

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
VICERRECTORÍA INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO  
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO Y  
EDUCACIÓN CONTINUA**

**ESPECIALIDAD EN OBRAS VERTICALES CON ENFOQUE EN INGENIERÍA  
SISMO RESISTENTE**

**TEMA:**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIUSOS DE 4 NIVELES CON  
PORTICOS ESPECIALES DE CONCRETO REFORZADO RESISTENTES A  
MOMENTO, UBICADO EN LA CIUDAD DE GRANADA, NICARAGUA.**

**TESINA PARA OPTAR POR EL GRADO DE:**

**“ESPECIALISTA EN OBRAS VERTICALES”**

**PRESENTADO POR:**

**ING. TERE EUNICE ROSE PORTILLO**

**MANAGUA; JULIO 2019**

## DEDICATORIA

En memoria de mi padre Dr. Eddy Rose Barbosa

A mi madre Juanita Portillo; por sus enseñanzas

A mi hermano Arq. David Rose Portillo,  
por su apoyo incondicional.

A Dios, porque sin él nada es posible.

*Tere Eunice Rose Portillo.*

## AGRADECIMIENTO

A Dios, por su infinitas bendiciones.

A mi asesor, Msc. Ing. Luis Manuel Padilla Larios, por su apoyo  
y consejos brindados a lo largo de la realización de esta Tesis.

A los ingenieros Juan José Morales, Federico Traña y Jonathan Ruiz,  
quienes brindaron la información necesaria, parte de su tiempo,  
y sus valiosos comentarios.

*Tere Eunice Rose Portillo*

## RESUMEN

El proyecto presentado en esta tesina consiste en el diseño de un edificio de cuatro niveles a base de marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado, con cerramiento de mampostería confinada a base de ladrillo de arcilla, el cual fue diseñado originalmente por el Ing. Eduardo Gómez en 1998 como un edificio de uso comercial en la ciudad de Granada, Nicaragua.

El edificio está construido de forma parcial en lo que se refiere a la estructura de concreto de vigas, columnas y losas de entrepiso. A partir del año 2000 se paralizó su construcción y fue dejada en desuso. Actualmente se pretende concluir el edificio, el cual será destinado para uso de apartamentos y oficinas, por lo cual, se ha presentado una nueva propuesta que incluye la colocación del techo de estructura de acero con cubierta de lámina ligera que estará superpuesto a la estructura de concreto.

El diseño original fue realizado de forma manual mediante el método de Distribución de Momentos de Hardy Cross y empleando el Reglamento Nacional de la Construcción de 1983 y el ACI de 1963. En esta tesina, se pretende verificar la seguridad de la estructura utilizando normas vigentes tales como, el ASCE/SEI 7 del 2016 y el ACI 318-14.

La tesina está organizada de la siguiente manera; en los capítulos 1 y 2 se presentan las generalidades del proyecto y las bases conceptuales que se utilizan para el análisis y diseño sismorresistente. En el capítulo 3 se presenta la categorización sísmica de la estructura conforme al Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 2016), así como las consideraciones principales para el modelado de la estructura en el software ETABS versión 16.2.0.

En el capítulo 4 se presentan los parámetros fundamentales para el análisis de la estructura conforme a los requerimientos del Reglamento Nacional de la Construcción del año 2007 (RNC-07).

El capítulo 5 aborda el diseño estructural de elementos principales típicos que conforman la superestructura, tales como viga, columna y nodo que conforman los elementos esenciales del sistema sismorresistente a base de pórticos especiales de concreto reforzado. También incluye el diseño del nuevo sistema de techo de acero y las fundaciones de zapatas aisladas sometidas a las cargas críticas de la estructura.

Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones en cuanto a la seguridad de la estructura y se realizan las respectivas recomendaciones del caso.

En los ANEXOS se encuentra el soporte de tablas, imágenes y análisis de viento que fueron utilizados en la tesis, así como el juego de planos resultantes del diseño.

# ÍNDICE

<b>1. GENERALIDADES</b> .....	<b>1</b>
1.1. Introducción .....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. Objetivo General: .....	3
1.3.2. Objetivos Específicos:.....	3
1.4. Justificación .....	4
<b>2. MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>5</b>
2.1. Descripción del proyecto .....	5
2.1.1. Categoría de Diseño Sísmico.....	8
2.2. Marcos Resistentes a Momento .....	8
2.2.1. Marcos Ordinarios Resistentes a Momento (OMF): .....	8
2.2.2. Marcos Intermedios Resistentes a Momento (IMF):.....	8
2.2.3. Marcos Especiales Resistentes a Momento (SMF):.....	8
2.2.4. Mecanismo de desplazamiento inelástico de diseño para marcos .....	9
2.3. Requerimientos de Diseño para SMF .....	10
2.3.1. Limitaciones en las propiedades de los materiales .....	10
2.3.2. Factores de reducción de resistencia, $\phi$ .....	10
2.3.3. Columna Fuerte – Viga Débil .....	11
2.3.4. Miembros sometidos a flexión – Vigas .....	11
(a) Limitaciones en las dimensiones de la sección .....	11
(b) Limitaciones en porcentaje de acero .....	12
(c) Requerimientos de capacidad para resistir momento.....	12
(d) Restricciones de espalmes.....	12
(e) Requerimientos de refuerzo transversal .....	13
(f) Requerimientos de Cortante.....	14
2.3.5. Miembros sometidos a flexión y Fuerza Axial – Columnas .....	14
(a) Limitaciones en las dimensiones de la sección .....	14
(b) Limitaciones en el refuerzo longitudinal .....	15
(c) Restricción de empalme por traslape.....	15
(d) Limitaciones en el refuerzo para confinamiento y corte .....	15
(e) Requisitos de resistencia a cortante .....	16
2.3.6. Uniones Viga – Columna .....	17
(a) Requisitos de resistencia a cortante .....	17

(b)	Disposición del refuerzo longitudinal y transversal .....	18
2.4.	Diseño de estructuras con softwares especializados .....	20
2.4.1.	Método de elementos Finitos .....	20
2.4.2.	Modelado tridimensional .....	21
<b>3.</b>	<b>MODELO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>22</b>
3.1.	Selección del tipo de marco resistente a momento .....	22
3.2.	Categoría de ocupación .....	22
3.3.	Parámetros de aceleración espectral.....	22
3.4.	Categoría de diseño sísmico .....	23
3.5.	Determinación del tipo de marco resistente a momento.....	23
3.6.	Determinación de carga viva y carga muerta superimpuesta .....	24
3.6.1.	Cargas vivas.....	24
3.6.2.	Cargas muertas superimpuestas.....	24
3.7.	Combinaciones de carga.....	25
3.8.	Predimensionamiento .....	26
3.9.	Modelación de la estructura predimensionada.....	27
3.10.	Inercias agrietadas.....	28
<b>4.</b>	<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....</b>	<b>29</b>
4.1.	Selección del coeficiente sísmico .....	29
4.2.	Período de vibración de la Estructura .....	31
4.3.	Espectro de Diseño.....	31
4.4.	Fuerzas Laterales Equivalentes .....	32
4.5.	Revisión de deriva de entrepiso .....	33
<b>5.</b>	<b>DISEÑO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>34</b>
5.1.	Consideraciones de Diseño.....	34
5.2.	Propiedades de los Materiales .....	34
5.3.	Diseño de Vigas.....	35
5.3.1.	Consideraciones de dimensionamiento .....	35
5.3.2.	Consideraciones de diseño .....	35
(a)	Cuantías de Refuerzo Longitudinal.....	35
(b)	Determinación de Refuerzo por Flexión requerido .....	35
(c)	Detallado de Refuerzo por Flexión.....	36
5.3.3.	Diseño por Corte.....	37
5.3.4.	Refuerzo Transversal.....	38
5.4.	Diseño de Columnas.....	40

5.4.1.	Requerimientos de dimensionamiento.....	40
5.4.2.	Requerimientos de diseño .....	40
(a)	Refuerzo Longitudinal .....	40
(b)	Resistencia a Flexión .....	40
(c)	Resistencia al cortante del concreto .....	41
5.4.3.	Refuerzo transversal en columnas confinadas: .....	41
(a)	Refuerzo de confinamiento:.....	41
(b)	Limitaciones del Refuerzo transversal .....	42
(c)	Traslapes .....	42
5.4.4.	Diagrama Iteración fuerza axial- momento .....	43
5.5.	Diseño de Uniones Viga-Columna (Nudos) .....	45
5.5.1.	Requerimientos de dimensionamiento.....	45
5.5.2.	Requerimientos de diseño .....	45
(a)	Requerimiento de Refuerzo Transversal.....	45
(b)	Resistencia al Cortante .....	46
5.6.	Diseño de Estructura de Techo .....	49
5.6.1.	Diseño de clavador de techo.....	51
(a)	Resistencia nominal a flexión .....	53
(b)	Resistencia a Cortante .....	53
(c)	Control de la deflexión.....	53
5.7.	Diseño de Cimentaciones.....	54
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>58</b>
<b>7.</b>	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>61</b>
<b>8.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>62</b>
<b>9.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>I</b>
	ANEXO A. Clasificación de la estructura. (ASCE/SEI 7-16).....	I
	ANEXO B. Análisis de la estructura (RNC-07).....	VI
	ANEXO C. Revisión de derivas .....	XIII
	ANEXO D. Hojas de Cálculo.....	XV

## NOTACIÓN

Las variables utilizadas en el presente protocolo se definen a continuación;

