{ kg/m (V)}$

Se trabajará con la combinación de carga  $1.4M+1.7V$

### 5.4.2 Análisis

Se procede a generar una envolvente, utilizando una alternancia de carga viva.

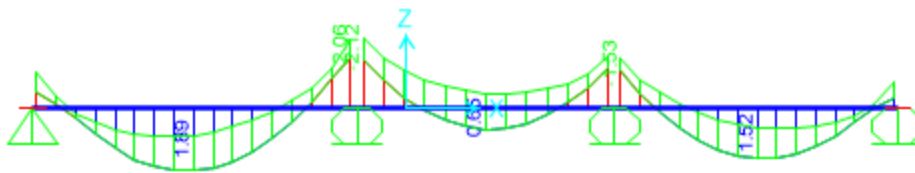


Fig. 5-2: Envolvente de momentos flectores (ton\*m) (Etabs, 2010)

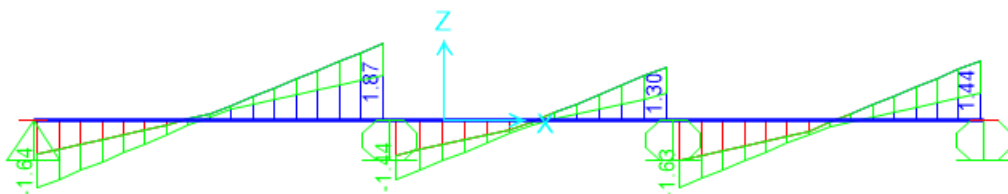


Fig. 5-3: Diagrama de fuerzas cortantes (ton) (Etabs, 2010)

### 5.4.3 Diseño por flexión:

Utilizando la ecuación antes propuesta analizamos cada una de las secciones críticas

- $+2.42 \text{ ton*m} = 3.03 \text{ cm}^2 = 1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
- $-2.40 \text{ ton*m} = 3.30 \text{ cm}^2 = 1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
- $+0.55 \text{ ton*m} = 0.67 \text{ cm}^2 = 1\phi 1/2"$
- $-1.76 \text{ ton*m} = 2.26 \text{ cm}^2 = 2\phi 1/2"$

- $+1.93 \text{ ton}\cdot\text{m} = 2.40 \text{ cm}^2 = 2\phi 1/2''$

#### 5.4.4 Diseño por cortante

Podemos ver que el cortante último de la envolvente supera  $\phi V_c$  en ambas caras del primer tramo y en la cara izquierda del tercer tramo. En esa zona será necesario colocar ensanches alternados.

#### 5.4.5 Verificación de deflexiones:

Se verificarán deflexiones en el primer tramo, pues es el más crítico.

	Apoyo		Apoyo
	Izquierdo	Centro	Derecho
As (cm <sup>2</sup> )	3.29	3.29	1.29
A's (cm <sup>2</sup> )	1.29	0.00	1.29
	Apoyo		Apoyo
	Izquierdo	Centro	Derecho
Mm (T*m.)	0.8	0.7	0.3
Mv (T*m.)	0.3	0.6	0.3
	Apoyo		Apoyo
	Izquierdo	Centro	Derecho
yt (cm)	16.25	16.25	16.25
I (cm <sup>4</sup> )	22708	22708	22708
a (cm)	8.50	5.14	5.80
Icr (cm <sup>4</sup> )	8075	10696	3953
Mcr (T*m)	0.75	0.41	0.75
	Apoyo		Apoyo
	Izquierdo	Centro	Derecho
I Efec.(d) (cm <sup>4</sup> )	8075	10696	22708
I Efec.(d+I) (cm <sup>4</sup> )	8075	10695.8	22708

Como  $M_m + M_v > M_{cr}$  en ambas secciones se trabajará con la inercia de la sección fisurada Icr para las deflexiones.

- $I_{ef} = (8075 + 2 \cdot 10696 + 22708) / 4 = 13044 \text{ cm}^4$

La deflexión al centro de la vigueta se encuentra por

$$\frac{5 * L^2}{48 * E_c * I_{ef}} * (M_{centro} - 0.1 * (M_{izq} + M_{der})) \dots \text{Eq. 5.4}$$

- Deflexión por carga Muerta: 0.59 cm
- Deflexión por carga Viva: 0.49 cm
- Deflexión a largo plazo: 1.18 cm

La deflexión máxima permisible es de  $760\text{cm}/240 = 3.17$  cm entonces es aceptable.



## Capítulo 6: Diseño de vigas peraltadas

### 6.1 Análisis estructural

El análisis estructural de las vigas se divide en dos partes igual de importantes.

El análisis sísmico debe de ser realizado con el resto de la estructura en conjunto, de esta manera se pueden encontrar las solicitaciones sísmicas inelásticas sobre las secciones. Este análisis fue realizado con el programa ETABS mediante el método de superposición modal.

Para el análisis de vigas bajo cargas de gravedad que no generen desplazamientos laterales importantes se permite simplificar el modelo de análisis siempre y cuando se cuente con geometría y cargas razonablemente regulares. En esta simplificación se permite admitir que la sobrecarga es aplicada solamente al entrepiso a analizar y que las columnas de los entrepisos superior e inferior se encuentran empotradas en sus extremos. Este análisis se realizó mediante el método de distribución de momentos (Cross).

### 6.2 Procedimiento de Diseño

#### 6.2.1 Diseño por flexión

El diseño en flexión de las vigas difiere con el de otros elementos como losas, es necesario utilizar las 5 combinaciones de carga para hallar la envolvente de resistencia requerida.

De la misma manera que en los aligerados es necesario determinar al acero mínimo para evitar el colapso una vez se fisure la sección. De acuerdo a la norma para secciones rectangulares el acero mínimo está dado por:

$$A_s \min = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

El acero máximo se encontrará como aquel igual al 75% del que causa la falla balanceada. El acero máximo se encuentra dado por:

$$A_s \max = 0.75 * (0.85 * f'c) * A_{cb} + A's * f'sb$$

De igual manera que en los aligerados la resistencia a la flexión estará dada por

$$\phi Mn = 0.9 * A_s * F_y * \left( d - \frac{A_s * F_y}{2 * b_w * 0.85 * f'c} \right)$$

### 6.2.2 Diseño por cortante

A diferencia de losas aligeradas las vigas cuentan con estribos, los cuales generan una resistencia extra a la fuerza cortante. El diseño por fuerza cortante está dado por las siguientes expresiones.

$$V_u > \phi V_c + \phi V_s$$

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

$$\phi V_s = 0.85 * \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

De acuerdo al artículo 21.4.3 de la norma E.060 En el caso de los edificios de Muros estructurales o Duales tipo 1 se deben de considerar el cortante  $V_u$  no debe ser menor que el menor de los siguientes valores para asegurar que la viga falle de manera dúctil por flexión:

- El valor máximo de cortante de las combinaciones de carga de diseño, considerando un factor de 2.5 para los efectos sísmicos.
- La suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales de los extremos y el cortante isostático de la viga calculado con cargas amplificadas.

### 6.2.3 Diseño por confinamiento

Para lograr que se formen rótulas plásticas en los extremos de las vigas es necesario utilizar estribos que confinen el concreto y permitan una alta deformación antes de su agotamiento. Esto es necesario pues es casi imposible lograr que una viga sísmica se mantenga en el rango elástico durante un sismo severo. La longitud de rótula plástica, en la cual la viga debe de estar confinada corresponde a un tramo de longitud “2d”, a partir de la cara de la viga.

El espaciamiento de confinamiento será el menor de estos valores:

- $d/4$  pero no menor a 15 cm
- 10 veces el diámetro de las barras longitudinales
- 24 veces el diámetro de los estribos
- 30 cm

### 6.2.4 Diseño por torsión

El diseño por torsión de las vigas depende de si la torsión es necesaria para mantener el equilibrio de la estructura o no.



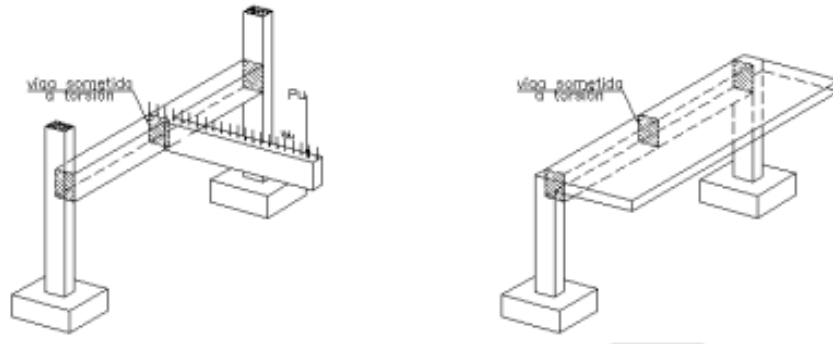


Fig. 6-1: Elementos en los cuales la torsión es necesaria para mantener el equilibrio (NTP E.060)

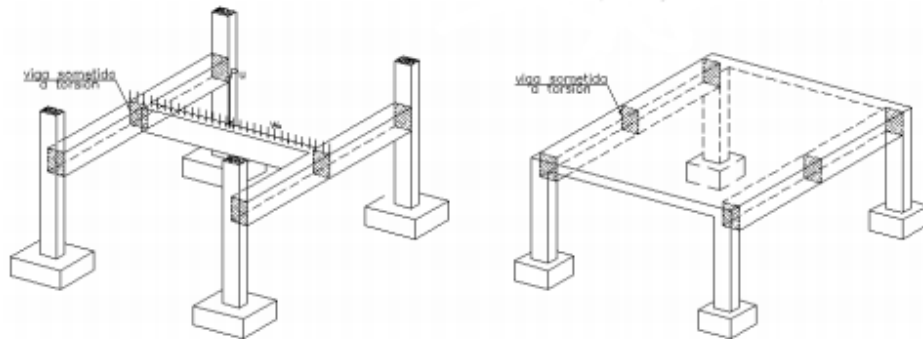


Fig. 6-2 Elementos en los cuales la torsión no es necesaria para mantener el equilibrio (NTP E.060)

En la edificación todas las vigas pueden considerarse como el segundo caso. Por lo tanto la fuerza máxima de torsión con las que es necesario diseñarlas es:

$$T_{umax} = \phi 1.1 \sqrt{f'c} * \frac{A^2_{cp}}{P_{cp}}$$

Si la torsión aplicada es menor a la cuarta parte de  $T_{umax}$  es permitido obviar el diseño. La resistencia a torsión de una sección no preesforzada está dada por:

$$T_n = \frac{1.7 * A_{oh} * A_t * f_y}{s}$$

Y se debe de añadir refuerzo longitudinal igual a

$$\frac{A_t}{s} * P_h$$

### 6.3 Ejemplo de diseño Viga VT-02

Para el ejemplo de diseño se trabajará con las vigas VT-02, sobre el eje C entre los ejes 4 y 6 (Ver Fig.2-1, pag.14).

#### 6.3.1 Metrado de cargas:

Primer Tramo

- Peso propio de la viga:  $0.3 \times 0.6 \times 2400 = 432$  kg/m
- Aligerado:  $(3.30 + 2.95) \times 350 = 2187.5$  kg/m
- Piso terminado  $(3.30 + 2.95 + 0.30) \times 100 = 655$  kg/m
- S/Tabiquería Móvil:  $(3.3 + 2.95 + 0.30) \times (250 + 50) = 1965$  kg/m

El tramo cuenta con un área de influencia de  $82\text{m}^2$  aproximadamente, por lo cual se aplicará un factor de reducción de carga viva de:

$$0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{82}} = 0.75$$

Por lo tanto la carga viva será de  $1475$  kg/m

Segundo Tramo

- Peso propio de la viga:  $0.3 \times 0.6 \times 2400 = 432$  kg/m
- Aligerado:  $0$  kg/m
- Piso terminado:  $0.30 \times 100 = 30$  kg/m
- S/Tabiquería Móvil:  $(0.30) \times (250 + 50) = 90$  kg/m

#### 6.3.2 Análisis sísmico

Del análisis dinámico se obtuvieron los siguientes diagramas de cargas. Gracias a los importantes muros de la edificación las solicitaciones sísmicas son casi nulas por lo que las vigas trabajarán básicamente bajo cargas de gravedad.

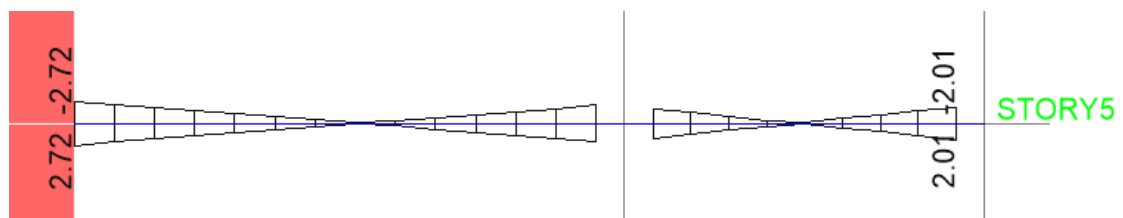


Fig. 6-1 Momentos de sismo en VT-02 (ton-m) (Etabs, 2010)

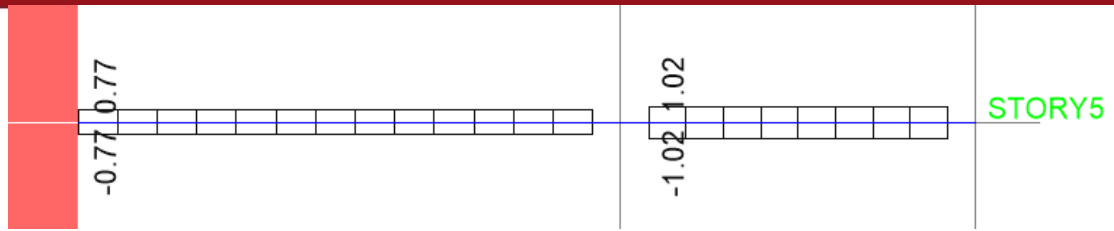


Fig. 6-2 Cortantes de sismo en VT-02 (ton) (Etabs, 2010)

### 6.3.3 Análisis por cargas de gravedad y diseño

Utilizando una hoja de cálculo de Excel se resolvió el pórtico utilizando el modelo simplificado de la norma, con vigas columnas empotradas en los niveles superior e inferior. Para resolver el modelo se utilizó el método de cross al que se le agregaron las fuerzas sísmicas para generar la envolvente de servicio.

Vigas:		
Tramo	1	2
b(cm)	30.00	30.00
h(cm)	60.00	60.00
l(mt)	6.50	4.60

Columnas:				
	No	1	2	3
	b(cm)		30.00	30.00
Arriba	h(cm)	Empotrado	70.00	70.00
	l(mt)		3.30	3.30
	b(cm)		30.00	30.00
Abajo	h(cm)	Empotrado	70.00	70.00
	l(mt)		3.30	3.30

Tramo	1	2
wd (T/m)	3.27	0.46
wl (T/m)	1.48	0.09

Momentos de sismo:				
Tramo	1		2	
	lzc.	Der.	lzc.	Der.
Me	2.72	-2.23	1.81	-2.01

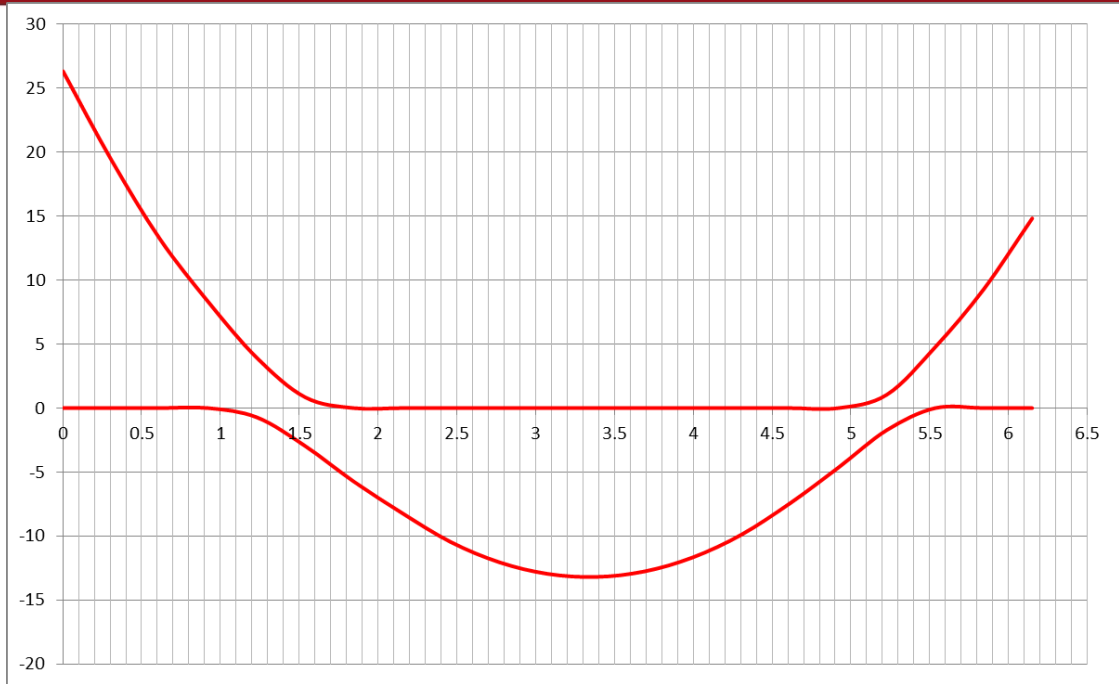


Fig. 6-3: Diagrama de momentos requeridos de VT-02 1°Tramo (Ton-m)



Fig. 6-4: Diagrama de fuerza cortante requerida de VT-02 1°Tramo (Ton)

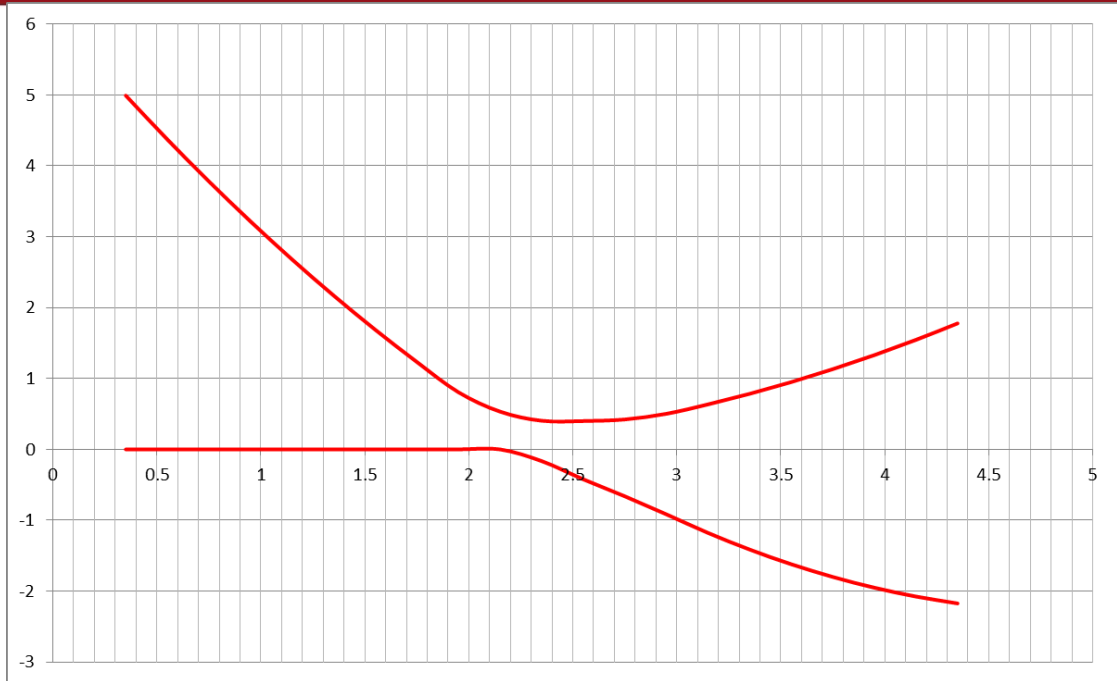


Fig. 6-5: Diagrama de momentos requeridos de VT-02 2° Tramo (Ton-m)

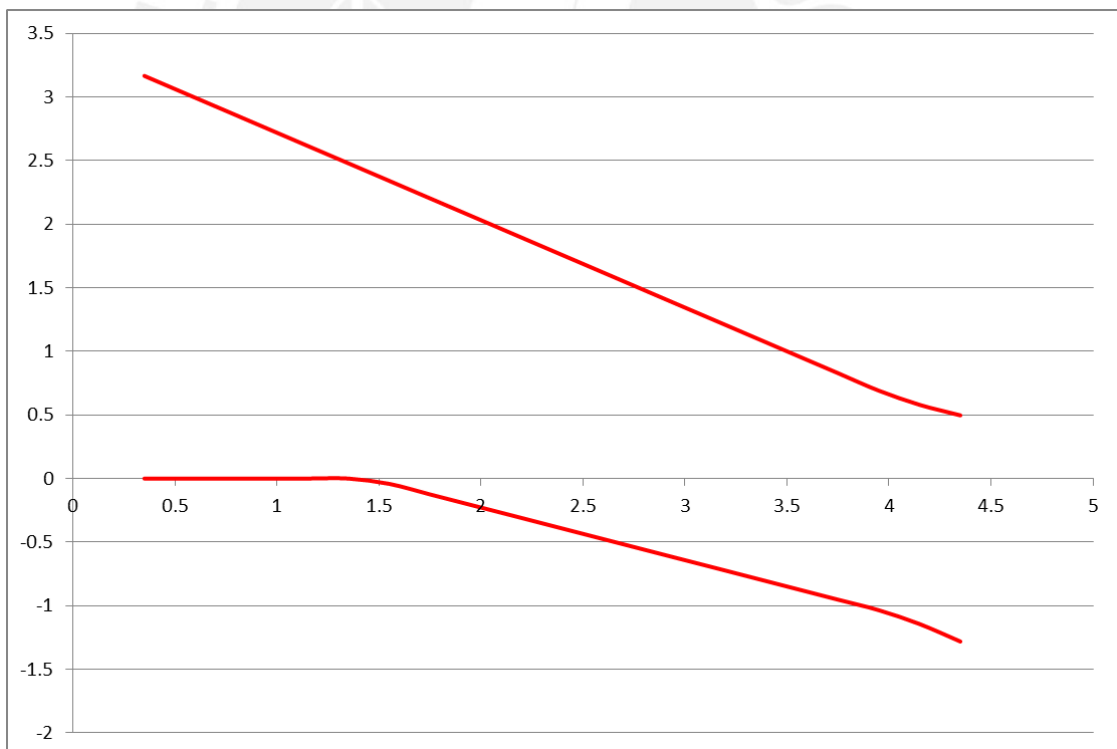


Fig. 6-6: Diagrama de fuerza cortante requerida de VT-02 2° Tramo (Ton)

#### 6.3.4. Diseño por torsión

Las fuerzas de torsión de la viga son las siguientes

- $T_m$             0.1635
- $T_v$             0.0883
- $T_s$             0.2318

Por lo tanto  $T_u = 1.25 * (0.1635 + 0.0883) + 0.2318 = 0.546$

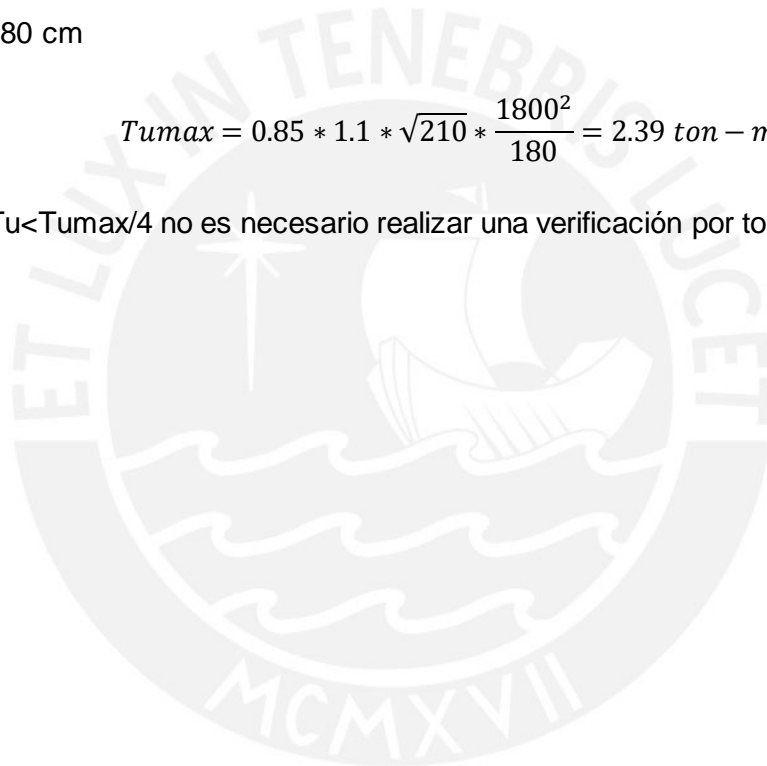
La sección tiene las siguientes propiedades

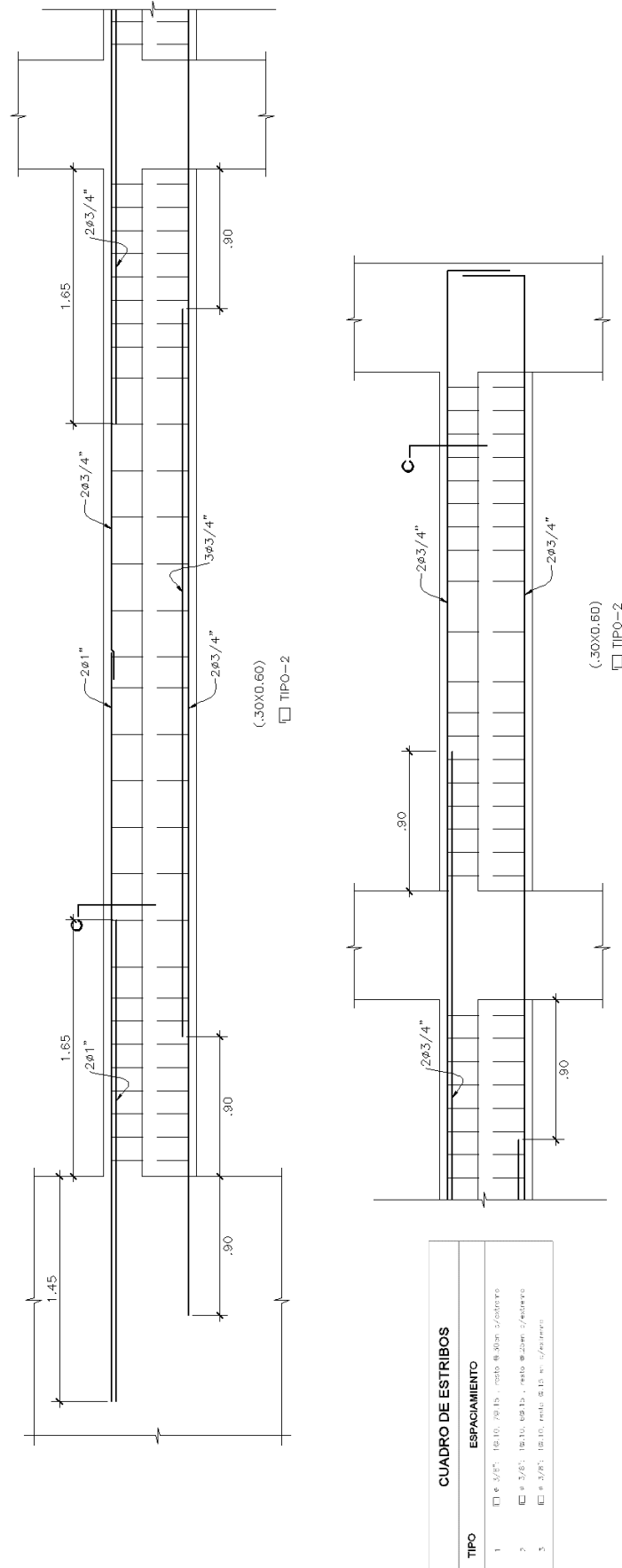
$A_{cp} = 1800 \text{ cm}^2$

$P_{cp} = 180 \text{ cm}$

$$T_{umax} = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * \frac{1800^2}{180} = 2.39 \text{ ton} - m$$

Como  $T_u < T_{umax}/4$  no es necesario realizar una verificación por torsión.





VT-02

Fig. 6-7 Diseño final de viga VT-02

## Capítulo 7: Diseño de columnas

### 7.1 Generalidades

Las columnas son elementos verticales que se caracterizan por estar sometidos al mismo tiempo a solicitaciones de compresión y flexión. Su importancia es mucho mayor que las vigas. Las pérdidas ocasionadas por la falla de una columna son mucho mayores que aquellas generadas por la falla de una viga.

### 7.2 Análisis

De la misma manera que en el análisis de las solicitaciones de las vigas las solicitaciones de las columnas se encontrarán por dos tipos de análisis diferentes:

- El análisis sísmico se realiza con un modelo computacional.
- Los momentos de gravedad son hallados con la misma simplificación utilizada para el análisis de las vigas; un pórtico con las columnas empotradas a sus extremos.
- Las solicitaciones axiales de gravedad son halladas con un metrado de cargas.

Este diseño se realizará tomando en cuenta las 5 combinaciones de carga amplificadas de gravedad y de sismo independientemente. No se toman solo los valores máximos de la envolvente, la carga axial puede aumentar la resistencia de la columna a flexión y la combinación de carga con mayor carga axial no es necesariamente la que determina el diseño.

#### 7.2.1 Reducción de carga viva:

Para las cargas vivas se utiliza la reducción de carga viva permitida por el artículo 10 de la norma E.020 "CARGAS", de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Lr = Lo * \left( 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{Ai}} \right)$$

$Vr$  = Carga viva reducida

$Vo$  = Carga viva sin reducir

$Ai$  = Área de influencia del elemento estructural

$$Ai = k * \text{Area tributaria}$$

Factor de área tributaria (k)=2



## 7.3 Procedimiento de Diseño

### 7.3.1 Diseño por flexo compresión

Para las columnas se debe de tomar en cuenta un diseño combinado de solicitaciones de Flexión, Compresión y Cortante al mismo tiempo. Se realiza de acuerdo a las mismas hipótesis que en el diseño por flexión, utilizando secciones planas, un bloque equivalente de compresión en el concreto y una plataforma infinita de fluencia en el acero.