$A_{ch}$	Área del núcleo definida por la periferia exterior del refuerzo transversal
$A_g$	Área gruesa de la sección de concreto
$A_j$	Es el área efectiva dentro de la sección transversal dentro del nudo como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo
$A_{sh}$	El área total de la sección transversal del refuerzo de ligaduras cerradas de confinamiento rectangular
$A_{st}$	El área de refuerzo longitudinal
$A_v$	Área del refuerzo de cortante
$b$	ancho de la viga
$b_c$	Dimensión transversal del núcleo de concreto, medida al exterior del refuerzo transversal
$CDS$	Categoría de Diseño Sísmico
$c_1$	Dimensión de la columna paralelo a la dirección de análisis
$c_2$	Dimensión de la columna perpendicular a la dirección de análisis
$d_b$	Diámetro de la barra longitudinal más pequeña
$d$	Peralte de la viga
$E_c$	Módulo de Elasticidad del Concreto
$E_s$	Módulo de Elasticidad del Acero
$F_a$	Coficiente de sitio para estructuras de período corto
$f'_c$	esfuerzo a la compresión del concreto
$F_v$	Coficiente de sitio para estructuras de período mayor a 1 segundo
$f_y$	esfuerzo especificada a fluencia del acero
$h$	altura de la viga
$h_c$	Ancho del núcleo de concreto confinado por el acero medido centro a centro de los estribos exteriores.
$h_x$	Espaciamiento horizontal de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento
$l_{dh}$	longitud de desarrollo para el refuerzo a tracción
$l_n$	luz libre del elemento
$l_0$	Longitud de confinamiento crítica de la columnas medida desde cada cara del nudo
$MCE$	Máximo ssmo considerado
$M_n^+$	Resistencia a momento positivo
$M_n^-$	Resistencia a momento negativo
$M_{nb}$	Momento nominal de las vigas que llegan al nudo
$M_{nc}$	Momento nominal de columnas que llegan al nudo
$M_{pr,1}$	Resistencia probable a flexión del elemento en el nodo $i$ , determinada usando las propiedades de los elementos en los extremos.
$N_u$	fuerza axial mayorada que actúa sobre el elemento y es positiva cuando es de compresión
$P_u$	Fuerza axial mayorada
$s$	Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal
$S_S$	parámetros de respuesta espectral para estructuras de periodo corto
$S_1$	parámetro de respuesta espectral para estructuras de periodo mayores a 1 segundo

$S_{MS}$	<i>Parámetro de aceleración para período corto ajustado para estructuras de periodo corto</i>
$S_{M1}$	<i>Parámetro de aceleración para período corto ajustado para estructuras de periodos mayores a 1 seg</i>
$S_{DS}$	<i>Parámetro de aceleración de Espectro de Diseño para estructuras de períodos cortos</i>
$S_{D1}$	<i>Parámetro de aceleración de Espectro de Diseño para estructuras de periodos mayores a 1 seg</i>
$T$	<i>Periodo fundamental de la estructura</i>
$V$	
$V_c$	<i>Resistencia a cortante del concreto</i>
$V_{e,1}$	<i>Fuerza de Diseño de Corte en el nodo i, para combinación de carga que incluye sismo</i>
$w_u$	<i>Cargas distribuidas por unidad de longitud afectada por factores de carga</i>

---

# CAPÍTULO I. GENERALIDADES

---

## 1.1. INTRODUCCIÓN

El proyecto que se abordará en esta tesis consiste en el diseño estructural de un edificio de cuatro niveles localizado en la ciudad de Granada. Tres de los niveles se diseñarán con diafragma rígido, mientras que se propone un diafragma flexible para el cuarto nivel. El sistema constructivo será a base de pórticos de concreto reforzado con cerramiento de mampostería confinada de ladrillo cocido.

Cabe señalar que la estructura de concreto reforzado del edificio está actualmente terminada. En particular, la estructura está finalizada hasta el tercer nivel en lo relacionado a vigas, columnas y cerramientos de mampostería confinada. Está pendiente solamente la colocación de la estructura de techo, de acuerdo a lo indicado en los planos arquitectónicos originales.

El diseño estructural del edificio fue presentado el 5 de abril de 1998 por el Ing. Eduardo Gómez Alemán. Inicialmente el edificio se diseñó para uso comercial, y se calculó de forma manual aplicando el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-83 para el análisis estructural y el código ACI 318-63 para el diseño de los elementos de concreto reforzado.

En este trabajo se plantea la ejecución de un nuevo diseño para establecer una comparación con el diseño original, en base a la información brindada por el propietario, Ing. Juan José Morales, quien propone una nueva ocupación para el edificio, el cual será destinado para uso residencial o de apartamentos.

Dicha revisión consistirá en elaborar un modelo tridimensional del edificio utilizando el software ETABS versión 16. Asimismo, se aplicará el Reglamento Nacional de la Construcción del año 2007 (RNC-07) con sus posteriores actualizaciones en los capítulos de concreto, mampostería y acero, publicadas en el año 2017. Se empleará el capítulo 18 del ACI 318-14 para el diseño del sistema sismorresistente del edificio, en el cual se utilizarán pórticos especiales a momento (SMF), caracterizados por dotar de ductilidad a la estructura.

## 1.2. ANTECEDENTES

Previo al uso de programas de computadora la única manera de resolver algún sistema estructural consistía en métodos “a mano”.<sup>1</sup> El diseño inicial de la estructura objeto de esta tesis se elaboró utilizando el Método Clásico de **“Distribución de Momentos”** o **“Método de Cross”**, desarrollado por el ingeniero Hardy Cross de la universidad de Illinois en 1924 y publicado en la revista de la ASCE en 1930. Este método de análisis estructural permitía el cálculo de estructuras hiperestáticas mediante un método iterativo que convergía hacia la solución correcta<sup>2</sup>.

El método sólo calculaba el efecto de los momentos flectores e ignoraba los efectos axiales y cortantes, lo cual era suficiente para fines prácticos en pórticos planos. Este método fue ampliamente empleado hasta 1970, y posteriormente fue reemplazado en forma progresiva por los métodos matriciales, gracias al desarrollo de las computadoras.

En la década de los años 70's empezó el uso de las computadoras para resolver estructuras, mediante programas de modelación de estructuras basadas en el “Método de Elementos Finitos”, que consiste en discretizar una región compleja que define un elemento continuo (losa, viga, columna, etc.), en formas geométricas simples llamados “elementos finitos”. Inicialmente los principios de esta conceptualización se originaron gracias a los avances en el análisis estructural de aeronaves y posteriormente se aplicaron en el análisis y diseño de estructuras verticales.

En la actualidad, los programas de cómputos representan una herramienta poderosa para el análisis y diseño de estructuras verticales, ya que, en general, ofrecen una interfaz gráfica 3D amigable para el usuario y la posibilidad de realizar análisis y diseños de estructuras de manera más rápida y automatizada.

---

<sup>1</sup> Carlos A Hernández. Análisis y Modelación de una plataforma marina.

<sup>2</sup> Yancarlos Saavedra. Reseña histórica del método de Cross. (diciembre, 2018).

## **1.3. OBJETIVOS**

### **1.3.1. Objetivo General:**

Realizar el análisis y diseño de una estructura de 4 niveles de concreto reforzado con estructura de techo de acero, la cual se encuentra ubicada en la ciudad de Granada, Nicaragua.

### **1.3.2. Objetivos Específicos:**

- Estructurar el edificio de 4 niveles construyendo un modelo 3D en el programa de análisis y diseño de estructuras verticales ETABSv16.2.0.
- Aplicar las normativas y códigos vigentes tales como RNC-07 con sus actualizaciones posteriores y el ASCE 7-16 para el análisis de la estructura.
- Ejecutar el diseño de la estructura sismorresistente a base de pórticos especiales resistentes a momento de concreto reforzado de acuerdo a las disposiciones del capítulo 18 del ACI 318-14.
- Elaborar el diseño sismorresistente de la estructura de techo de acero, de acuerdo a los requerimientos del AISC 341-16.
- Establecer una comparación entre los resultados de la estructura existente con los resultados del diseño aplicando las normas actuales.

#### 1.4. JUSTIFICACIÓN

Debido a que esta estructura fue diseñada en 1998, se utilizaron códigos que ya no están vigentes. En particular, el código de construcción vigente en ese momento era el Reglamento Nacional de la Construcción de 1983.

La infraestructura de concreto, consistente en zapatas, columnas, vigas, losas de concreto reforzado y cerramiento de mampostería confinada, correspondiente a los primeros 3 niveles fue construida en su etapa inicial en el año 2000. Sin embargo, ésta ha estado en desuso desde su construcción.

Por esta razón, el propietario actual tiene el propósito de finalizar la obra y poner en funcionamiento la infraestructura como un complejo de **apartamentos y oficinas** en la ciudad de Granada.

Para ello, se plantea, realizar la revisión de la estructura existente y terminar el cuarto nivel con una estructura de techo flexible con vigas y columnas metálicas y cubierta de lámina liviana.

Debido a que han pasado 21 años desde el diseño y construcción parcial de la obra, la municipalidad de Granada requiere realizar la revisión del diseño estructural con los códigos y procedimientos de diseño actuales y realizar una comparación con el diseño original.

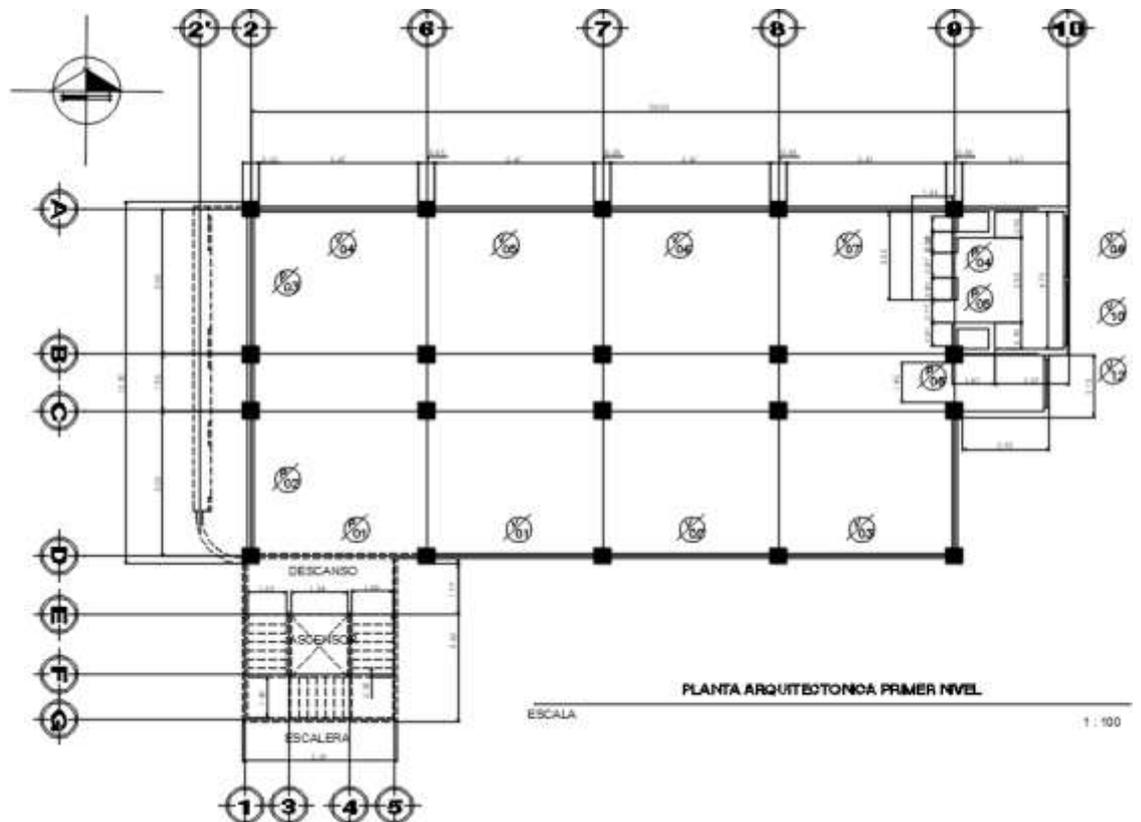
Esta comparación permitirá evaluar si la estructura actual es capaz de resistir solicitaciones sísmicas a la luz de los procedimientos y código actuales, lo que permitiría realizar recomendaciones al dueño de la estructura relacionadas con refuerzo de ciertas partes de la edificación, o bien, permitiría determinar que la estructura es capaz de tener un desempeño sísmico adecuado.

## CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

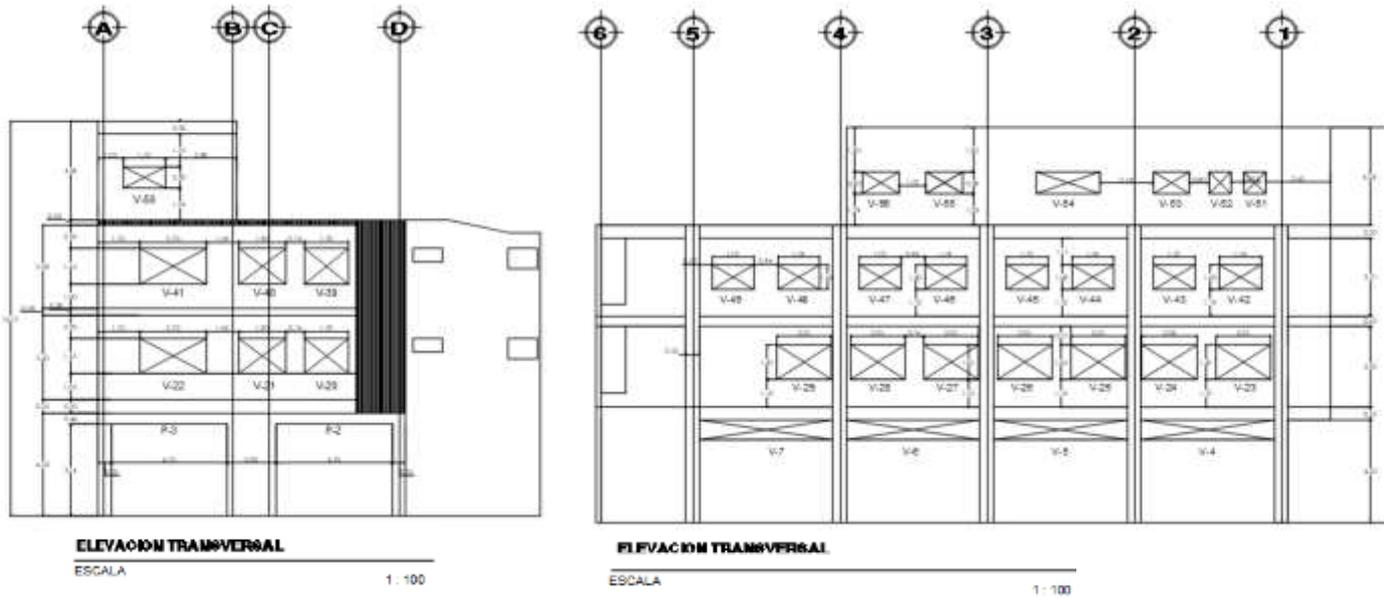
### 2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en poner en funcionamiento un edificio de 4 niveles de 387 metros cuadrados por nivel a partir de una estructura existente, el cual está construida casi en su totalidad, exceptuando la colocación del techo.

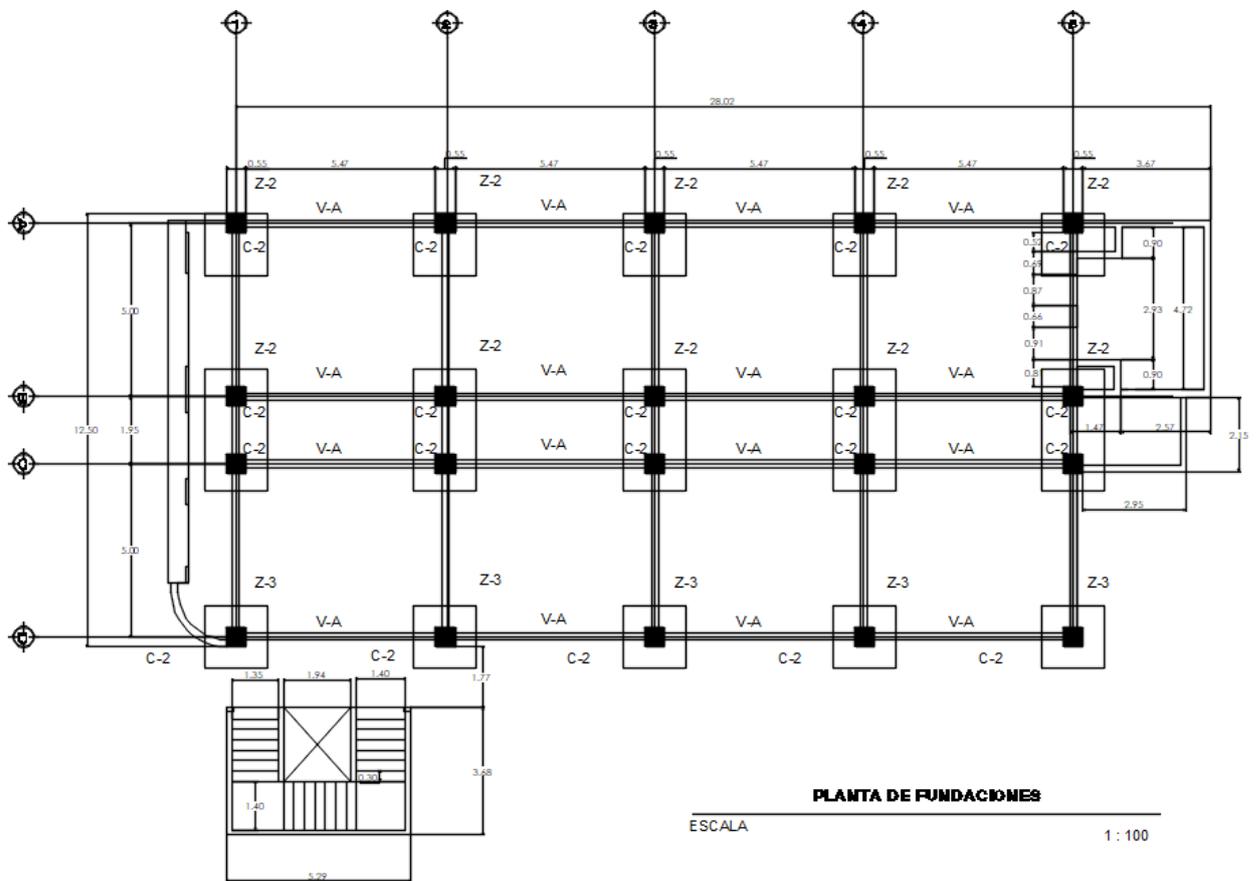
Los siguientes gráficos fueron tomados de los planos constructivos del año 1998. Se presenta la información básica arquitectónica y estructural del edificio existente.



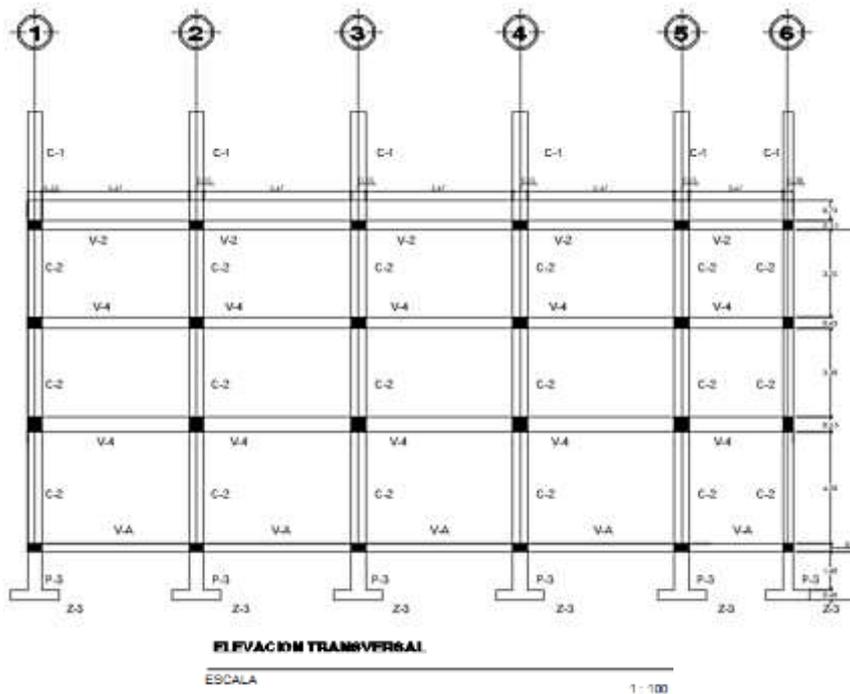
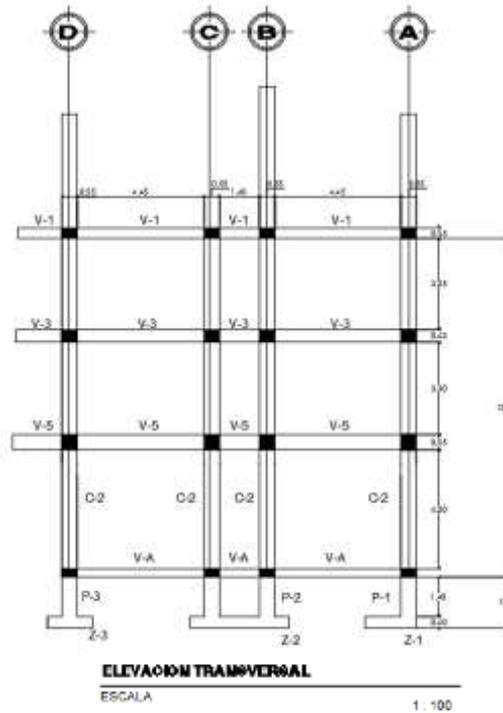
En los gráficos se presentan las dos elevaciones arquitectónicas típicas del edificio construido. El núcleo de escalera en la Elevación Transversal típica fue construido hasta el tercer nivel y el módulo ubicado entre el eje 5 y 6 no fue construido y fue eliminado del proyecto por motivos arquitectónicos.



El edificio de cuatro niveles es conformado por una estructura de pórticos de concreto reforzado consistente en zapatas aisladas, vigas, columnas y losa de concreto reforzado, con cierre de mampostería. En el cuarto nivel, se colocará la estructura de techo flexible, con vigas y columnas metálicas y cubierta de lámina liviana.



En los siguientes gráficos se muestran las elevaciones lateral y transversal del edificio, Se observa que el sistema estructural existente consiste en columnas de concreto reforzado modulados cada 6 metros en sentido longitudinal y dos módulos laterales de 5 metros más un pasillo central. Dicha modelación es el que se utilizarán para el modelado tridimensional del edificio en ETABS.



### **2.1.1. Categoría de Diseño Sísmico**

El **ASCE/SEI 7** define la categoría de diseño sísmico (CDS) como “una clasificación asignada a una estructura basada en su categoría de ocupación y en la severidad de los movimientos sísmicos del terreno de diseño en el sitio”. Según el **ASCE/SEI 7-16**, a cada edificio y estructura se le debe asignar la Categoría de Diseño Sísmico más severa independientemente del periodo fundamental de vibración de la estructura,  $T$ .

Las estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico más altas tienen mayores demandas sísmicas y deben cumplir los requisitos del capítulo 18 del ACI 318-14. Estos requisitos se basan en la hipótesis de que una estructura de concreto reforzado responde inelásticamente (McCormac & Brown, Diseño de Estructuras de Concreto, 2011).

## **2.2. MARCOS RESISTENTES A MOMENTO**

Son definidos por el ACI 318-14 como marcos en los cuales vigas, columnas, losas y nudos resisten las fuerzas predominantemente a través de flexión, cortante y fuerza axial. De acuerdo con el grado de ductilidad que poseen, pueden clasificarse en:

### **2.2.1. Marcos Ordinarios Resistentes a Momento (OMF):**

Deben cumplir solamente con las disposiciones generales de diseño del ACI 318-14.

### **2.2.2. Marcos Intermedios Resistentes a Momento (IMF):**

Deben cumplir con requisitos del capítulo 18 del ACI 318-14; sin embargo, son provistos con un detallado menos riguroso, comparado con el especificado para Marcos Especiales Resistentes a Momento.

### **2.2.3. Marcos Especiales Resistentes a Momento (SMF):**

Deben cumplir con requerimientos adicionales de detallado dúctil del capítulo 18, los cuales resultan en un marco capaz de resistir movimientos severos del terreno sin pérdidas significativas de rigidez o resistencia (ASCE/SEI 7-16, 2016).

#### 2.2.4. Mecanismo de desplazamiento inelástico de diseño para marcos

Un terremoto libera una enorme cantidad de energía, y cuando alcanza la base de una estructura, una parte de esta energía ingresa en la estructura y es liberada a través de las deformaciones inelásticas de los elementos estructurales. (Manohar & Madhekar, 2015, pág. 204).

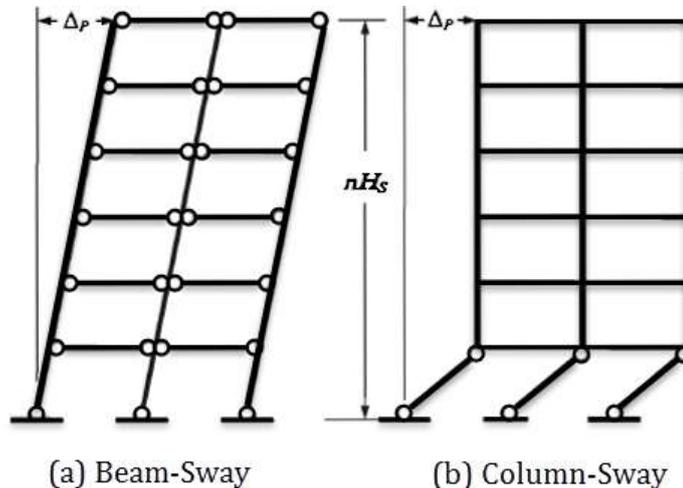


Fig. 2.1. Mecanismos de respuesta inelástica en marcos (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007, pág. 225).

En el caso de Marcos Resistentes a Momento, el mecanismo de deformación inelástica más conveniente involucra la formación de rótulas plásticas por flexión en los extremos de las vigas, combinado con las rótulas plásticas en la base de las columnas como se ilustra en la Fig. 2.1(a), este mecanismo es denominado “Beam Sway”. Si las rótulas plásticas se forman primero en columnas y no en los extremos de las vigas, ocurre un mecanismo llamado “Column Sway” (ver Fig. 2.1(b)), también conocido como Piso Suave. Otro mecanismo que debe ser evitado es la falla por cortante frágil, lo cual se logra estableciendo resistencias al cortante en vigas y columnas lo suficientemente altas.

Para evitar la ocurrencia de mecanismos que provoquen el colapso de la estructura, se debe diseñar los marcos para responder inelásticamente cumpliendo con los requerimientos de detallado especial de acuerdo al capítulo 18 del ACI 318-14.

### 2.3. Requerimientos de Diseño para SMF

Existen una serie de requisitos que deben cumplirse en cuanto a la calidad de los materiales, geometría de la sección y disposición de refuerzo para miembros sometidos a flexión (vigas) y miembros sometidos de flexión y fuerza axial (columnas). Un aspecto muy importante en el diseño de pórticos de concreto son las conexiones o uniones vigas columnas, tales requerimientos y limitaciones se detallan a continuación.

#### 2.3.1. Limitaciones en las propiedades de los materiales

Se requiere una resistencia mínima a la compresión del concreto de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y una resistencia máxima especificada a fluencia del acero de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

El acero debe cumplir con las disposiciones de ASTM A 706M. Se permite el uso del ASTM A 615M, grado 40 y grado 60, siempre y cuando se cumpla con 3 requisitos de acuerdo a la Sec. 20.2.2.5 del ACI 318-14:

#### 2.3.2. Factores de reducción de resistencia, $\phi$

Para estructuras que dependen de pórticos o muros que requieren elevada ductilidad para resistir los efectos sísmicos,  $\phi$ , debe modificarse de acuerdo a la **Tabla 2.1**.

**Tabla 2.1. Factores de reducción de resistencia,  $\phi$ .**

Resistencia Teórica	$\phi$
<b>Corte</b>	
- Cualquier elemento estructural que se diseñe para resistir fuerzas sísmicas, en el cual la resistencia nominal al corte sea menor al corte correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión	0.60
- En uniones y vigas de acople reforzadas en forma diagonal	0.85

**Fuente: Delgado y Barbosa. Concreto Armado. Temas Especiales. Tabla 8.1.**

### 2.3.3. Columna Fuerte – Viga Débil

El requisito general especifica que la suma de los momentos nominales de las columnas que convergen en una junta ( $\Sigma M_{nc}$ ), ante cargas axiales de diseño, sean al menos un 20% mayor que la suma de los momentos nominales de las vigas que llegan a dicha junta ( $\Sigma M_{nb}$ );

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb} \quad \text{Ec. 2.1}$$

### 2.3.4. Miembros sometidos a flexión – Vigas

Las disposiciones generales para los elementos destinados a resistir flexión, en los que la fuerza axial de compresión en el elemento,  $P_u$ , no excede  $A_g f'_c/10$ , son los siguientes:

#### (a) Limitaciones en las dimensiones de la sección

La luz libre del elemento es mayor a cuatro veces su altura útil

$$l_n > 4d \quad \text{Ec. 2.2}$$

La relación entre ancho de la viga y altura de la viga

$$b/h \geq 0.3 \quad \text{Ec. 2.3}$$

El ancho de la viga

$$b \geq 25 \text{ cm} \quad \text{Ec. 2.4}$$

$$b \leq 3c_2 \quad \text{Ec. 2.5}$$

$$b \leq c_2 + 2 \times 1.5 c_1 \quad \text{Ec. 2.6}$$

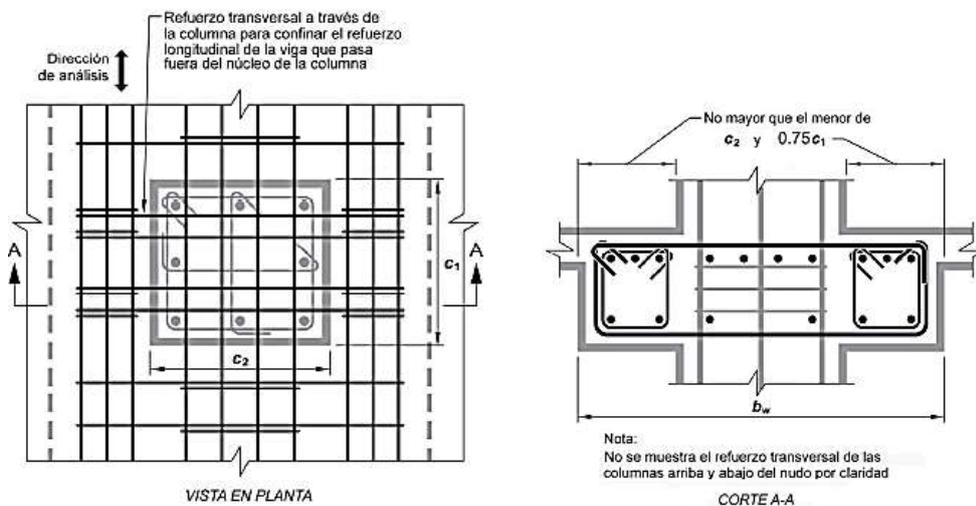


Fig. 2.2. Ancho máximo efectivo de una viga ancha.