Al analizar la misma sección sometida a carga a flexo compresión podemos encontrar diferentes pares de valores de momentos y carga axiales, de acuerdo a la posición del eje neutro. Si realizamos este procedimiento varias veces variando el eje neutro, y unimos los pares de valores encontrados podemos encontrar una curva de resistencias nominales  $M_n$  vs  $P_n$ , conocida como Diagrama de Interacción.

Además de eso la norma toma en cuenta una excentricidad mínima de diseño, la cual está dada como un máximo valor de carga axial máxima determinada como.

$$P_n \max = 0.85 * F_c(A_g - A_s) + A_s * F_y$$

El diagrama de resistencias nominales debe de ser reducido por el factor  $\phi$  el cual depende del tipo de sollicitación que tendrá la columna. Si la carga axial es muy baja se puede suponer que la columna en verdad se comporta como viga, por lo cual es lógico utilizar un  $\phi$  de flexión. De esta manera se utilizará:

$$\phi = 0.9 \text{ si } P_u \leq 0$$

$$\phi = 0.7 \text{ si } P_u \geq 0.1 * F_c * A_g$$

*Para valores intermedios se interpolará linealmente.*

Este diagrama cuenta con dos zonas. La primera es una zona de falla controlada por tracción (dúctil), con bajas cargas axiales y usualmente encontrada en los últimos pisos de las edificaciones. La segunda es una zona de falla controlada a compresión (frágil), con altas cargas axiales. Se considera que la sección es adecuada para los esfuerzos si los cinco pares de fuerzas últimas ( $P_u$ ,  $M_u$ ) se encuentran dentro del diagrama de interacción, independientemente de en que zona se encuentren.

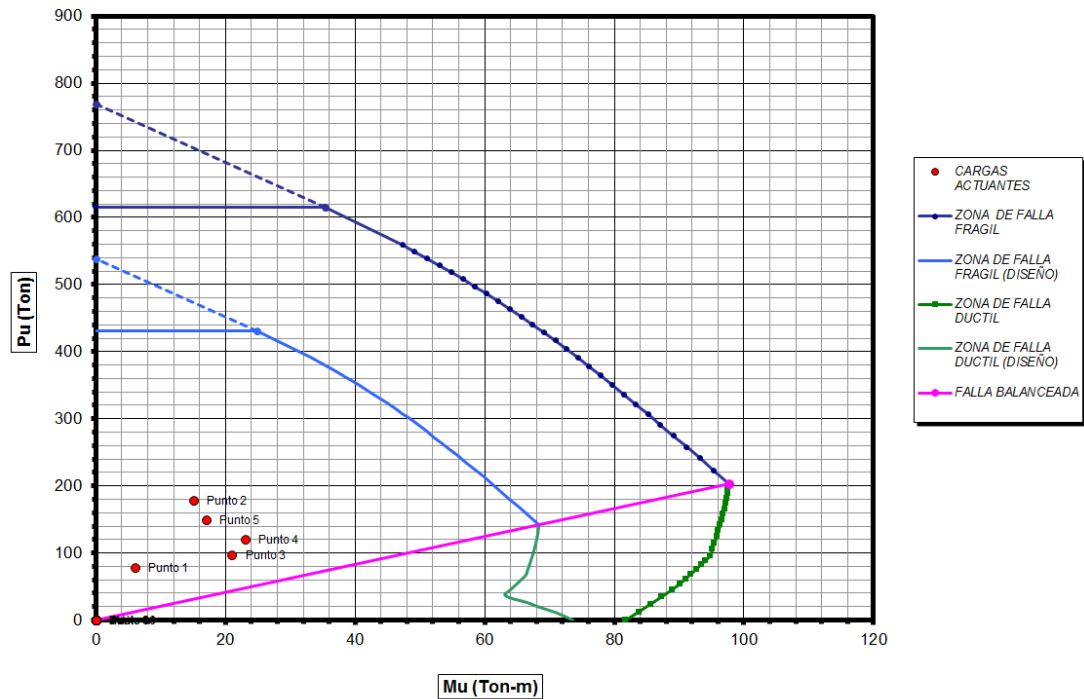


Fig. 7-1 Diagrama de interacción de una columna (ton y ton-m)

Se debe considerar por último los límites de cuantía que debe de tener la sección; de tal manera que:

$$1\% < \rho < 6\%$$

En la norma se indica que si la cuantía supera el 4% se debe de indicar en el plano el armado de la unión viga-columna. Sin embargo no se recomienda llegar hasta una cuantía tan alta; en obra el armado de la columna tendrá muchas dificultades, por esta razón se establecerá un límite de 3% en la cuantía.

### 7.3.2 Diseño por cortante.

Al igual que las vigas la resistencia a la fuerza cortante de una columna está dada por la siguiente expresión:

$$Vu > \phi Vc + \phi Vs$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vs = 0.85 * \frac{Av * fy * d}{s}$$

De ser necesario podrá aumentarse la resistencia al cortante del concreto hasta:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d * \left(1 + \frac{P_u}{140 * A_g}\right)$$

De la misma manera que en las vigas el valor de la fuerza cortante a resistir por las columnas de la edificación debe de encontrarse tomando en cuenta el desarrollo máximo de cortante en la sección, para asegurarse que la falla se produzca por flexión. La fuerza cortante  $V_u$  será igual al menor de estos valores.

- El valor máximo de cortante de las combinaciones de carga de diseño, considerando un factor de 2.5 para los efectos sísmicos.
- La suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales de los extremos.

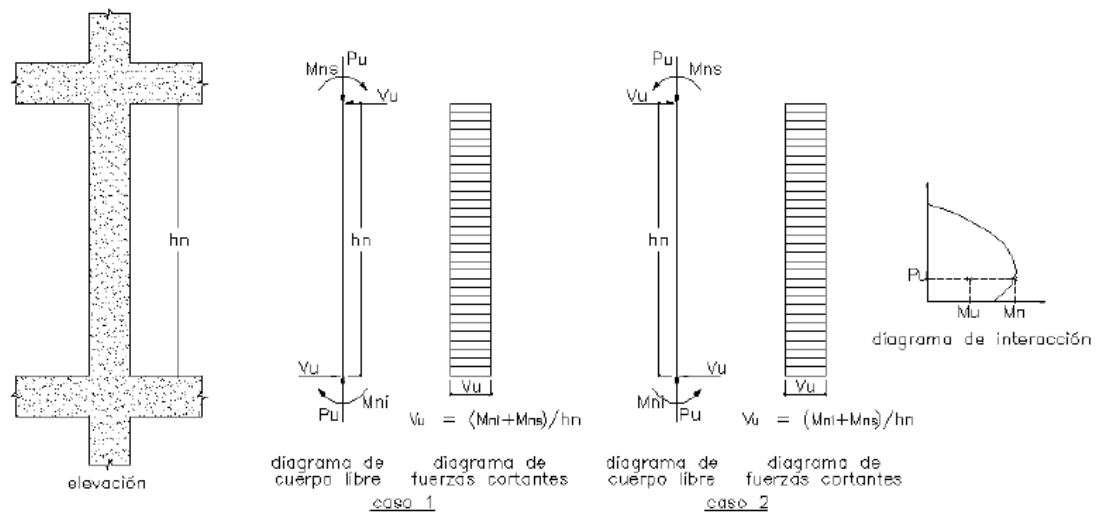


Fig. 7-2: Fuerza cortante de diseño en una columna (NTP E.060)

Es común que la fuerza cortante en las columnas sea casi nula en edificaciones estructuradas por medio de muros de corte.

### 7.3.3 Diseño por pandeo de barras:

Para asegurar la integridad del núcleo de concreto y evitar el pandeo individual de las barras corrugadas longitudinales de las columnas es necesario colocar estribos en toda la altura. Se debe de colocar de tal manera que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga un apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo menor a 135°. Las barras alternas sin apoyo lateral no deben de encontrarse a más de 15 cm de una barra apoyada lateralmente.

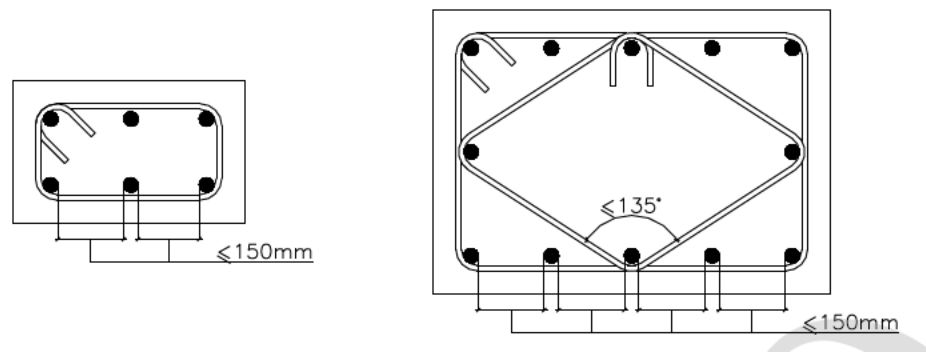


Fig. 7-3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral (NTP E.060)

Los diámetros de estribos a utilizar son los siguientes:

- 8mm para barras de hasta 5/8"
- 3/8" para barras de hasta 1"
- 1/2" para barras mayores de 1"

El espaciamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

- 48 veces el diámetro de la barra de estribo
- 16 veces el diámetro de la menor barra longitudinal
- La menor dimensión de la columna

#### 7.3.4 Diseño por confinamiento

En ambos extremos se debe de confinar el núcleo de las columnas para permitir que se desarrollen rótulas plásticas que permitan altos desplazamientos sin que falle la sección y la estructura se comporte de una manera adecuada en un sismo. Estos estribos deben de colocarse en una longitud  $L_o$  medida desde las caras de los nudos.  $L_o$  no debe de ser menor que:

- $Altura libre/6$
- La mayor dimensión de la columna
- 50 cm

Para lograr que se forme una rótula plástica la norma indica que se coloquen estribos con un espaciamiento menor a:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña
- La mitad de la dimensión menor de la columna
- 10 cm

## 7.4 Ejemplo de diseño columna C4-Primer Y Segundo entrespiso

### 7.4.1 Metrado de cargas:

Tabla 7.1 Metrado de cargas en columna C4

	Muerta	Muerta	Viva	Viva	Area	de	Area de inf.	FR	V reducida
		acum.		acum	de influencia		acumulada		
P7	26.03	26.03	4.34	4.34	86.84		86.84	0.74	3.23
P6	26.03	52.06	13.03	17.37	86.84		173.68	0.60	10.40
P5	26.03	78.09	13.03	30.39	86.84		260.52	0.53	16.26
P4	26.03	104.12	13.03	43.42	86.84		347.36	0.50	21.71
P3	26.03	130.15	13.03	56.45	86.84		434.20	0.50	28.22
P2	26.03	156.17	13.03	69.47	86.84		521.04	0.50	34.74
P1	26.03	<b>182.20</b>	13.03	82.50	86.84		607.88	0.50	<b>41.25</b>

- $P_m=182.2 \text{ ton}$
- $P_l=41.25 \text{ ton}$

Del análisis simplificado del pórtico bajo cargas de gravedad podemos encontrar que:

- $M_m=5.93 \text{ ton-m}$
- $M_v=3.56 \text{ ton-m}$

Del análisis sísmico podemos encontrar que:

- $M_s=5.29 \text{ ton-m}$
- $P_s=19.08 \text{ ton}$

### 7.4.2 Combinaciones de cargas:

Con estas cargas podemos hallar las 5 combinaciones requeridas:

	P	M
1.4M+1.7V	325.21	14.35
1.25(M+V)+S	298.39	17.15
1.25(M+V)-S	260.23	6.57
0.9M+S	183.06	10.63
0.9M-S	144.90	0.05

### 7.4.3 Diseño por flexo compresión

Detalles de la sección para diseño por flexo compresión. Se prueba con  $6\phi 1''+8\phi 3/4''$ , una cuantía de 2.54%.

Barra #	Área $A_s$	Distancia del centro X	Distancia de abajo Y
	mm <sup>2</sup>	mm	mm
1	510.00	0.00	50.00
2	510.00	101.60	50.00
3	510.00	-101.60	50.00
4	284.00	101.60	172.00
5	284.00	-101.60	172.72
6	284.00	101.60	295.00
7	284.00	-101.60	294.64
8	284.00	101.60	416.00
9	284.00	-101.60	416.56
10	284.00	101.60	538.00
11	284.00	-101.60	538.48
12	510.00	101.60	660.00
13	510.00	-101.60	660.40
14	510.00	0.00	660.40

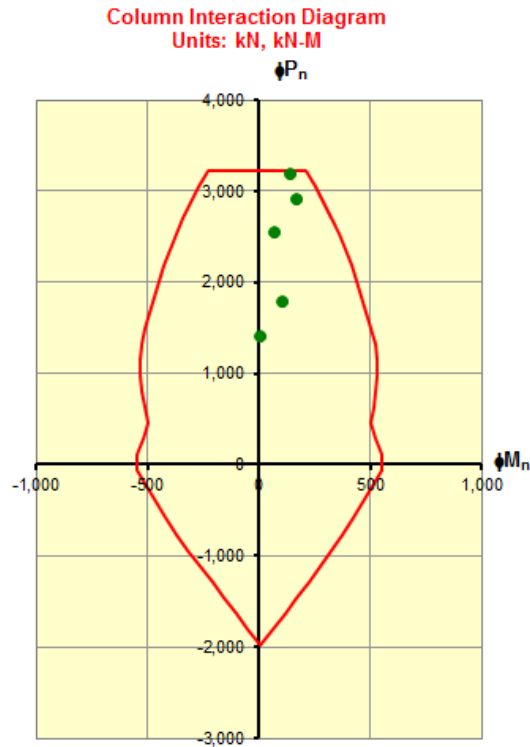


Figura 19: Diagrama de interacción de la columna C4 (kN y kN-m) (YAKPOL)

Como era de esperarse la columna falla por cargas de gravedad con bajas excentricidades, pues está adecuadamente peraltada en la dirección principal y los momentos de sismo son pequeños.

Cargas amplificadas		Capacidad	Ratio $\phi M_n / M_u$
$P_u$	$M_u$	$\phi M_n$	%
Ton	Ton-m	Ton-m	
<b>325.21</b>	14.35	23	63%
<b>298.39</b>	17.15	29	59%
<b>183.06</b>	10.63	48	22%
<b>260.23</b>	6.57	36	18%
<b>144.90</b>	0.05	52	0%

#### 7.4.4 Diseño por cortante

Las fuerzas cortantes en la sección de la columna son los siguientes:

- $V_m = 4.6 \text{ ton}$
- $V_v = 2.75 \text{ ton}$
- $V_s = 2.35 \text{ ton}$

Para encontrar el cortante de diseño utilizaremos el  $M_n$  más alto de los encontrados en las combinaciones de carga  $\phi M_n = 52 \text{ ton-m}$ . La altura libre es de 2.6m

$$V_u = \frac{74.3 + 74.3}{2.6} = 57.15 \text{ ton}$$

Pero no necesita ser mayor que

$$V_u = 1.25 * (4.6 + 2.75) + 2.5 * (2.35) = 15.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 65 = 12.7 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 2.4 \text{ ton}$$

$$S = 0.85 * \frac{4.2 * 65 * (0.71 * 2)}{2.4} = 137 \text{ cm}$$

#### 7.4.5 Diseño por pandeo de barras:

El espaciamiento será el menor de los siguientes valores:

- $16 * 5/8 * 2.54 = 25.4 \text{ cm}$
- $48 * 3/8 * 2.54 = 45.7 \text{ cm}$
- 30cm

#### 7.4.6 Diseño por confinamiento:

La longitud de confinamiento de la columna está dada por el mayor de los siguientes valores:

- $H_n/6 = 43 \text{ cm}$
- La mayor dimensión de la columna = 80 cm
- 50 cm

Por lo tanto la longitud de confinamiento es de 80 cm.

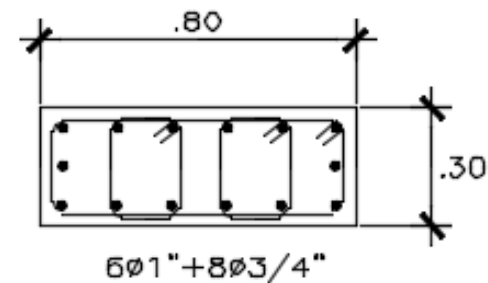
El espaciamiento de estribos de confinamiento está dado por el menor de los siguientes valores:



- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña =  $8 * (3/4 * 2.54) = 15.25$  cm
- La mitad de la dimensión menor de la columna =  $30/2 = 15$  cm
- 10 cm

Por lo tanto el espaciamiento es de 10 cm en la zona de confinamiento. Los estribos de la columna C1 son los siguientes:

**1@5, 8@10, 1@20 rto@25**



**SECCION C4**  
**1° y 2° PISO**

ESCALA:1/25

TIPO 1 □  $\phi 3/8$ " 1@5, 8@10, 1@.20, RTD@25

Figura 20: Diseño final C4- 1° y 2° Piso

## Capítulo 8: Diseño de placas

### 8.1 Generalidades

Las placas o muros de corte son elementos verticales con mucha rigidez que se encargan de resistir las fuerzas laterales y controlar los desplazamientos generados por la aceleración sísmica en la base, además de funcionar como columnas para resistir las cargas axiales combinadas de gravedad y sismo. Las placas en este edificio reciben casi la totalidad de las sollicitaciones sísmicas y se generan grandes fuerzas cortantes y momentos flectores; especialmente en el sentido Y-Y.

Las placas se diseñarán con las fuerzas del entrepiso inferior para cada par de pisos, pues no es recomendable cambiar el armado de acero en cada nivel. Al hacer eso se complica la colocación de fierro, se genera un mayor desperdicio y se genera una gran cantidad de traslapes de barras.

### 8.2 Análisis estructural

#### 8.2.1 Por cargas de gravedad

Se utilizará un metrado de cargas convencional para encontrar las sollicitaciones axiales que se generarán en las placas de la edificación en cada uno de los niveles a analizar. La fuerza cortante y momentos flectores generados por las excentricidades de las cargas de gravedad son poco importantes a comparación de aquellos generados por las sollicitaciones sísmicas y por esta razón serán despreciados para el análisis.

De la misma manera que en el análisis de las columnas se reducirá el valor de la carga viva de acuerdo al artículo 10 de la norma E.020.

#### 8.1.2 Por cargas sísmicas

Las fuerzas sísmicas de diseño se obtendrán utilizando el modelo computacional en Etabs.

### 8.3 Procedimiento de Diseño

#### 8.3.1 Diseño por flexo compresión

De la misma manera que en el diseño de flexo compresión de columnas se generará un diagrama de interacción,  $P_n$  vs  $M_n$ , haciendo variar la posición del eje neutro. Se utilizará un método de diseño iterativo; se propondrá un armado inicial de la sección y se verificaran los resultados, luego se ajustará para lograr una

sección óptima. Para realizar los diseños de la sección se debe de tomar en cuenta algunas limitaciones de la norma E.060 y recomendaciones prácticas.

- Para controlar la esbeltez y la resistencia a la fuerza cortante de los muros el ancho no debe ser menor a  $H/25$  o 150mm. (ARTÍCULO 21.9.3.2)
- En muros con alas, el ancho efectivo de ellas debe de extenderse hasta la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente o hasta el 10% de la altura total del muro, lo que sea menor. (ARTÍCULO 21.9.6.3)
- Para el mejor comportamiento sísmico de la edificación se confinarán los núcleos exteriores de las placas en toda su altura aunque no sea requerido por el artículo 21.9.7.4. La longitud de estos elementos de borde está dada por la posición del eje neutro y al ancho de la placa. (ARTÍCULO 21.9.7.6)
- Para encontrar el armado tentativo de la sección se debe de colocar cuantías mínimas verticales (0.0025) a verificar luego en el diseño por fuerza cortante. (ARTÍCULO 11.10.10.3)

Se verifica la longitud de los núcleos confinados una vez se logra obtener un diagrama de interacción que envuelva a las 5 combinaciones de carga. De no cumplirse la longitud mínima reglamentaria se deberá de cambiar el armado de la sección y volver a comenzar.

### 8.3.2 Diseño por fuerza cortante

Una vez obtenido el diagrama de interacción con el cual se trabajará se procede a diseñar por cortante. La fuerza de diseño por cortante será:

$$V_u = V_{ua} * \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Para los muros con una altura menor a  $L_o$ ,  $M_u/4V_u$  o los dos primeros pisos, lo que sea mayor. En el resto de muros  $V_u=V_{ua}$ . De esta manera se intenta lograr que en la base de las placas, donde se concentran los esfuerzos más importantes, la falla se desarrolle por flexión. Es importante no sobredimensionar las placas excesivamente pues el factor de amplificación de fuerza cortante será muy alto y la sección necesitará una cuantía de refuerzo muy alta.

El refuerzo por cortante en un muro se encuentra con las siguientes expresiones.

$$V_u > \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = 0.85 * A_{cw} * \sqrt{f'_c} * a_c$$

$$\phi V_s = 0.85 * A_{cw} * \rho_h * f_y$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h}{lm}\right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \text{ pero no mayor a } \rho_h$$

$$\alpha_c = 0.8 \text{ para } h/lm < 1.5 \text{ y } 0.53 \text{ para } h/lm > 2$$

### 8.3.3 Diseño de elementos confinados de borde

Para que los bordes de las placas no fallen por pandeo de barras y pérdida de concreto se debe de asegurar que se encuentren adecuadamente confinados. La norma nos indica que se deben de colocar los núcleos cuando:

$$c \geq \frac{lm}{600 * \frac{\delta u}{hm}}$$

$\delta u$  = Desplazamiento inelástico en el piso más alto

$c$  = profundidad del eje neutro

$hm$  = altura total del muro

Aunque no sea necesario según la norma, es recomendable colocar núcleos confinados para mejorar el comportamiento de la estructura en sismos fuertes y facilitar su reparación.

La longitud de los elementos de borde está dada por el mayor valor entre:

- $c/2$
- $c - 0.1 * lm$

Los estribos de confinamiento serán como mínimo de 8mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras de hasta 1" y de 1/2" para barras mayores. Su espaciamiento está dado por el menor de los siguientes valores.

- 25cm
- La menor dimensión del elemento de borde
- 10 veces el diámetro de barra más pequeño

#### 8.4 Ejemplo de diseño Placa P4:

Se diseñará la placa P4 en ambas direcciones. La altura total de la placa es  $7 \times 3.3 \text{ m} = 25.1 \text{ m}$

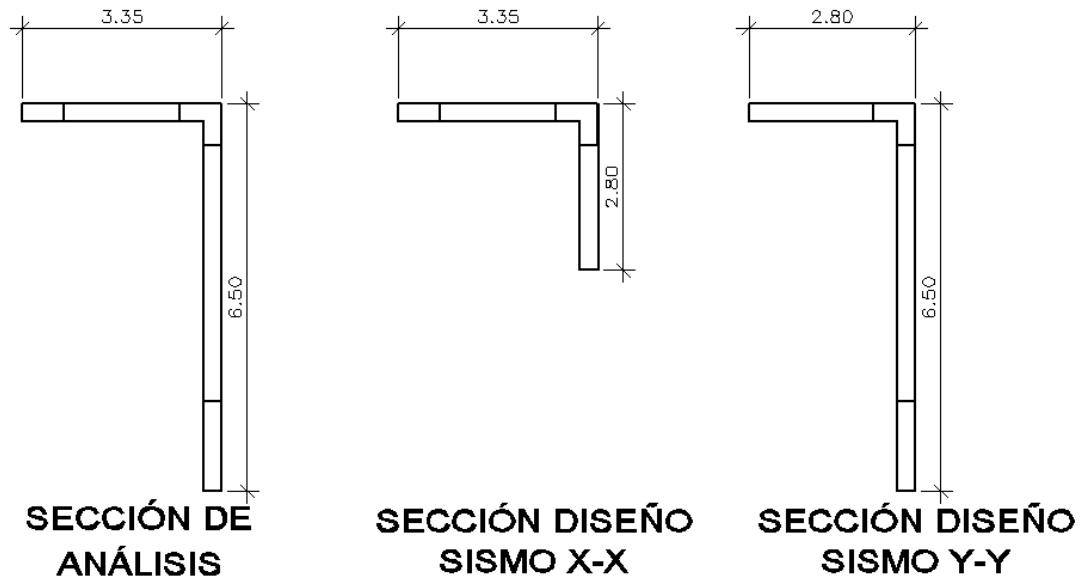


Figura 21: Sección de análisis y de diseño de placa P4

##### 8.4.1 Diseño Sismo Y-Y

En este caso se diseñará inicialmente para un sismo en Y por ser la dirección más crítica. En el sentido X-X se cuenta con los muros laterales de la edificación, por lo que no se cuenta con esfuerzos importantes.

El eje neutro se encuentra a una mayor profundidad cuando el ala se encuentre a tracción y el alma a compresión, por lo que la zona confinada en los extremos es mayor. El refuerzo repartido en el muro es de  $1/2''@30$  para cumplir con la cuantía mínima de 0.0025.

Después de realizar el diseño se encontró que el núcleo confinado en el alma es de  $30 \text{ cm} \times 170 \text{ cm}$  y cuenta con  $8\phi 1'' + 10 \phi 5/8''$ . El núcleo confinado superior está armado en forma de L, de  $70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$  con un ancho de  $30 \text{ cm}$  y cuenta con  $8\phi 1'' + 4\phi 5/8''$ .

### 8.4.1.1 Metrado de cargas

Se realizó un metrado de cargas en la placa y los resultados son los siguientes:

Cargas		
	Ton	Ton x m
<b>Muerta</b>	574.00	0.00
<b>Viva</b>	86.00	0.00
<b>Sismo</b>	0.00	2370.00

### Combinaciones de carga

Combinación		Pu	Mu
<b>(1)</b>	1.4 CM + 1.7 CV	924.00	0.00
<b>(2) y (3)</b>	1.25 (CM + CV) + CS	825.00	2370.00
	1.25 (CM + CV) - CS	825.00	2370.00
<b>(4) y (5)</b>	0.9 CM + CS	516.60	2370.00
	0.9 CM - CS	516.60	2370.00

### 8.4.1.2 Diseño por flexo compresión Y-Y

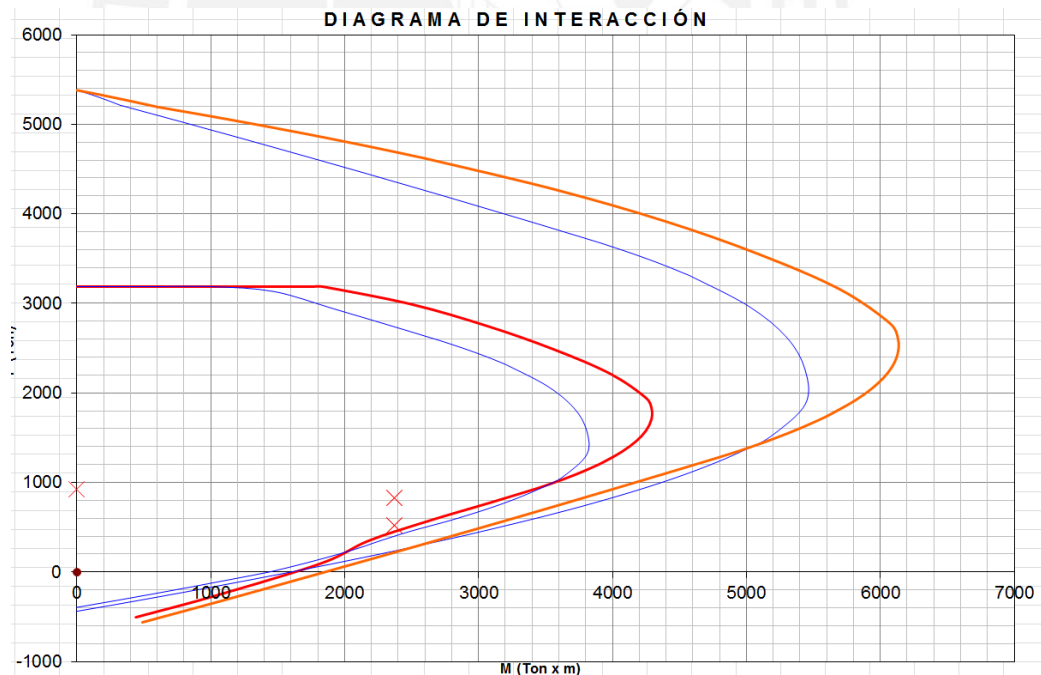


Figura 22: Diagrama de interacción de la placa en dirección Y-Y. La curva en rojo-naranja representa ala en compresión y la azul representa el ala en tracción.

Para el ala en compresión:

- $C = 195 \text{ cm}$

- $M_n = 3980 \text{ ton-m}$
- Longitud mínima del núcleo confinado: 130 cm (ok)

Para alma en compresión

- $C = 29 \text{ cm}$
- $M_n = 4037 \text{ ton-m}$
- Longitud mínima del núcleo confinado: 14.50 cm (ok)

#### 8.4.1.3 Diseño por cortante:

$$\text{Factor de amplificación} = 4037/2370 = 1.70$$

$$V_u = 190 * 1.70 = 324 \text{ ton}$$

$$A_{cw} = b * d = 30 * 0.8 * 650 = 15600 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 15600 = 119.8 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 260 \text{ ton}$$

$$260 = 15600 * \rho_h * 4.2 \rightarrow 2\phi 1/2" @ 20$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{25.1}{6.5}\right) * (0.0057 - 0.0025) < 0.0025 \rightarrow \rho_v = 0.0025 \text{ OK}$$

La cuantía vertical asumida de  $2\phi 1/2" @ 30$  es adecuada.

#### 8.4.1.4 Diseño de elementos de borde:

Ambos elementos de borde cuentan con la dimensión adecuada para el sismo en dirección Y-Y. El confinamiento estará dado por el menor de los siguientes valores:

- 25cm
- La menor dimensión del elemento de borde = 30cm
- 10 veces el diámetro de barra más pequeño = 25.4cm

Por lo tanto los confinamientos serán:

**@25**

#### 8.4.2 Diseño sismo X-X

Al diseñar en la dirección X-X se verifican los valores asumidos en la primera mitad del diseño. El eje neutro se encuentra a mayor profundidad cuando el ala se encuentra en tracción y se supondrá una cuantía mínima vertical;  $1/2 @ 30\text{cm}$ .