**(b) Limitaciones en porcentaje de acero**

Se debe disponer al menos 2 barras tanto en la parte superior como en la inferior, los cuales deben estar limitado por;

$$\rho_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y} \quad \text{Ec. 2.7}$$

$$\rho_{max} = 0.025 \quad \text{Ec. 2.8}$$

**(c) Requerimientos de capacidad para resistir momento**

La distribución del refuerzo deberá hacerse de manera tal que,  
En los extremos de la viga;

$$M_n^+ \geq 0.5 M_n^- \quad \text{Ec. 2.9}$$

En cualquier punto de la luz de la viga;

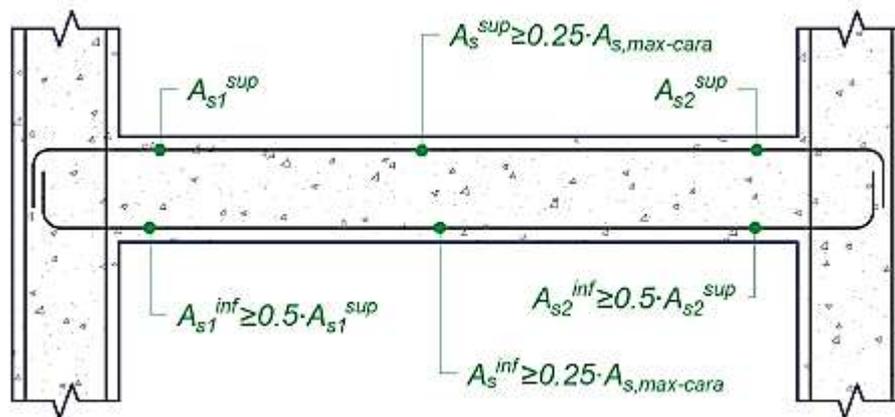
$$M_n^- \text{ ó } M_n^+ \geq 1/4 M_n(\text{max en el extremo}) \quad \text{Ec. 2.10}$$

**(d) Restricciones de espalmes**

Los empalmes mecánicos se clasifican en **Tipo 1** y **Tipo 2**. Los empalmes por traslape deben confinarse mediante estribos cerrados o espirales con una separación máxima igual al menor entre  $d/4$  y **10 cm**.

No deben emplearse empalmes por traslapeo;

- Dentro de las uniones
- A una distancia de 2h a partir de la cara del apoyo
- En los sitios de posibles articulaciones plásticas



**Fig. 2.3** Requerimientos de refuerzo para elementos a flexión.

### (e) Requerimientos de refuerzo transversal

El refuerzo transversal de las vigas debe satisfacer los requisitos asociados a su doble función de confinamiento y corte en una longitud igual a  $2h$ , a ambos lados de la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos.

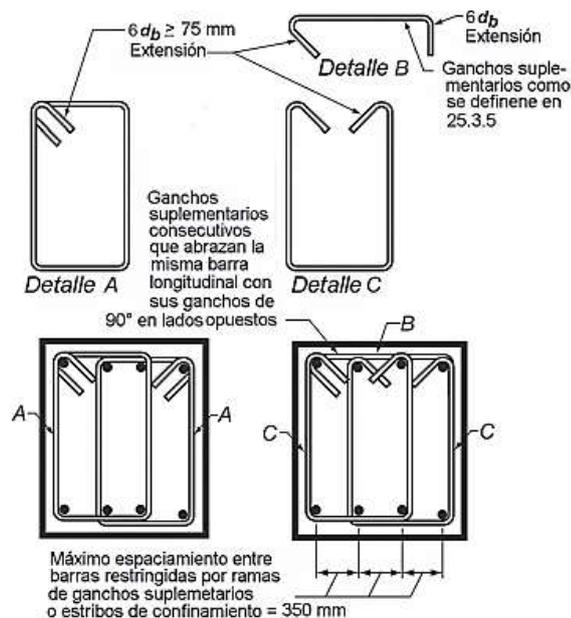
La separación de los estribos deberá cumplir los siguientes requisitos;

- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de **5 cm** de la cara del elemento de apoyo.

-La separación máxima entre estribos será el menor de;  $d/4$ ,  $6d_b$  y **15 cm**.

Cuando no se requieren estribos cerrados de confinamiento, los estribos deben ser colocados a una distancia no menor o igual de  $d/2$ .

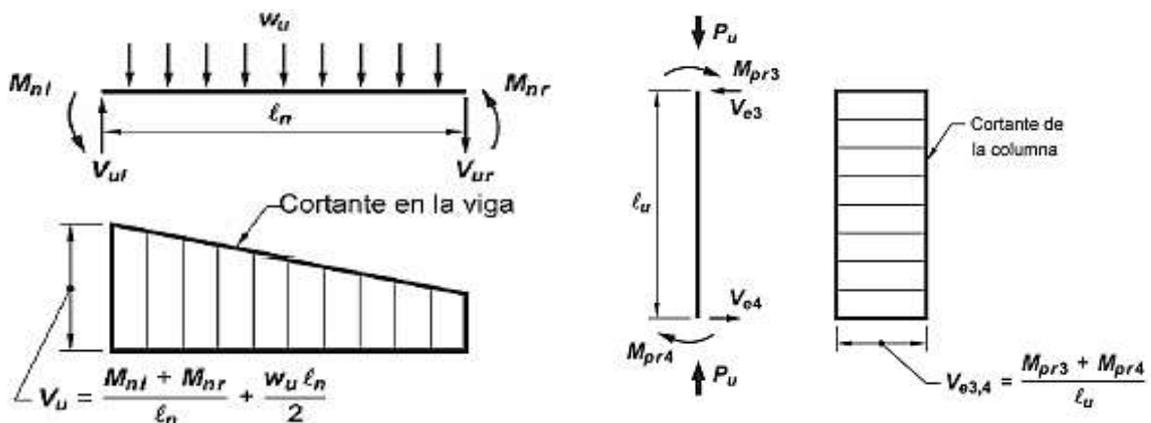
Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en elementos a flexión sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de  $90^\circ$  en lados opuestos del elemento a flexión (Ver Fig. 2.4). El espaciamiento entre barras longitudinales con soporte lateral con ramas de ganchos suplementarios o estribos de confinamiento, no debe exceder **35 cm**. No es necesario dar soporte al refuerzo de paramento.



**Fig. 2.4. Ejemplo de estribos cerrados (ACI 318-14).**

**(f) Requerimientos de Cortante**

Los Cortes de Diseño para determinar el refuerzo por corte se basarán en la condición en la cual las articulaciones plásticas ocurren en los extremos de la viga debido a los efectos combinados de los desplazamientos laterales y las cargas gravitacionales. Se debe suponer que en las caras de los nudos actúan momentos de signo opuestos correspondientes a las resistencias probables,  $M_{pr}$ , y que el elemento está además cargado por cargas gravitacionales mayoradas,  $w_u$ . La resistencia al cortante requerida se calculan usando un factor de reducción de resistencia,  $\phi = 1.0$ , y suponiendo una resistencia a tracción de,  $f_s = 1.25 f_y$



**Fig. 2.5. Corte de Diseño para vigas y columnas. (ACI 318-14).**

Al determinar el refuerzo por corte requerido en la zona crítica, se debe despreciar la contribución del concreto ( $V_c = 0$ ) cuando el corte inducido por el sismo,  $V_e$ , sea mayor o igual a la mitad de la resistencia máxima a corte requerida en esa zona,  $V_{e,1}$ , y cuando la fuerza axial de compresión mayorada incluyendo los efectos de sismo,  $P_u$ , es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

**2.3.5. Miembros sometidos a flexión y Fuerza Axial – Columnas**

El ACI 318 especifica que cuando la sollicitación axial mayorada,  $P_u > 0.1 A_g f'_c$ , el elemento es considerado como columna. El diseño de estos elementos está regido por los siguientes requisitos;

**(a) Limitaciones en las dimensiones de la sección**

La dimensión menor, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de **30 cm**.

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que **0.4**.

**(b) Limitaciones en el refuerzo longitudinal**

El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no debe ser menor que **0.01  $A_g$**  ni mayor que **0.06  $A_g$** .

**(c) Restricción de empalme por traslape**

Los empalmes mecánicos por traslape se permiten dentro de la mitad central de la longitud, debe diseñarse como empalmes por traslape de tracción y deben estar confinados dentro del refuerzo transversal.

**(d) Limitaciones en el refuerzo para confinamiento y corte**

-El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que;

- Si  $P_u \leq 0.3 f'_c A_g$  y  $f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} \frac{0.3 s b_c f'_c}{f_y} x \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\ 0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_y} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.11}$$

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal no debe exceder el menor de

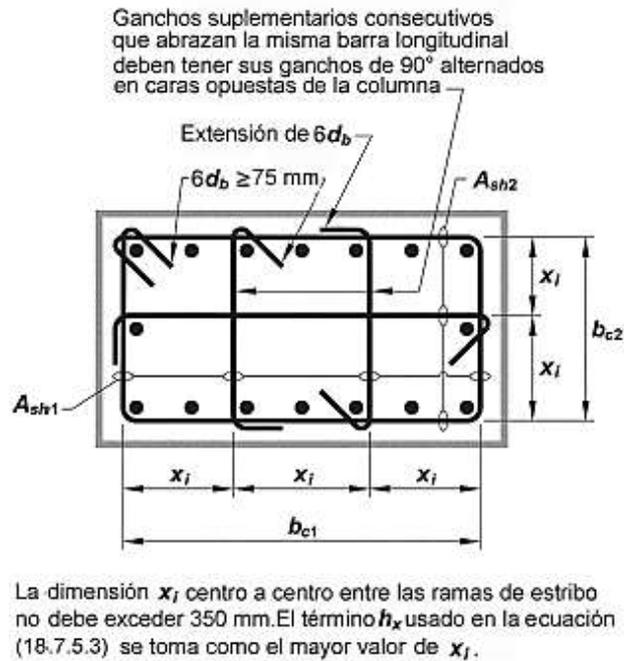
$$s \leq \begin{cases} 1/4 b_{c2} \\ 6 d_b \\ s_0 \end{cases} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Donde;

$$s_0 = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \quad \text{Ec. 2.13}$$

$$10 \text{ cm} \leq s_0 \leq 15 \text{ cm} \quad \text{Ec. 2.14}$$

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillo o múltiples. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal.



**Fig. 2.6. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas. (ACI 318-14).**

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud,  $l_0$ , medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud  $l_0$ , no debe ser menor que la mayor de:

$$l_0 \geq \begin{cases} h \\ 1/6 l_n \\ 45\text{cm} \end{cases} \quad \text{Ec 5. 15}$$

En el resto de la columna, el espaciamiento centro a centro de los estribos de confinamiento,  $s$ , no debe exceder el menor entre ( $6 d_b$  ó  $15\text{cm}$ )

**(e) Requisitos de resistencia a cortante**

El refuerzo transversal de corte en las columnas se determina para fuerzas de corte,  $V_e$ , asociadas con las resistencias probables a flexión máximas  $M_{pr}$ , en los extremos de las columnas (utilizando  $\phi = 1.0$  y  $1.25 f_y$ ) correspondientes al rango de  $P_u$  que actúa. En ningún caso  $V_e$  debe ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

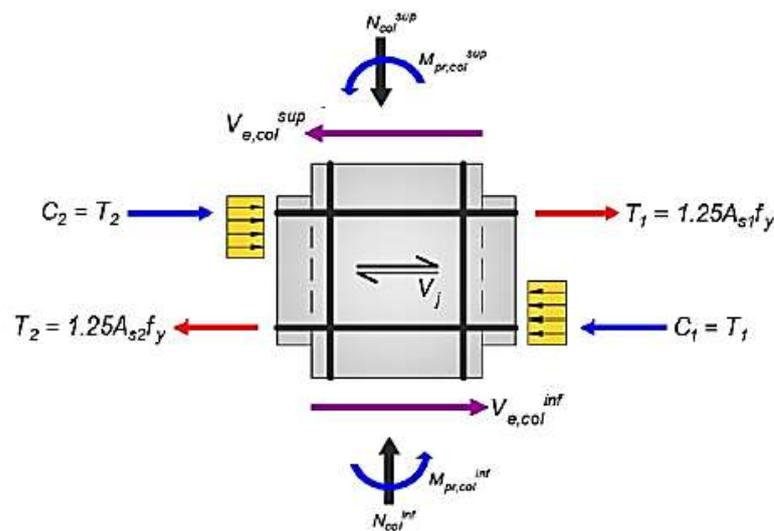
### 2.3.6. Uniones Viga – Columna

En pórticos resistentes a sismo, el diseño de las juntas requiere tanta atención como el diseño de los elementos, puesto que la integridad de la estructura depende del funcionamiento apropiado de tales elementos (Hernández., 2017)

#### (a) Requisitos de resistencia a cortante

-  $M_{pr1}, M_{pr2}$ ; representan los momentos de resistencia probable a flexión de las vigas que llegan al nodo, evaluados en la cara del mismo. Se deben considerar que la resistencia en los refuerzos de tracción por flexión es de  $1.25 f_y$ . (Ver Fig. 2.7).

-  $M_{pr,col}^{sup}, M_{pr,col}^{inf}$ ; representan los momentos de resistencia máxima probable a flexión de la columna que llega al nodo, evaluados en la cara del mismo. Debe calcularse tomando en cuenta el equilibrio a partir de los máximos momentos probables que transfieren las vigas. (Ver Fig. 2.7).



**Fig. 2.7. Ejemplo de fuerzas actuantes en el nodo por equilibrio estático. (Eliud Hernández).**

La capacidad nominal al corte de la junta  $V_n$ , para concreto de peso normal se calculará para:

-Nodos confinados en las 4 caras  $V_c = 5.3 \sqrt{f'_c} A_j$  **Ec. 2.16**

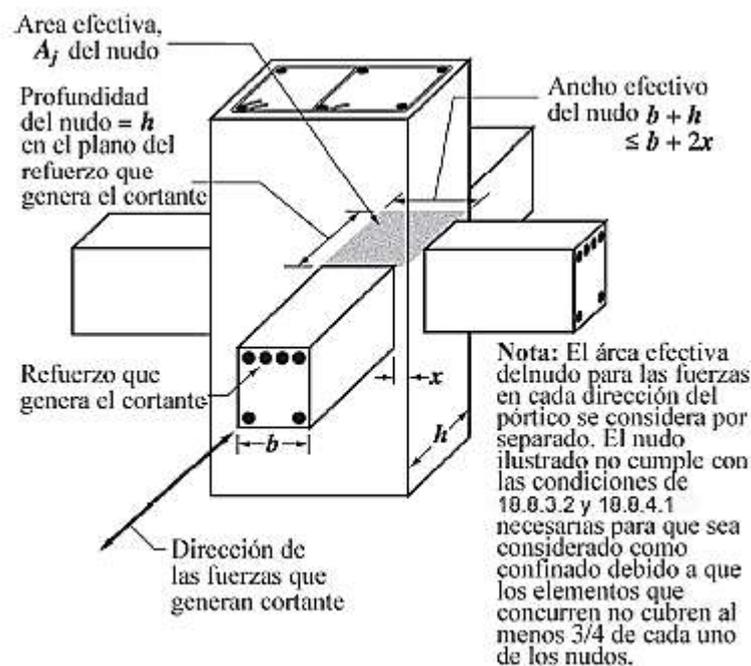
- Nodos confinados en 3 caras, ó 2 caras opuestas  $V_c = 4 \sqrt{f'_c} A_j$  **Ec. 2.17**

-nodos no confinados  $V_c = 3.2 \sqrt{f'_c} A_j$  **Ec. 2.18**

\*Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo.

\*Un nudo se considera confinado si tales elementos de confinamiento llegan a todas las caras del nudo.

\* $A_j$  se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna. El ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de;  $(b + h)$  ó  $(b + 2x)$ , tal como se ve en la Fig. 2.8



**Fig. 2.8. Área efectiva del nudo. (ACI 318-14).**

***(b) Disposición del refuerzo longitudinal y transversal***

El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con la Secc. 18.8.5. Para barras en compresión debe cumplir con Secc. 25.4.9 del ACI 318-14.

Donde el refuerzo longitudinal de la viga atraviesa una unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga para concretos de peso normal.

\*Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal, tal como lo especificado para columnas, a menos que el nudo este confinado en sus 4 caras, entonces debe disponerse por lo menos la mitad de refuerzo transversal requerida en la longitud crítica de la columna dentro del “*h*” de menor dimensión. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado se incremente a **15 cm**.

\*La longitud de desarrollo para el refuerzo a tracción,  $l_{dh}$ , para barras #3 a la # 11 con gancho estándar de 90° para concreto de peso normal;

$$l_{dh} = \text{mayor} \begin{cases} \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} \\ 8 d_b \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.19}$$

\* La longitud de desarrollo para el refuerzo a tracción para una barra recta,  $l_d$ , no debe ser menor que;

$$l_d = 2.5 l_{dh} \text{ (para barra baja)} \quad \text{Ec. 2.20}$$

$$l_d = 3.2 l_{dh} \text{ (para barra alta)} \quad \text{Ec. 2.21}$$



**Fig. 2.9. Esquema de anclaje de barras en unión viga-columna. (Eliud Hernández).**

\*Se consideran barras altas aquellas colocadas horizontalmente con más de **30 cm** de concreto monolítico por debajo.

\*Cualquier porción  $l_d$  fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de **1.6**.

## **2.4. Diseño de estructuras con softwares especializados**

La disponibilidad de computadoras personales ha modificado de manera drástica la forma en que se analizan y diseñan las estructuras. De hecho, los métodos matriciales y las aplicaciones de computadora han dejado redundantes a muchos métodos clásicos más antiguos del análisis de estructuras. (McCormac, Análisis de Estructuras, 2012)

Los softwares de estructuras han avanzado significativamente desde que las computadoras fueron introducidas como herramientas de diseño. Novedosos programas de computadoras y herramientas especializadas de análisis y diseño han sido desarrollados, tomando como ventaja el crecimiento de velocidad de los recursos computacionales. Actualmente los softwares tales como ETABS, SAP2000 y STAAD Pro, son algunas de las herramientas que la mayoría de los ingenieros usan en la industria.

### **2.4.1. Método de elementos Finitos**

El ASCE/SEI 7 y el ACI 318 promueven el uso de software de computadoras basados en análisis con elementos finitos para resolver problemas estructurales. En la actualidad, los diseñadores normalmente usan análisis con elementos finitos para el diseño de estructuras. Un edificio multipisos sólo toma unos minutos para ser analizado en una computadora personal comparado con el pasado, en el que podía tomar varias horas realizar esta labor manualmente. (ACI SP-17(14), 2016)

Bajo esta metodología, los miembros pueden ser divididos en múltiples elementos. La estructura es modelada con elementos discretizados conectados por nodos, cada miembro de la estructura consiste en múltiples elementos rectangulares, con lo cual se determina el comportamiento del miembro con mayor precisión. A la acción de modelar los miembros con elementos discretos interconectados por nodos, se le llama “mallado”. Una gran cantidad de variables son generados por este tipo de análisis, por lo cual se requiere de un software especializado que permita procesar la información de manera automatizada.

El análisis con elementos finitos es una herramienta que puede ser usada por cualquier análisis lineal o no lineal, pero se debe tener cuidado al seleccionar el tipo de elemento en base a los resultados que se deseen obtener. (ACI SP-17(14), 2016)

#### **2.4.2. Modelado tridimensional**

Un modelo tridimensional permite al diseñador observar el comportamiento de la estructura que un modelo bidireccional no podría revelar. Los efectos de las irregularidades de la estructura y sus respuestas torsionales pueden ser directamente analizadas a través de un modelo tridimensional. En la actualidad, los programas de computadora tridimensionales por lo regular utilizan análisis con elementos finitos y generan un mallado automático. Estos programas avanzados son capaces de correr análisis modales con espectros de respuesta, y procedimientos de análisis de tiempo-historia para análisis de segundo orden (ACI SP-17(14), 2016).