El núcleo confinado del alma es de 30x80cm y cuenta con  $8\phi 5/8$ ", el núcleo confinado del ala está armado en forma de L , de 70cm x 70cm con un ancho de 30cm y cuenta con  $8\phi 1"$ +  $4\phi 5/8$ ".

#### 8.4.2.1 Metrado de cargas

##### Cargas

<b>Carga</b>	<i>P</i>	<i>M</i>
	<i>Ton</i>	<i>Ton x m</i>
<b>Muerta</b>	258.25	0.00
<b>Viva</b>	19.55	0.00
<b>Sismo</b>	0.00	500.00

##### Combinaciones de carga

<b>Combinación</b>	<i>Pu</i>	<i>Mu</i>	
<b>(1)</b> 1.4 CM + 1.7 CV	388.92	0.00	
<b>(2) y (3)</b>	1.25 (CM + CV) + CS	347.25	500.00
	1.25 (CM + CV) - CS	347.25	500.00
<b>(4) y (5)</b>	0.9 CM + CS	232.42	500.00
	0.9 CM - CS	232.42	500.00



### 8.4.2.2 Diseño por flexo compresión X-X

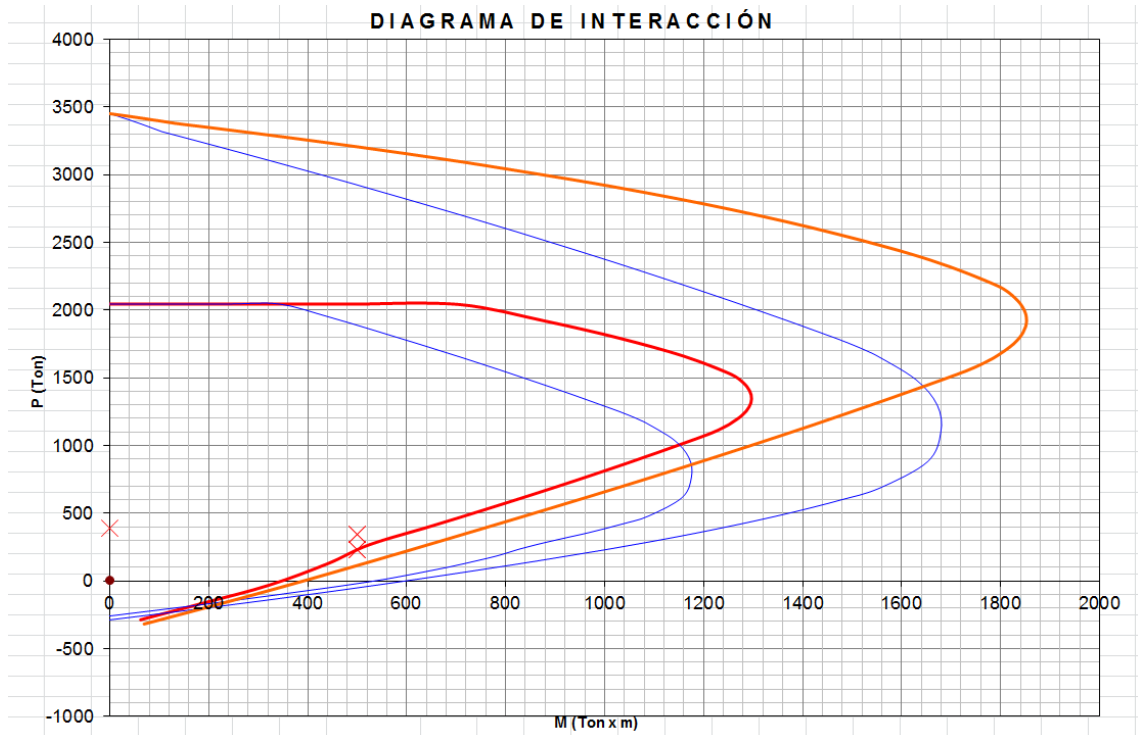


Figura 23: Diagrama de interacción de la placa en dirección X-X. La curva en rojo-naranja representa ala en compresión y la azul representa el ala en tracción.

Para el ala en compresión:

- C = 110 cm
- Mn = 1223 ton-m
- Longitud mínima del núcleo confinado: 55 cm (ok)

Para alma en compresión

- C = 13.5 cm
- Mn = 754 ton-m
- Longitud mínima del núcleo confinado: 7 cm (ok, no es necesario)

### 8.4.2.3 Diseño por cortante:

$$\text{Factor de amplificación} = 1223/500 = 2.44$$

$$Vu = 20 * 2.44 = 48.8 \text{ ton}$$

$$Acw = b * d = 30 * 0.8 * 335 = 8040 \text{ cm}^2$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * 8040 = 61.7 \text{ ton}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = 0 \text{ ton}$$

$$0 = 15600 * \rho h * 4.2 \rightarrow 0$$

Se utilizará un armado horizontal de  $\frac{1}{2}''@20$  para que sea igual que el necesario por diseño en dirección Y-Y.

$$\rho v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{25.1}{6.5}\right) * (0.0057 - 0.0025) < 0.0025 \rightarrow \rho v = 0.0025 \text{ OK}$$

La cuantía vertical asumida es adecuada para la sección es adecuada.

#### **8.4.2.4 Diseño de elementos de borde:**

Ambos elementos de borde cuentan con la dimensión adecuada para el sismo en dirección Y-Y. El confinamiento estará dado por el menor de los siguientes valores:

- 25cm
- La menor dimensión del elemento de borde = 30cm
- 10 veces el diámetro de barra más pequeño = 25.4cm

Por lo tanto los confinamientos serán:

**Estribos  $\frac{3}{8}''@25\text{cm}$ .**

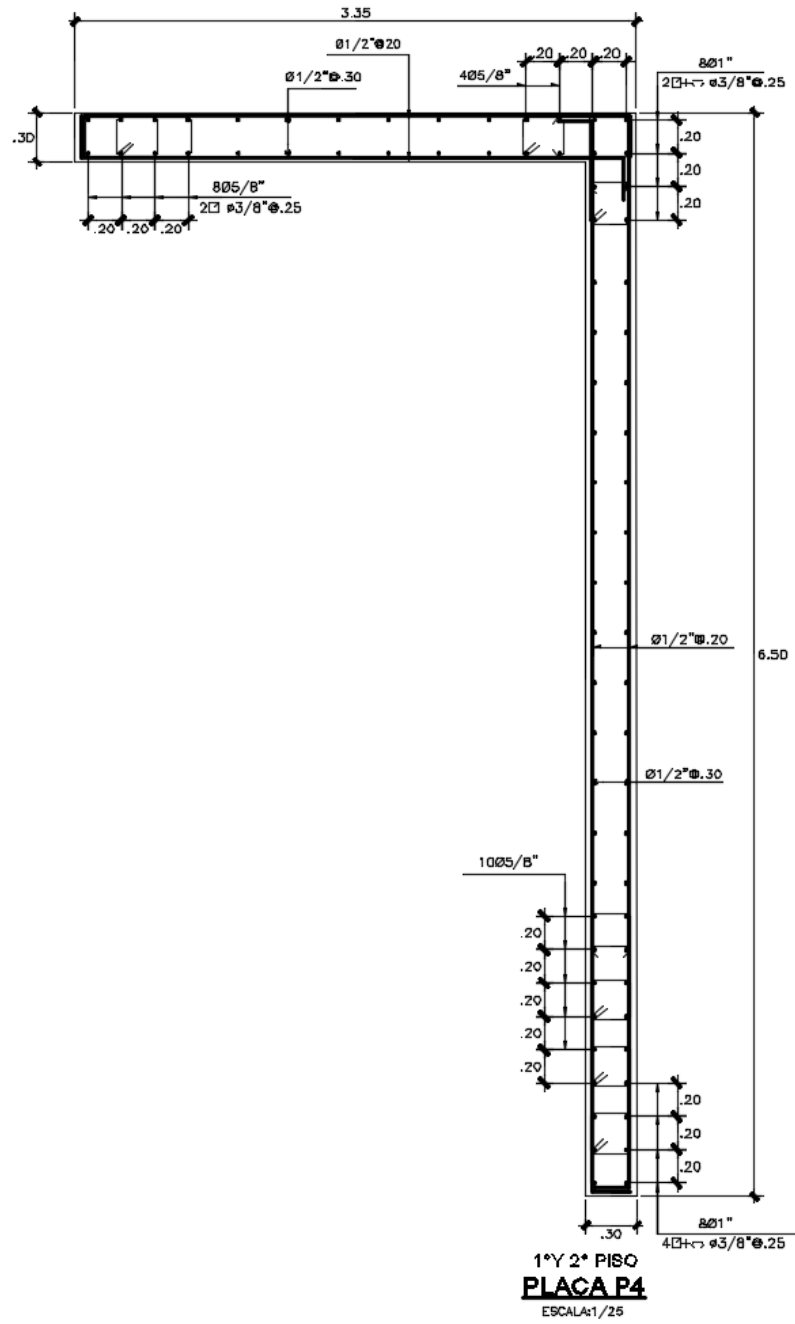


Figura 24: Diseño final Placa P4

## Capítulo 9: Diseño de cimentaciones:

### 9.1 Generalidades

Las cimentaciones son elementos estructurales ubicados en la base de la estructura. Se encargan de transmitir las cargas provenientes de las columnas y las placas hacia el suelo, de modo que los esfuerzos sobre él sean menores a su capacidad resistente.

Para poder diseñar correctamente la cimentación de una edificación es necesario un Estudio de Mecánica de Suelos, realizado por un ing. Civil especializado. De este informe se obtienen valores que se utilizarán en los distintos cálculos. Entre los más comunes se encuentran:

- Capacidad admisible del terreno
- Módulo de balasto
- Clasificación del terreno para fines sísmicos
- Nivel mínimo de la cimentación
- Nivel de la capa freática
- Coeficiente de empuje activo y pasivo
- Recomendaciones de cimentación

Existe una gran variedad de maneras de cimentar una edificación, dependiendo de los factores característicos del suelo del proyecto. En suelos de alta calidad, como la grava de Lima, lo más usual es utilizar cimentaciones superficiales tales como: plateas de cimentación, cimientos corridos, zapatas aisladas y zapatas combinadas.

Se deben de tomar en cuenta las recomendaciones dadas por la norma E.050 Cimentaciones y la norma E.060 Concreto Armado para el diseño de las cimentaciones.

### 9.2 Características locales de cimentación:

Los factores a considerar para el diseño de la cimentación del proyecto son los siguientes:

- Capacidad admisible del terreno: 4.00 kg/cm<sup>2</sup>
- Nivel mínimo de cimentación: -1.50 m
- Módulo de balasto: 20 kg/cm<sup>3</sup>

En esta edificación se utilizarán zapatas aisladas para las columnas interiores, zapatas corridas con vigas de cimentación para las placas perimetrales y una zapata combinada para la caja de escaleras y ascensor.

### 9.3 Procedimiento de diseño de cimentaciones

#### 9.3.1 Diseño por capacidad del terreno

Es necesario diseñar las dimensiones de la cimentación para que los esfuerzos sobre el terreno sean menores a su capacidad admisible y así asegurar la estabilidad de la estructura. Esta parte del diseño se debe de realizar utilizando los esfuerzos en servicio.

En el Perú la norma técnica E.030 “Diseño Sismo resistente” proporciona la fuerza última que aplica el sismo, es decir ya se encuentra amplificada por un factor 1.25. Por esa razón es posible reducir los esfuerzos producidos en el terreno por las cargas sísmicas por ese valor.

La manera más simple de calcular los esfuerzos en el suelo es suponer que este es un material linealmente elástico que no resiste esfuerzos de tracción y que las zapatas son infinitamente rígidas. De esta manera los esfuerzos sobre el terreno son dados por las siguientes ecuaciones para el caso de una zapata rectangular:

$$\frac{P + P_p}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} \text{ Si la excentricidad está dentro del nucleo central}$$

$$\frac{2(P + P_p)}{3B(\frac{L}{2} - e)} ; e = \frac{M}{P + P_p} \text{ La excentricidad no está en nucleo central y es rectangular}$$

En caso la excentricidad se encuentre fuera del núcleo central y la zapata tenga una forma irregular no existe una fórmula definida para el análisis, los esfuerzos del suelo deberán de ser hallados utilizando ecuaciones de equilibrio.

Si se cuenta con una cimentación compleja es posible utilizar un análisis elástico considerando la rigidez de los elementos de concreto y del suelo, por medio del módulo de balasto. Para realizar esto es usual utilizar un software comercial.

Como norma general, para poder realizar un diseño funcional y económico de las cimentaciones, se debe de procurar que el centroide de las zapatas se encuentre lo más cercano posible al punto de aplicación de la fuerza vertical resultante. Al hacer esto se evitarán momentos altos por carga de gravedad, los cuales aumentarán el tamaño final de la zapata.

### 9.3.2 Diseño de concreto armado

Para realizar el análisis de las zapatas en sí se debe de trabajar con las cargas amplificadas con las combinaciones de carga usuales. No se debe de tomar en cuenta que los esfuerzos amplificados superen los esfuerzos máximos del suelo, pues estas fuerzas serán utilizadas para el diseño de concreto armado, no para verificar la estabilidad de la cimentación.

Para el análisis de los esfuerzos en una zapata simple se puede considerar una viga que se encuentra empotrada al centro, con los esfuerzos del suelo aplicados sobre ella. Como se analiza como un volado invertido el diagrama de momentos siempre será positivo.

En el caso de una zapata combinada simple se puede considerar una viga simplemente apoyada en cada una de las columnas, con las cargas del suelo aplicadas sobre ella. En esta configuración pueden aparecer momentos negativos en la parte central de la zapata.

En caso se tengan zapatas de elementos con geometrías más complicadas que las de las columnas, como por ejemplo en las placas en forma de C que conforman las cajas de ascensores es recomendable realizar un análisis de los esfuerzos del suelo de la misma manera que en las zapatas simples, sin embargo es posible obtener los esfuerzos en la zapata con un procedimiento más complejo, por ejemplo utilizando elementos finitos, de la misma manera que se analizaría una losa maciza.

Para el diseño se debe de tomar en cuenta que en zapatas el recubrimiento es mucho mayor por lo que  $d=h-10\text{cm}$ .

A pesar que se permite un peralte de zapata menor es usual en el medio peruano utilizar peraltes mínimos de 60 cm. Con peraltes de esta dimensión se asegura un correcto recubrimiento para el acero y un anclaje adecuado del refuerzo de los elementos verticales.