Para reducir el tiempo de la corrida del programa, los entrepisos de concreto son modelados como diafragmas rígidos, reduciendo el número de grados de libertad dinámicos de la estructura, a solo 3 por nivel (dos traslaciones horizontales y una rotación alrededor del eje vertical). El ASCE 7-16 permite que el diafragma sea modelado como rígido si se cumplen las siguientes condiciones:

- (a) Para cargas sísmicas, la estructura no debe poseer irregularidades y debe tener una relación ancho-largo de 3 o menor (ASCE 12.3.1.2.)
- (b) Para cargas de viento, la relación ancho-largo debe ser 2 o menos (ASCE 27.5.4)

Sí se asume como diafragma rígido, los esfuerzos en el diafragma no son calculados y necesita derivarse de las reacciones de los muros arriba y abajo del diafragma. Un diafragma semi-rígido requiere más recursos computacionales, pero provee una distribución de fuerzas laterales y calcula los esfuerzos en la losa. Modelar el diafragma como semi-rígido puede ser útil para analizar los efectos de torsión. (ACI SP-17(14), 2016)

---

## CAPÍTULO III. MODELO ESTRUCTURAL

---

### 3.1. Selección del tipo de marco resistente a momento

La selección del sistema estructural resistente a fuerzas laterales y verticales, se llevó a cabo aplicando el código Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16).

### 3.2. Categoría de ocupación.

Se asignó a la estructura una categoría de riesgo correspondiente con su ocupación. Un edificio de apartamentos representa un riesgo intermedio para la vida humana en caso de fallar, perteneciendo a la Categoría II, al no satisfacer las condiciones de las categorías I, III y IV, según lo establecido en la Tabla A1.

### 3.3. Parámetros de aceleración espectral.

El Terremoto Máximo Considerado (MCE: Maximum Considered Earthquake) es un terremoto extremo, que se considera que ocurre sólo una vez cada 2,500 años, según el código ASCE 7-16.

La severidad de la sacudida del suelo al nivel de MCE se describe en términos de los parámetros de aceleración de respuesta espectral  $S_S$  y  $S_1$ . Estos valores fueron determinados a partir de los mapas de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, elaborados por (Climent, Rojas, Alvarado, & Benito, 2008, págs. 123-124).

Teniendo en cuenta que la estructura se encuentra localizada en la ciudad de Granada, por interpolación lineal, se obtuvo lo siguiente:

$$S_S = \frac{S_A(0.2 s)}{g} = \frac{1743 \text{ cm/s}^2}{981 \text{ cm/s}^2} = 1.77 \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$S_1 = \frac{S_A(1.0 s)}{g} = \frac{440 \text{ cm/s}^2}{981 \text{ cm/s}^2} = 0.45 \quad \text{Ec. 3.2}$$

El suelo en el sitio se clasifica como clase A hasta F de acuerdo con la Tabla A2. El suelo en el sitio se clasifica como D (Suelo rígido) en base a un estudio de sudeo realizado en el sitio.

Según las características del terreno, según las Tabla A3 y Tabla A4 del ASCE 07-16, los coeficientes correspondientes del sitio para periodos cortos y largos,  $F_a$  y  $F_v$  son iguales a 1.0 y 1.85, respectivamente.

Las aceleraciones de la respuesta espectral del MCE para periodos cortos ( $S_{MS}$ ) y para periodos más largos ( $S_{M1}$ ) se obtuvieron a partir de las ecuaciones **Ec. 3.3** y **Ec. 3.4** que se muestran a continuación:

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.0 \times 1.77 = 1.77 \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1.85 \times 0.45 = 0.83 \quad \text{Ec. 3.4}$$

Con las ecuaciones **Ec. 3.5** y **Ec. 3.6** se calcularon los parámetros de aceleración del espectro de diseño,  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1.77 = 1.18 \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.83 = 0.55 \quad \text{Ec. 3.6}$$

### 3.4. Categoría de diseño sísmico

La severidad del terremoto de diseño para una estructura de concreto se describe en términos de la *categoría de diseño sísmico* (CDS) de la estructura (McCormac & Brown, Diseño de concreto reforzado., 2011, pág. 629). A partir de la Tabla A5 o la Tabla A6 se verificó que la categoría de diseño sísmico correspondiente con la estructura en cuestión es **CDS= D**.

### 3.5. Determinación del tipo de marco resistente a momento

Mediante la Tabla A7 se seleccionó el tipo de marco correspondiente con la Categoría de Diseño Sísmico, asignando **Marcos Especiales de Momento**.

**Tabla 3.1. Coeficiente de Modificación de Respuesta, Factor de Sobreesfuerzo y Factor de Amplificación de Deflexión.**

Sistema Estructural	$R$	$\Omega_0$	$C_D$
Marcos de Concreto Reforzado Resistentes a Momento Especiales (SMRF)	8	3	5.5

**Tabla 12.2-1. ASCE 7-16**

### 3.6. Determinación de carga viva y carga muerta superimpuesta

A continuación, se especifican las cargas aplicadas al modelo estructural conforme a los artículos 9 y 10 del RNC-07, correspondientes a cargas muertas superimpuestas y vivas, respectivamente.

#### 3.6.1. Cargas vivas

##### Carga Viva Incidental (CVR)

✓ Oficinas (Despachos)	100 kg/m <sup>2</sup>
✓ Pasillos	150 kg/m <sup>2</sup>
✓ Techo Liviano: elementos estructurales principales.	10 kg/m <sup>2</sup>

##### Carga Viva Máxima (CV)

✓ Oficinas (Despachos)	250 kg/m <sup>2</sup>
✓ Pasillos	300 kg/m <sup>2</sup>
✓ Techos de losas con pendientes no mayor del 5%	100 kg/m <sup>2</sup>
✓ Techo Liviano: elementos estructurales principales.	200 kg

#### 3.6.2. Cargas muertas superimpuestas.

##### Cubierta (CMSI) Nivel 4

✓ Zinc corrugado CAL 24	6kg/m <sup>2</sup>
✓ Ductos, accesorios y lámparas.	8 kg/m <sup>2</sup>
✓ Cielo raso (yeso, aluminio)	8 kg/m <sup>2</sup>
	<b>22 kg/m<sup>2</sup></b>

##### Entrepisos (CMSI), Nivel 1,2 y 3

✓ Particiones Livianas	100 kg/m <sup>2</sup>
✓ Ladrillo de cerámica	30 kg/m <sup>2</sup>
✓ Ductos, accesorios y lámparas.	8 kg/m <sup>2</sup>
✓ Cielo raso (yeso, aluminio)	8 kg/m <sup>2</sup>
✓ Mortero de cascote con espesor de 1 pulg.	56 kg/m <sup>2</sup>
	<b>202 kg/m<sup>2</sup></b>

### 3.7. COMBINACIONES DE CARGA

El Arto. 32, inciso f del RNC-07 establece que los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. Es por esto, que las fuerzas laterales de entrepiso se combinaron de la siguiente manera para el análisis estructural:

- Comb. 1 = 1.4CM
- Comb. 2 = 1.2CM + 1.6CV
- Comb. 3 = 1.2CM + CV + 1.0SX + 0.3SY
- Comb. 4 = 1.2CM + CV - 1.0SX + 0.3SY
- Comb. 5 = 1.2CM + CV - 1.0SX - 0.3SY
- Comb. 6 = 1.2CM + CV + 1.0SX - 0.3SY
- Comb. 7 = 1.2CM + CV + 0.3SX + 1.0SY
- Comb. 8 = 1.2CM + CV - 0.3SX + 1.0SY
- Comb. 9 = 1.2CM + CV - 0.3SX - 1.0SY
- Comb. 10 = 1.2CM + CV + 0.3SX - 1.0SY
- Comb. 11 = 0.9CM + 1.0SX + 0.3SY
- Comb. 12 = 0.9CM - 1.0SX + 0.3SY
- Comb. 13 = 0.9CM - 1.0SX - 0.3SY
- Comb. 14 = 0.9CM + 1.0SX - 0.3SY
- Comb. 15 = 0.9CM + 0.3SX + 1.0SY
- Comb. 16 = 0.9CM - 0.3SX + 1.0SY
- Comb. 17 = 0.9CM - 0.3SX - 1.0SY
- Comb. 18 = 0.9CM + 0.3SX - 1.0SY

Donde: CM: Carga Muerta (Carga muerta superimpuesta + Peso Propio)

CV: Carga Viva

SX: Fuerza lateral de entrepiso en la dirección X.

SY: Fuerza lateral de entrepiso en la dirección Y.

### 3.8. Predimensionamiento

Las dimensiones preliminares de vigas y columnas que conforman la estructura del modelo, se propusieron teniendo en cuenta los límites dimensionales que establece el código ACI 318 (2014), en su sección para marcos especiales de momento (Artos. 18.6.2 y 18.7.2).

Por consiguiente, se verificó que la luz libre de las vigas no sea menor que cuatro veces su peralte efectivo y que el ancho sea mayor que el treinta por ciento de su altura, pero no menor que 25 cm. En la norma se permite que las vigas sean más anchas que las columnas, sin embargo, el ancho de vigas no debe exceder el límite especificado en la Sección 2.3.4 (a).

La relación de las dimensiones de la sección transversal de columnas no es menor que 0.4. Esto limita la sección transversal a una sección más compacta, en vez de una rectangular. La mínima dimensión de las columnas es mayor de 30 cm.

En base a estas restricciones, se determinaron las siguientes secciones transversales:

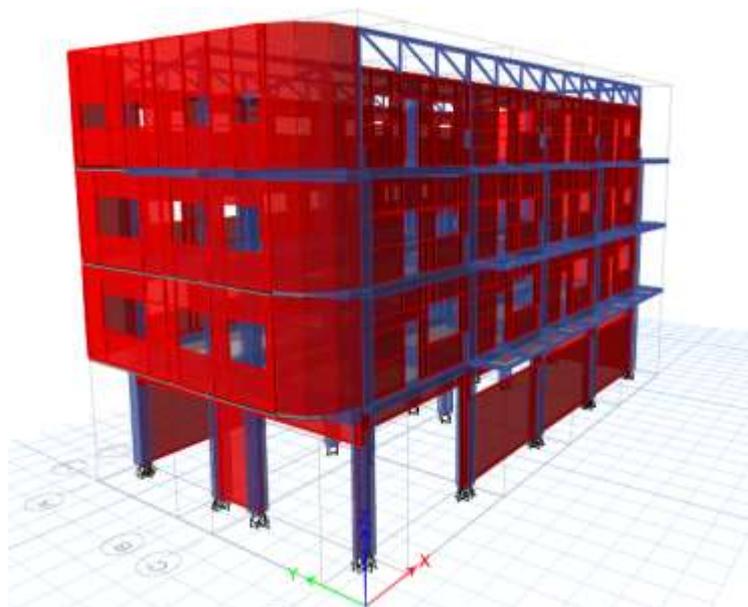
- Se tomaron las secciones de concreto reforzado tal como se indicó en diseño original para la configuración de la superestructura
- Columnas de 50x50cm sin variación de su sección transversal desde cimentación hasta cubierta.
- Las secciones típicas de vigas en cada nivel son las mostradas en los planos correspondientes junto con refuerzo para cada una de ellas.