#### 9.3.2.1 Diseño por cortante:

De la misma manera que en el caso de vigas o losas se analiza la fuerza cortante generada por el empuje del suelo a una distancia “d” de la cara de los elementos verticales. Como las cimentaciones no cuentan con ningún tipo de refuerzo transversal para cortante todo el esfuerzo debe de ser tomado por el concreto, por lo que se debe de cumplir:

$$\phi V_c \leq V_u$$

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

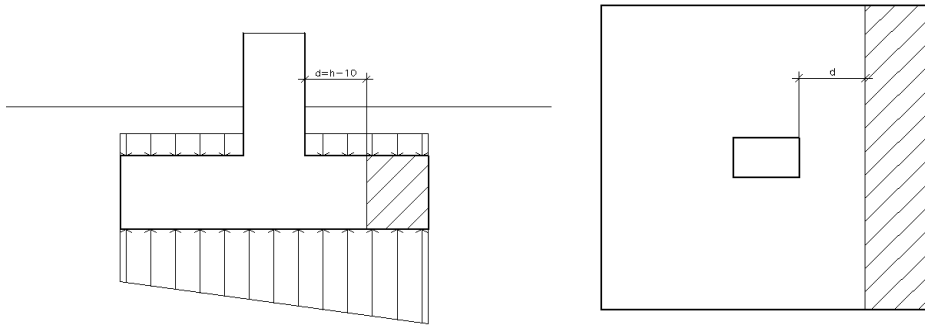


Figura 25: Diseño por fuerza cortante en una zapata (Imagen propia)

### 9.3.2.2 Diseño por punzonamiento

Un fenómeno particular de cimentaciones y losas sin vigas es el punzonamiento o cortante en dos direcciones. En vez de la típica falla diagonal por cortante se produce una falla en forma de cono o pirámide truncada alrededor del punto de apoyo, en este caso la columna, a una distancia de  $d/2$ . El esfuerzo de corte por punzonamiento es igual a la carga vertical de la columna menos las reacciones del suelo dentro de la zona de punzonamiento. Se debe de cumplir que:

$$\phi V_c \leq V_u$$

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

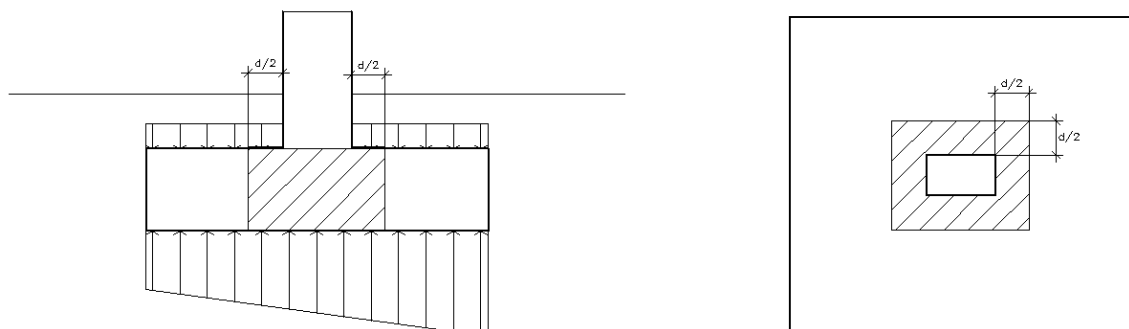


Figura 26: Diseño por punzonamiento en una zapata (Imagen propia)

### 9.3.2.3 Diseño por flexión:

El diseño nos dará el área de acero necesaria para resistir las tracciones que se producen en la sección flexionada. De la misma manera que en vigas o losas se trabajará con los esfuerzos a la cara de los elementos verticales de apoyo. Por las secciones importantes con las que se cuenta es importante revisar el área de acero mínimo para asegurar una falla dúctil.

$$A_s * F_y = b * 0.85 * f'_c * (a) \dots 1$$

$$\phi M_n = 0.9 * A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots 2$$

$$\phi M_n = 0.9 * A_s * F_y * \left(d - \frac{A_s * F_y}{2 * b * 0.85 * f'_c}\right)$$

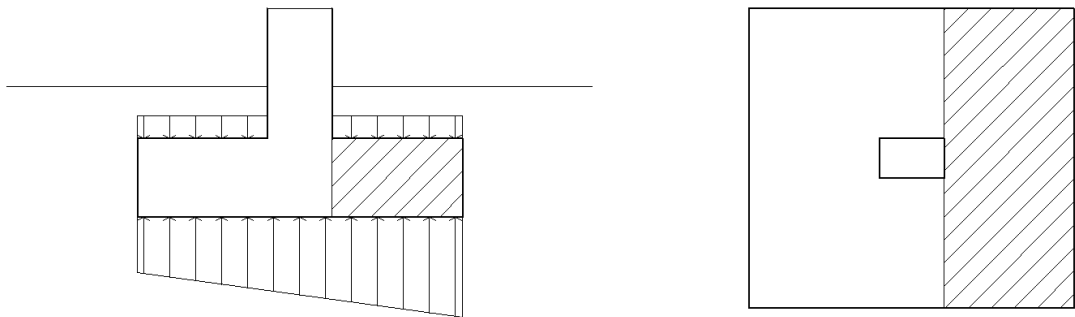


Figura 27: Diseño por momento flector en una zapata (Imagen propia)

## 9.4 Ejemplo de diseño: zapata simple Z-02

- Carga muerta: 171 ton
- Carga viva reducida: 37 ton
- Momento de sismo X: 1.5 ton-m
- Momento de sismo Y: 0.93

Columna C4 (30x80)

Por las bajas excentricidades sísmicas la zapata trabajará bajo cargas de gravedad.



**D+L=208 ton**

Para un pre dimensionamiento inicial se considerará el peso propio de la zapata como el 5% de la carga que soporta.

$$P_p = 10.4 \text{ ton}$$

$$\frac{208 + 10.4}{A} = 40 \text{ ton/m}$$

$$A = 5.5 \text{ m}^2$$

Como es una zapata central y se tiene suficiente espacio para colocar las dimensiones óptimas se buscará encontrar volados iguales, para que de esta manera el armado sea similar en ambas direcciones.

Las dimensiones serán 2.60 x 2.10 m. y se trabajará con volados de 90 cm y un peralte de 60 cm. El peso propio de la zapata es de 1.44 ton/m<sup>2</sup>, un total de 7.9 ton, por lo tanto el esfuerzo en el suelo es 39.5 ton/m<sup>2</sup>. El esfuerzo amplificado para el diseño de concreto armado será:

$$\frac{(171 + 7.9) * 1.4 + 37 * 1.7}{2.60 * 2.10} = 57.4$$

**9.4.1 Diseño por cortante:**

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 210 * 50 = 68.54 \text{ ton}$$

$$V_u = (0.9 - d) * b * \sigma = .4 * 2.1 * 57.4 = 48.2 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow OK$$

Como la sección más corta cumple con los requisitos de cortante no es necesario analizar la más larga.

**9.4.2 Diseño por punzonamiento:**

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (130 * 2 + 80 * 2) * 50 = 258 \text{ ton}$$

$$V_u = (171 + 1.44 * 1.04) * 1.4 + 37 * 1.7 - 57.4 * 1.04 = 244.7 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow OK$$

### 9.4.3 Diseño por flexión:

Se tomará una sección de un metro de ancho para facilitar los cálculos y la presentación de resultados. Como ambos volados son iguales se analizará solamente uno.

$$M = \frac{(\sigma - Pp) * d^2}{2} = \frac{(57.4 - 1.44 * 1.4) * 0.5^2}{2} = 22.40 \text{ ton} - m$$

$$As = 12.2 \text{ cm}^2 = \varnothing 5/8" @ 15 \text{ cm}$$

### 9.5 Ejemplo de diseño: zapata combinada Z-05

Para el diseño de la zapata de la caja de ascensores y escaleras se intentará trabajar sin ninguna excentricidad extra por carga de gravedad. Para lograr esto se encontrará la posición de la resultante de cargas muerta y viva, sobre la cual se colocará el centroide de la zapata.

Una vez halladas las solicitaciones sobre la zapata se procederá a pre dimensionarla con las expresiones antes indicadas. Luego de haber sido pre dimensionada se procederá a generar un análisis de respuesta del suelo por medio del programa SAFE, utilizando un módulo de balasto típico de la grava de Lima; 20 kg/cm<sup>3</sup>. Con la envolvente de las combinaciones de carga se obtendrán los esfuerzos máximos en la zapata y se procederá a diseñar.

#### 9.5.1 Pre dimensionamiento

	Pm ton	Pv (reducida) ton	MSx (servicio) ton-m	MSy (servicio) ton-m
<b>Placa escalera</b>	575	86	397	2136
<b>Placa ascensor</b>	418	60	102	1304
<b>Columna C3</b>	106	18	0	0

Posición de la fuerza resultante de cargas con respecto al centro de las placas:

X: 0.47m

Y: 0.60m

Se considerará una zapata de 8.5m x 9.7m, con un peralte de 1m. Las combinaciones de carga que regirán el diseño es D+L+Sy y D+L-Sy

$$P = 1263 \text{ ton}$$

$$P_p = 197 \text{ ton}$$

$$M = 2752 \text{ ton} - m$$

$$E = \frac{M}{P} = 1.9m > \frac{9.2}{6} = 1.50m \rightarrow \text{Se utilizará una distribución triangular}$$

<b>B</b>	<b>8.5</b>	<b>m</b>
<b>H</b>	9	m
<b>P</b>	1263	ton
<b>Pp</b>	197	ton
<b>P+Pp</b>	1446.6	ton
<b>M</b>	2752	ton-m
<b>E</b>	1.9	m
<b>H/2-E</b>	2.95	m
<b>sigma</b>	39	ton/m <sup>2</sup>

El esfuerzo máximo del suelo puede amplificarse en un 30% para casos sísmicos. De acuerdo al artículo 15.2.4 de la NTP E.030 "Concreto Armado". Por lo tanto el máximo esfuerzo admisible es de 52 ton/m<sup>2</sup>, mayor al obtenido. Se procederá a analizar la cimentación con estas dimensiones.

### 9.5.2 Modelación de la zapata.

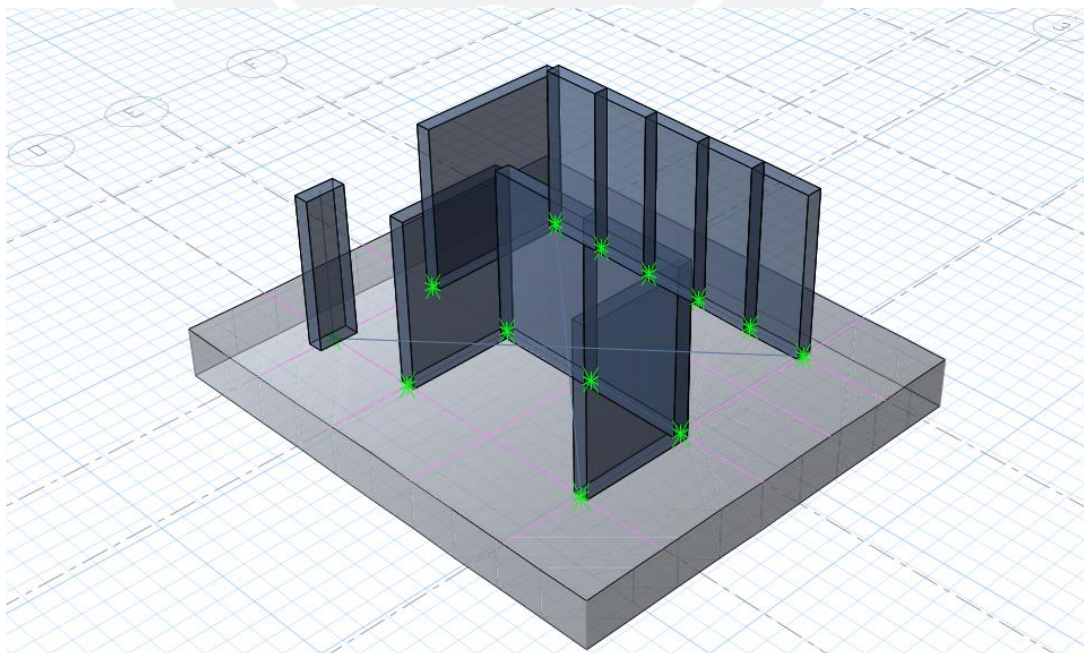


Figura 28: Modelo de zapata combinada Z-5 (Safe, 2012)

Para un análisis más exhaustivo de la losa se realizó un análisis de elementos finitos, con un módulo de balasto de 20 kg/cm<sup>3</sup>. En este análisis se iteró hasta encontrar una distribución de esfuerzos que no produzca tracciones, tomando en cuenta la rigidez de la zapata y de las placas que se apoyan sobre ella,

### 9.5.3 Valores de esfuerzo en el terreno:

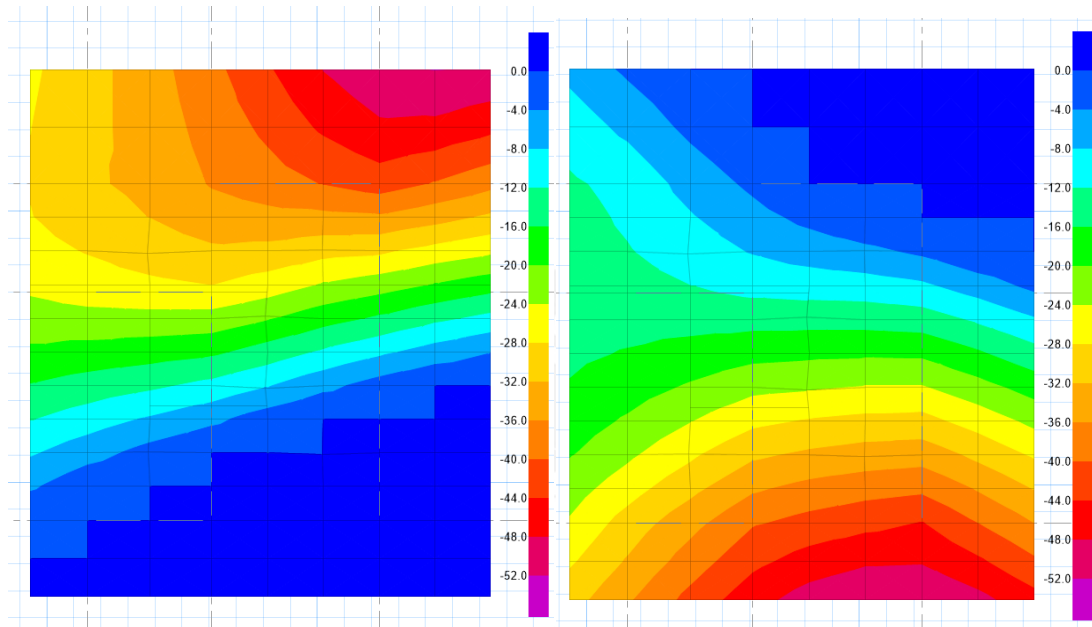


Figura 29: Esfuerzos del suelo D+L+S y D+L-S respectivamente (ton/m<sup>2</sup>) (Safe, 2012)

Podemos ver que en ambas combinaciones de cargas los esfuerzos del suelo no llegan a un valor mayor al del esfuerzo máximo admisible (en morado oscuro), por lo que la zapata no fallará por esfuerzos de suelo.

### 9.5.4 Diseño por fuerza cortante:

Los esfuerzos fueron encontrados integrando los esfuerzos individuales de cada punto, por medio de bandas de integración de 1.00 m. de ancho. Al verificar los esfuerzos en ambas direcciones a “d” de la cara se encuentra que:

$$VuX = 35 \text{ ton} < \phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 90 * 100 = 58.75 \text{ ton}$$

$$VuY = 42.5 \text{ ton} < \phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 90 * 100 = 58.75 \text{ ton}$$

Por lo tanto la zapata no fallará por fuerza cortante

### 9.5.5 Diseño por momento flector.

Para facilitar el armado de la zapata se encontrará la banda de integración más esforzada y se colocará el refuerzo necesario para ella en toda la zapata, para cada sentido.

De acuerdo a la norma E.060 la cuantía mínima de una sección es:

- 0.0020 En ambas capas (Artículo 9.7.2)
- 0.0012 En la capa a tracción (Artículo 10.5.4)

Con una cuantía mínima del 0.0012 el área de acero mínima es de 12cm<sup>2</sup>/m.

Con este armado se obtiene un valor de  $\phi Mn = 40 \text{ ton} - m$

*En dirección Y-Y:*

El momento máximo positivo es encontrado en el volado superior, con un valor de 145ton-m. En el resto de la zapata el máximo momento positivo es de 72 ton-m. El máximo momento negativo es de 24 ton-m.

Es necesario colocar bastones extras en la zona del volado. El armado en la dirección Y-Y será

$\phi 1@20$  abajo + bastones  $\phi 1@20$  en el volado

$\phi 3/4@20$  superior

*En dirección X-X:*

El momento máximo positivo es encontrado en el volado superior, con un valor de 80 ton-m. En el resto de la zapata el máximo momento positivo es de 39 ton-m. El máximo momento negativo es de 36 ton-m.

Es necesario colocar bastones extras en la zona del volado. El armado en la dirección X-X será

$\phi 3/4@20$  abajo + bastones  $\phi 3/4@20$  en el volado

$\phi 3/4@20$  superior

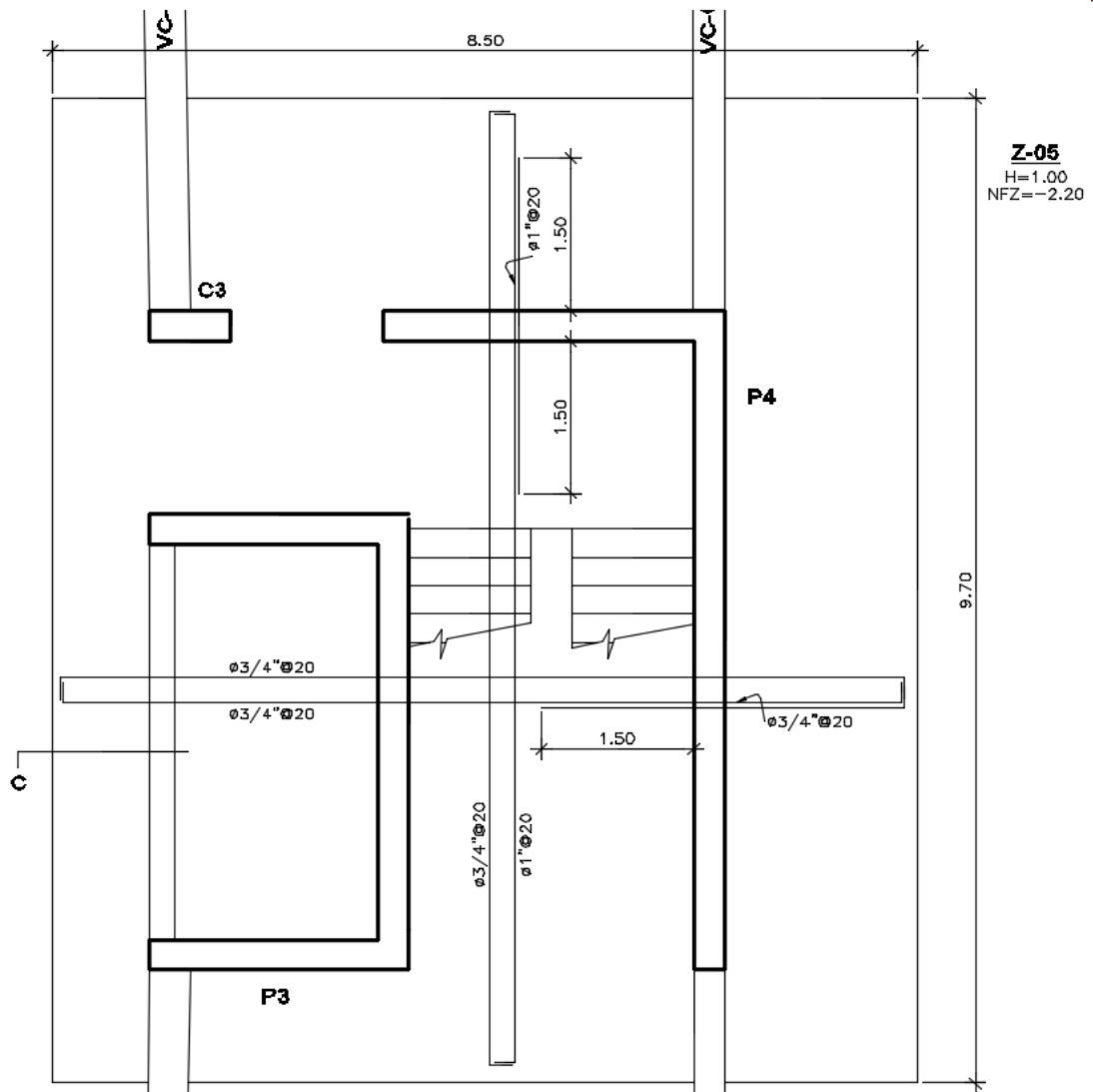


Figura 30: Diseño final de zapata Z-05

## 9.6 Ejemplo de diseño: zapata lateral Z-01

En el caso de zapatas que se encuentren en límite de propiedad es imposible lograr que las fuerzas axiales de las columnas y placas se encuentren centradas con el centroide de la zapata. Por esta razón se considera que las cargas de gravedad generarán una fuerte excentricidad.

El momento de cargas de gravedad no podrá ser tomado por el suelo, excepto cuando las cargas sean muy bajas y la calidad del suelo muy alta. Por esta razón es necesario colocar vigas de cimentación que permitan restringir el giro de la zapata y resistir el momento generado. De esta manera la zapata podrá ser diseñada sin excentricidades por carga de gravedad.

La zapata Z-1 es una zapata larga que se encuentra a los lados de la edificación; recibe la una carga vertical de gravedad y muy altos momentos sísmicos. Para poder generar una sección con mayor inercia se unen ambas placas laterales por medio de un muro-viga que transmitirá los esfuerzos de una placa a la otra.

### 9.6.1 Metrado de cargas:

Para efectos del diseño se considerará que la carga vertical de las placas se encuentra distribuida uniformemente a lo largo de toda la sección.

P1 Carga (ton)			P2 Carga (Ton)		
Piso	D	L	Piso	D	L
7	45.7	3.9	7	51.0	4.6
6	45.7	11.7	6	51.0	13.8
5	45.7	11.7	5	51.0	13.8
4	45.7	11.7	4	51.0	13.8
3	45.7	11.7	3	51.0	13.8
2	45.7	11.7	2	51.0	13.8
1	45.7	11.7	1	51.0	13.8
<b>Total</b>	320.1	74.1	<b>Total</b>	357.1	87.4

Tabla 9.1: Metrado de cargas de placas P1 y P2

La cimentación se diseñará con el momento sísmico en la dirección de las placas. Además la excentricidad de las cargas genera momentos de gravedad. El brazo de palanca de P1 es de -8.30m y el de P2 de 7.15m, al reducir las fuerzas axiales al centro se generan los siguientes momentos.

- Md: -170 ton-m
- Ml: -5 ton-m
- Ms: 3056 ton-m

### 9.6.2 Diseño por esfuerzos en el terreno:

Para el diseño de esta zapata se considerará que toda la excentricidad de la carga de gravedad, en la dirección corta de la zapata, será tomada por las vigas de cimentación. Por lo cual se diseñará sin tomarla en cuenta inicialmente.

Si consideramos volados de 50 cm a ambos lados de las placas la longitud de la zapata será de 26.9m. Suponiendo un peso propio igual al 5% del peso de la edificación.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{3056 + 175}{845 * 1.05} = 4.00 \text{ m} < \frac{26.9}{6}$$

Como se puede apreciar el valor de la excentricidad se encuentra dentro del núcleo central, por lo que se tendrá una distribución trapezoidal de esfuerzos en el terreno.

$$\sigma = \frac{845 * 1.05}{B * 26.9} + \frac{6 * (3056 + 175)}{B * 26.9^2} \leq 52 \text{ ton/m}^2$$

$$B = 1.15 \text{ m}$$

El ancho de la zapata es de 1.15m, al ser la placa de 17 cm la zapata contará con volados de 0.98 m. El esfuerzo máximo del suelo es de 51.9 ton/m<sup>2</sup> y el mínimo 5.4 ton/m<sup>2</sup>.

### 9.6.3 Diseño por fuerza cortante

Como se considera un peralte de zapata mínimo de 60 cm. Al ser los volados laterales son de 50 cm no es necesario verificar esfuerzos cortantes en ellos.

En los volados de la dirección Y, analizando una franja de 1m de ancho en la zona más esforzada se encuentra que:

$$\sigma_{\text{Promedio Diseño}} = 49.9 * 1.25 - 0.6 * 2.4 * 1.25 = 60.6 \text{ ton/m}^2$$

$$Vu = 60.6 * (0.98 - 0.50) = 29 \text{ ton}$$



$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 100 = 32 \text{ ton}$$

Por lo tanto la resistencia al cortante es adecuada

#### 9.6.4 Diseño por momento flector:

Si se desea diseñar la zapata como un volado sería necesario que la base del muro sea lo suficientemente ancha para asegurar el anclaje de la armadura de refuerzo y cuente con la suficiente resistencia para resistir los momentos flectores que asegurarán el equilibrio.

Por esta razón la zapata corrida debe de analizarse de igual manera que una losa armada en dos direcciones; apoyada en los muros de concreto y en las vigas de cimentación.

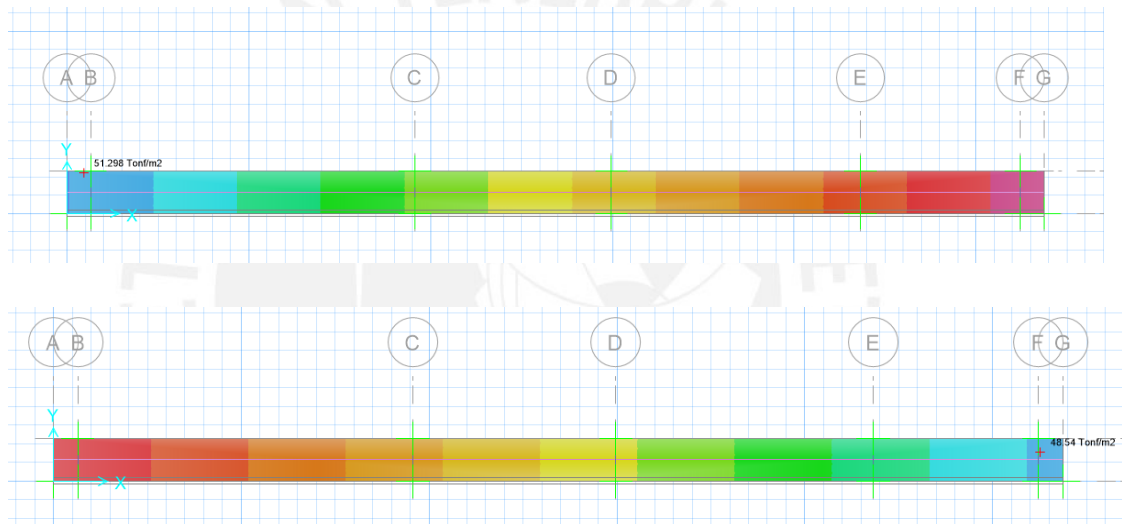


Figura 31: Esfuerzo del terreno para casos de carga M+V+S y M+V-S (ton/m<sup>2</sup>)  
(Safe, 2012)

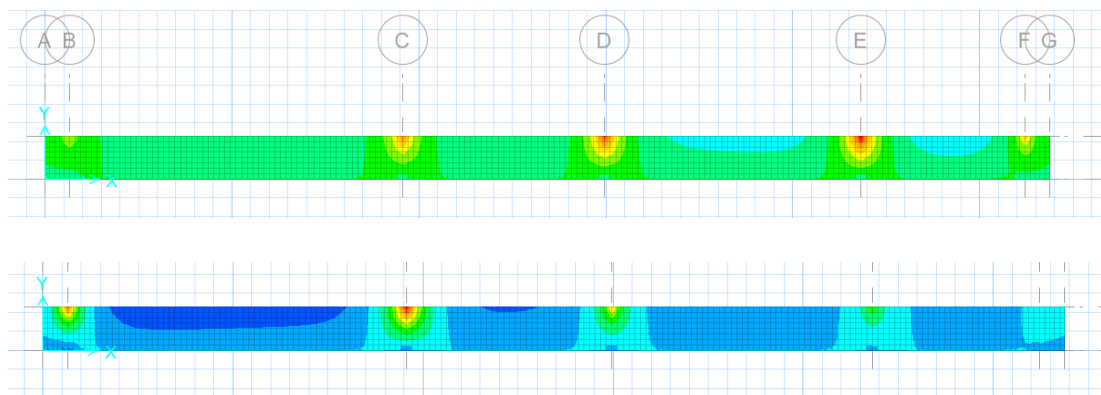


Figura 32: Diagrama de momentos para casos de carga M+V+S y M+V-S (ton-m)  
(Safe, 2012)

Utilizando los esfuerzos promedio obtenidos en la zapata se procede a diseñar por flexión. La armadura principal se encontrará en el sentido paralelo al muro.

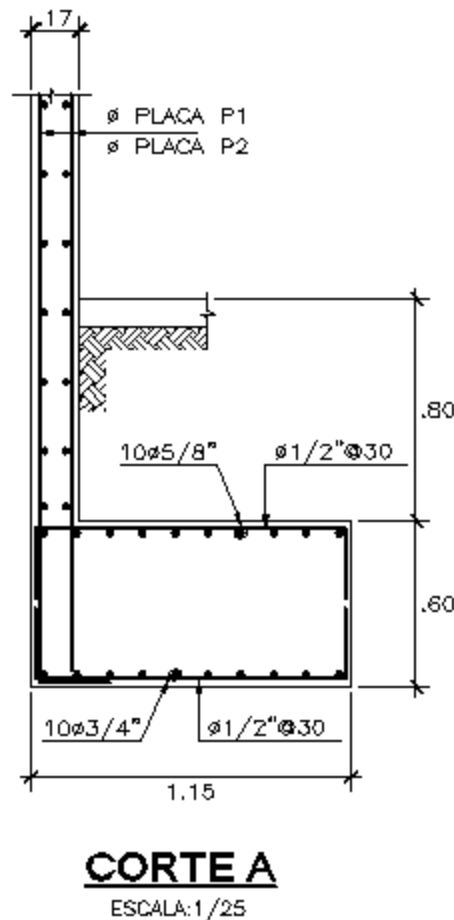


Figura 33: Diseño final de Zapata lateral

### 9.5 Diseño de vigas de cimentación VC-01:

Al suponerse una distribución repartida de carga axial se puede hallar el momento generado por la exentricidad por metro lineal en cada una de las placas. En este caso la combinación de cargas más importante será la de cargas de gravedad.

$$M/L = Pu * \frac{1.15 - 0.17}{2}$$

De esta manera:

- En P1: 30.4 ton-m/m
- En P2: 27.5 ton-m/m

Se considerará que las vigas de cimentación toman el momento generado por una longitud tributaria que llegue hasta el punto medio con la siguiente viga o hasta el fin del muro. Para el diseño se considerarán las vigas VC1, VC2 y VC4 de 40x100cm y las vigas VC3 y VC5 de 30x100cm.

Se tendrán 10 vigas de cimentación en total.

Para la viga de cimentación VC-01 se tienen los siguientes datos:

- Dimensiones 40 cm. x 100 cm.
- Longitud tributaria 4.60 m.
- Momento / Metro 30.4 ton-m/m
- Longitud 6.25 m.

$$\text{Momento total} = \text{Momento/Metro} * \text{Longitud tributaria} = 139.84 \text{ ton-m}$$

$$\text{Fuerza cortante} = \text{Momento} / \text{Longitud} = 22.37 \text{ ton}$$

El refuerzo necesario es de 49 cm<sup>2</sup>.

No necesita estribos para resistir la fuerza cortante.

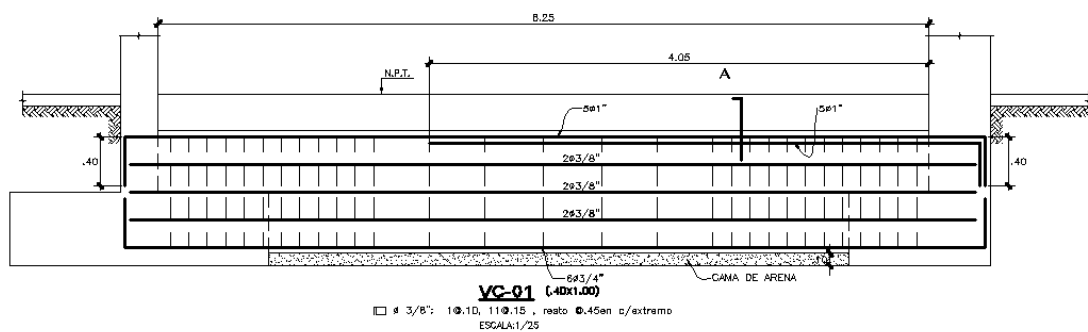


Figura 34: Diseño de viga de cimentación VC-01

## Capítulo 10: Diseño de elementos secundarios.

### 10.1 Ejemplo de diseño: Viga Chata VCH-02

Cuando un muro de ladrillos es paralelo a la dirección del aligerado todo su peso será cargado por una o dos viguetas. Usualmente las viguetas no tendrán suficiente resistencia para poder soportar las solicitaciones extras que les da el muro, por lo que se acostumbra a colocar vigas con un peralte igual al espesor de la losa. Estas vigas tienen muy poca rigidez por lo que cualquier esfuerzo sísmico es completamente despreciable.

Las solicitaciones de diseño son las mismas que para aligerados, es decir no es necesario tomar en cuenta requisitos especiales de ductilidad. Se cuenta con un muro de ladrillo de 25 cm de espesor sobre una viga con una luz de 6.20m simplemente apoyada. Las cargas sobre la viga son los siguientes:

- Muro de ladrillo: 1.35 ton/m
- Peso propio: 0.36 ton/m
- Piso terminado: 0.06 ton/m
- S/C: 0.0875 ton/m

$$W_u = 2.63 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 12.62 \text{ ton-m} = 6\phi 3/4''$$

$$V_u = 7.8 \text{ ton} < \phi V_c = 8.1 \text{ ton}$$

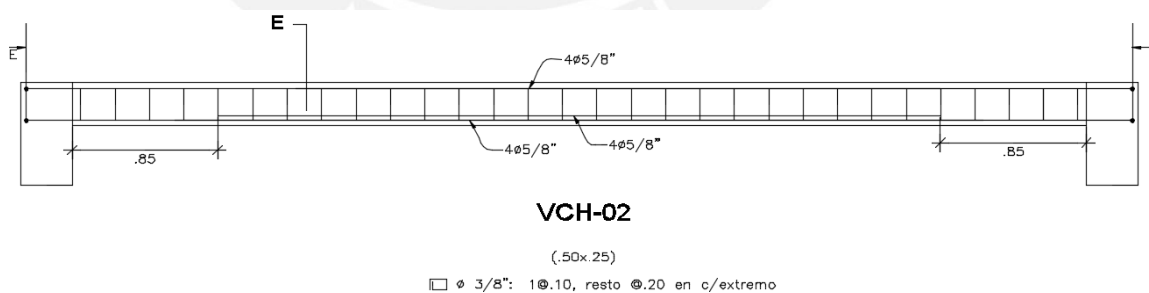


Figura 35: Diseño final de viga chata VCH-02

### 10.2 Ejemplo de diseño: Escalera

Las escaleras de edificios se estructuran usualmente como losas armadas en una dirección, apoyadas en los muros de las cajas de escaleras. Estas son diseñadas bajo cargas de gravedad únicamente, pues se considera que no proporcionan ninguna rigidez lateral.

La escalera típica tiene las siguientes dimensiones:

- Paso 25.00 cm.
- Contrapaso 18.00 cm.
- Garganta 15.00 cm.
- Inclinación  $36^\circ$
- Longitud entre apoyos 2.00 m

Las cargas aplicadas sobre la escalera son las siguientes:

- Peso de escalón (4 por metro) 54 kg/m\*4
- Peso de la losa 444 kg/m
- Piso terminado 100 kg/m
- Sobrecarga 400 kg/m

Se procederá a modelar la escalera como una losa armada en una dirección, apoyada en ambos descansos.

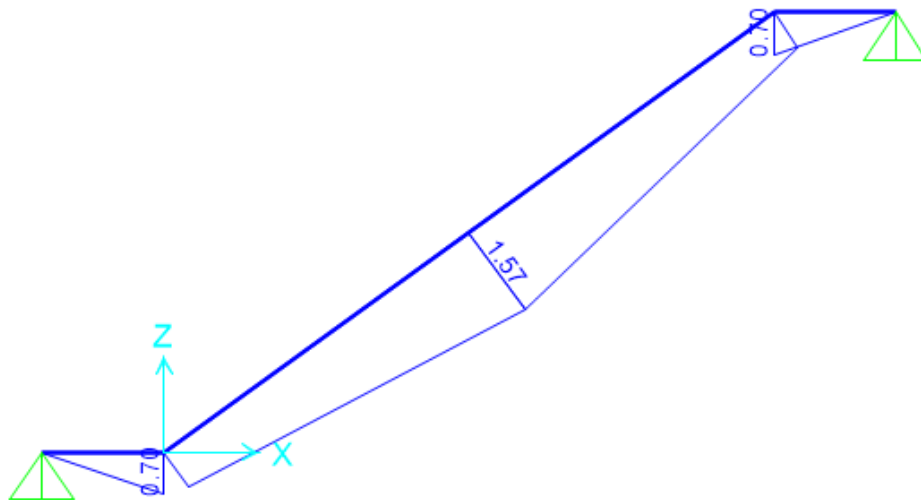


Figura 36: Diagrama de momentos últimos de la escalera

El área de refuerzo necesario para la escalera es  $3.61 \text{ cm}^2$ , es decir  $\varnothing 3/8'' @ 20\text{cm}$ .

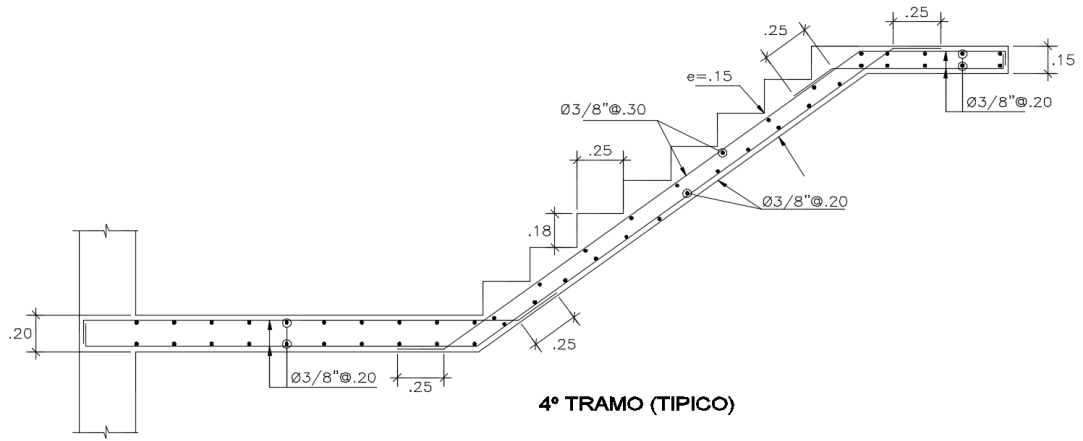
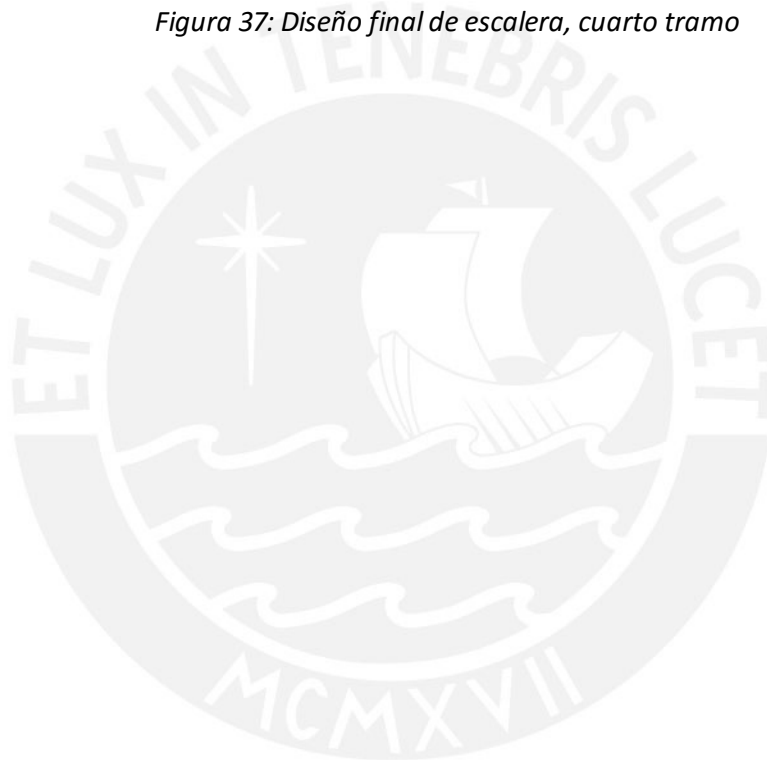


Figura 37: Diseño final de escalera, cuarto tramo



## Capítulo 11: Metrado

Para poder identificar si el diseño de una estructura ha sido eficiente se suele comparar la cantidad de concreto y acero utilizados en los elementos más importantes. Se realizó un metrado de las cimentaciones, placas, columnas, vigas y losas del edificio.

ELEMENTO	CONCRETO (m <sup>3</sup> )	ACERO (kg)	ACERO / CONCRETO (kg/m <sup>3</sup> )	ACERO / AREA CONSTRUIDA (kg/m <sup>2</sup> )
Cimentación	158	12738	80.6	3.4
Vigas	193	24799	128.5	6.6
Columnas	66	11231	170.2	3.0
Placas	286	21666	75.8	5.8
Losas	297	20798	70.0	5.5
<b>Total</b>				<b>24.3</b>

## Capítulo 12: Observaciones y conclusiones

1. Se puede apreciar que el programa ETABS por medio de un análisis dinámico nos muestra la forma de comportarse de la estructura bajo cargas de sismo de una manera mucho más detallada que con procedimientos estáticos. Sin embargo por la creciente complejidad de los modelos y procedimientos y por las suposiciones que se hacen es posible que nos indique resultados erróneos. Siempre es necesario verificar si es que los resultados obtenidos son lógicos.
2. No es recomendable que se realice un metrado de cargas y análisis de toda la estructura por cargas de gravedad por medio de programas de computadora. Al hacer esto se pueden generar errores, ya sea por en la repartición de cargas que realiza el programa como en suposiciones que se suelen realizar en el ejercicio profesional, tal como la deformación axial nula de los elementos verticales.
3. Debe de tenerse cuidado al utilizar el diseño de elementos incluido en el programa, más que para una verificación inicial de las secciones de los elementos. No solo las normas de diseño que utilizan son diferentes a la norma peruana, sino que no es una adecuada práctica profesional. Si se generan errores en el diseño no serán fácilmente detectados y se pueden presentar elementos sub-reforzados.
4. Se debe de lograr conseguir la suficiente rigidez del edificio por medio de una correcta concepción estructural. No se debe de llevar al límite las capacidades del software para recibir los resultados que se quieran.
5. Es altamente importante generar un adecuado pre dimensionamiento de elementos y revisar rápidamente que no existan esfuerzos muy elevados en ninguna de las secciones. Si después de comenzado el diseño es necesario cambiar algún elemento es posible que todo lo diseñado anteriormente sea inválido.
6. Al diseñar los diferentes elementos es necesario tomar en cuenta las restricciones que aparecerán durante el proceso constructivo. No necesariamente lo que pueda realizarse de manera simple en los planos podrá ser construido de manera adecuada.
7. Uno debe siempre de recordar que los esfuerzos sísmicos obtenidos se basan en que los elementos de la estructura tendrán incursiones importantes en el régimen inelástico. Por esta razón no es posible descuidar los requisitos de ductilidad especiales del capítulo 21 de la norma E.060.



8. El detallado de los planos debe de estar hecho de tal manera que cualquier persona pueda leerlos y construirlos adecuadamente.
9. El ratio de  $\frac{kg\ acero}{m^2}$ . de área construida es de 24.3 kg/m<sup>2</sup>, sin contar algunos elementos como escaleras o cisternas. Este ratio es adecuado para este tipo de edificaciones. Las cuales usualmente se encuentran alrededor de 25 kg/m<sup>2</sup> y pueden llegar hasta 30 kg/m<sup>2</sup>. Esto nos indica que el diseño fue eficiente.



## Capítulo 13: Bibliografía

- **BLANCO BLASCO, ANTONIO**, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición. Lima, 1996-1997.
- **MAMLOUK, MICHAEL & ZANIEWSKI, JOHN**, Materials for Civil and Construction Engineers, Prentice Hall. New Jersey, 2011
- **MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO**, Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, 2009.
- **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO**, Diseño en Concreto Armado. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima 2007.
- **RONDON S.M., CARLOS**, Manual de Armaduras de Refuerzo para Hormigón, Casanave y Asociados. Santiago de Chile. 2008
- **SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ÁNGEL**, Análisis de Edificios Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial. Lima 1998.
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 – Cargas**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – Diseño Sismorresistente**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.050 – Suelos y Cimentaciones**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 – Concreto Armado**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2009.
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.070 – Albañilería**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006
- **ETABS Nonlinear Version 9.7.4**. Computers and Structures Inc. Copyright 1984-2010
- **SAP2000 Advanced Version 17.0.0**. Computers and Structures Inc. Copyright 1976-2014
- **SAFE Standard Version 12.3.2**. Computers and Structures Inc. Copyright 1978-2012
- **SHORTCOL 2004**. Yakov Polyakov Copyright 2004