Para la determinación del espesor de losa se aplicó la tabla 8.3.1.2 del código ACI 318-14 (Espesor mínimo de losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados). De ahí, que el espesor de losa sea igual a 15 cm para todos los entrepisos.

### 3.9. Modelación de la estructura predimensionada

La Fig. 3.1 muestra una vista 3D del modelo analizado, creado mediante el software ETABS v.16.2.1. A continuación se presentan las características de modelado que recrean las condiciones expuestas en el Capítulo II.

1. Las vigas y columnas se modelaron como elementos tipo "Frame".
2. Las columnas poseen apoyos empotrados.
3. La losa se definió tipo "Shell Thin" con un mallado máximo de 15 cm.
4. Los muros de concreto reforzado de 10cm de espesor ubicados en el perímetro del balcón se modelaron como elementos tipo "Shell Thin".
5. Los muros de cerramiento de ladrillo cocido de 15cm se consideran como muros de relleno (infill Wall) que aportan rigidez a la estructura y se modelaron como elementos tipo "Shell Thin", con el fin de considerar su aporte de rigidez en los desplazamientos del sistema.
6. Las alturas de entrepiso se miden de cara superior de losa a cara superior de losa del piso inmediato superior.
7. Se asignaron diafragmas rígidos a los entrepisos correspondientes a los Niveles 1, 2 y 3 con el fin de limitar su comportamiento a dos desplazamientos horizontales ortogonales y un giro alrededor del eje perpendicular al plano.



**Fig. 3.1 Vista 3D del modelo numérico.**

### 3.10. Inercias agrietadas

Como se mencionó en la Sección 0, el mecanismo “Beam Sway” es un mecanismo de falla que permite la máxima disipación de energía en edificios aporticados. Este mecanismo se caracteriza por la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer nivel.

La resistencia en estructuras que se desplazan lateralmente está regida por la estabilidad de las columnas y por el grado de restricción en sus extremos proporcionado por las vigas de la estructura. Sin embargo, al formarse estas articulaciones plásticas en las vigas de restricción, la estructura se va aproximando al mecanismo de falla y su capacidad de carga axial se ve drásticamente reducida. Por lo tanto, teniendo en cuenta lo mencionado en R6.3.1.1 (ACI 318-14). para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral, es deseable disponer de una estimación realista de la inercia, haciendo uso de los coeficientes expuestos en la tabla 6.6.3.1.1 1 (ACI 318-14).

En el programa ETABS se reconoce la deformación lateral de la estructura como “Sway Special” que se caracteriza como no arriostrada contra desplazamientos laterales. Teniendo en cuenta que el ETABS implementa factores de modificación de propiedades aplicada a la rigidez de los miembros denotadas  $f_{11}$ ,  $f_{22}$ , etc. (Guzmán & Abell, 2012), en dependencia de la orientación de los elementos. Por lo tanto,  $f_{12}$  afecta la rigidez a cortante en el plano (GA),  $f_{22}$  afecta la rigidez flexionante en el plano (EI) y  $M_{12}$  afecta la rigidez fuera del plano (IBC, 2012). Para considerar la sección agrietada en el modelo se utilizaron los factores de la *Tabla 3.2*.

**Tabla 3.2. Factores de modificación de propiedades de la sección en ETABS.**

Elemento	Propiedades	Factores de Modificación
Columnas	M2, M3	$0.7 I_g$
Vigas	M3	$0.35 I_g$
Muros	$f_{12}$ , $f_{22}$	$0.35 I_g$
Losas	M12	$0.25 I_g$

---

## CAPÍTULO IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

---

### 4.1. Selección del coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico,  $c$ , constituye la base del cálculo de fuerzas sísmicas dentro del método estático equivalente. Este coeficiente es una cantidad adimensional que define la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo. El valor de  $c$  se determinó tomando en cuenta los factores mencionados en los artículos 20 a 25 del RNC-07 y se resumen a continuación:

1. La estructura es un edificio multiusos de apartamentos y oficina perteneciente al grupo B, según el Arto. 20 y se seleccionó el valor de  $a_0=0.28$  del mapa de isoaceleraciones del anexo C del RNC-07.
2. Se adoptó el factor de comportamiento sísmico,  $Q=4$ , ya que la resistencia a cargas laterales de la estructura es proporcionada por marcos especiales resistentes a momentos (ver Sección 3.5), que cumplen con el Arto. 21, inciso a.
3. La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor  $\Omega=2$  en Arto. 22.
4. La estructura satisface las condiciones de regularidad que fija el Arto. 23, excepto la condición No 12, lo cual convierte el edificio en una estructura fuertemente irregular, según se describe en el inciso 7. Se verificó que todas las plantas son sensiblemente simétricas con respecto a los ejes ortogonales x-y. La relación de altura a la dimensión menor de la base es  $16.44/11.95 = 1.37$  y la de largo a ancho de la base es  $24.08/11.95 = 2.01$ , ambas menores que 2.5. Ninguna planta tiene entrantes, salientes ni aberturas y se supuso que todos los pisos son suficientemente rígidos y resistentes.
5. El peso de cada nivel es menor que 110 por ciento del peso del piso inmediato inferior y todos los pisos tienen la misma área. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por vigas.

6. Según los valores que se listan en la Tabla 4.1 tanto la rigidez como el cortante de entrepiso, no exceden, en más de 50 por ciento a las del entrepiso inmediato inferior.
7. Las diferencias entre las coordenadas del eje x del centro de masa y las del centro de torsión en el Nivel 1 varían en 6.33 cm que es mayor que 4.81cm, es decir que la excentricidad torsional  $e_s$ , exceden del 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la excentricidad. Por todo lo anterior, se consideró que el **“Edificio es fuertemente irregular”** y se afectó el factor de reducción por ductilidad del eje X por un factor de corrección de **0.7**, de acuerdo al Arto. 23, inciso d) del RNC-07

$$Q'_x = 0.7 \times 4 = 2.80$$

$$Q'_y = 1.0 \times 4 = 4.00$$

8. Ubicado en la zona sísmica C del país, el edificio se encuentra desplantado en un suelo firme, correspondiente al tipo II ( $360 \text{ m/s} < V_s < 750 \text{ m/s}$ ) del RNC-07, Arto. 25. Se adoptó un factor de amplificación por tipo de suelo,  $S=1.5$ .

En la Tabla 4.1 se muestran los datos obtenidos en ETABS utilizando los factores de reducción de inercia antes mencionados.

**Tabla 4.1 Salida de datos, Etabs**

Piso	Centro de Masa <sup>a</sup>		Centro de Rigidez <sup>a</sup>		$e_s$	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
4	-	-	-	-	-	-
3	13.55	7.46	19.88	8.25	-6.33	-0.80
2	13.49	7.46	18.42	7.99	-4.93	-0.53
1	13.38	7.47	17.67	8.05	-4.29	-0.58
Piso	Cortante X	Cortante Y	X	Y	Rigidez X	Rigidez Y
	tonf	tonf	cm	cm	tonf/cm	tonf/cm
4	19.455	12.885	0.540	0.361	36.044	35.658
3	113.701	76.247	0.088	0.095	1289.223	803.566
2	187.749	131.332	0.198	0.113	949.243	1163.052
1	232.879	162.901	0.237	0.236	984.306	689.455

a) Las coordenadas del centro de masa en el piso 4 no se determinaron en el programa ETABS porque se asignó un diafragma flexible en el último nivel de techo. La excentricidad torsional en el Nivel 1 sobrepasa el 20% de la dimensión en planta medidamente paralelamente en el eje X.

b) El cortante y la rigidez del piso 4 no verifica la condición correspondiente (Arto. 23, inciso a, punto 11, RNC-07), se puede pasar por alto porque el último piso queda excluido de tal requisito.

## 4.2. Período de vibración de la Estructura

Los períodos de vibración fundamentales de la estructura son los siguientes:

**Tabla 4.2. Periodos Fundamentales de la Estructura.**

	Período T (seg)	% Participación Carga estática	% Participación Carga dinámica
Dirección X	0.273	99.99	98.96
Dirección Y	0.327	99.98	98.77

## 4.3. Espectro de Diseño

La Tabla 4.3 muestra de manera simplificada cada una de las partes que conforman el espectro que se muestra en la Fig. 4.1.

**Tabla 4.3 Espectro Elástico e Inelástico**

	$T < 0.1s$	$0.1s \leq T < 0.6s$	$0.6s \leq T \leq 2s$	$T > 2s$
E. Elástico	$0.420 + 7.20T$	1.134	$0.684/T$	$1.468/T^2$
E. Inelástico X	$\frac{0.420 + 7.20T}{2 + 36T}$	0.2035	$0.1221/T$	$0.2442/T^2$
E. Inelástico Y	$\frac{0.420 + 7.20T}{2 + 60T}$	0.1425	$0.085/T$	$0.171/T^2$

Habiéndose determinado los espectros elástico e inelástico y el período de vibración de la estructura se ha podido obtener el valor del coeficiente sísmico, cuya ordenada espectral es igual a **0.203** en “X” y **0.142** en “Y”.



**Fig. 4.1 Espectro elástico con un amortiguamiento del 5% y aceleraciones máximas asociadas con un periodo de retorno de 2500 años.**

#### 4.4. Fuerzas Laterales Equivalentes

Una vez obtenido el coeficiente sísmico, éste se multiplicó por el peso de la estructura, ver Tabla 4.4, que influye en la respuesta sísmica, para obtener la fuerza cortante basal. El RNC-07 establece que este peso será igual a la carga muerta más la carga viva incidental.

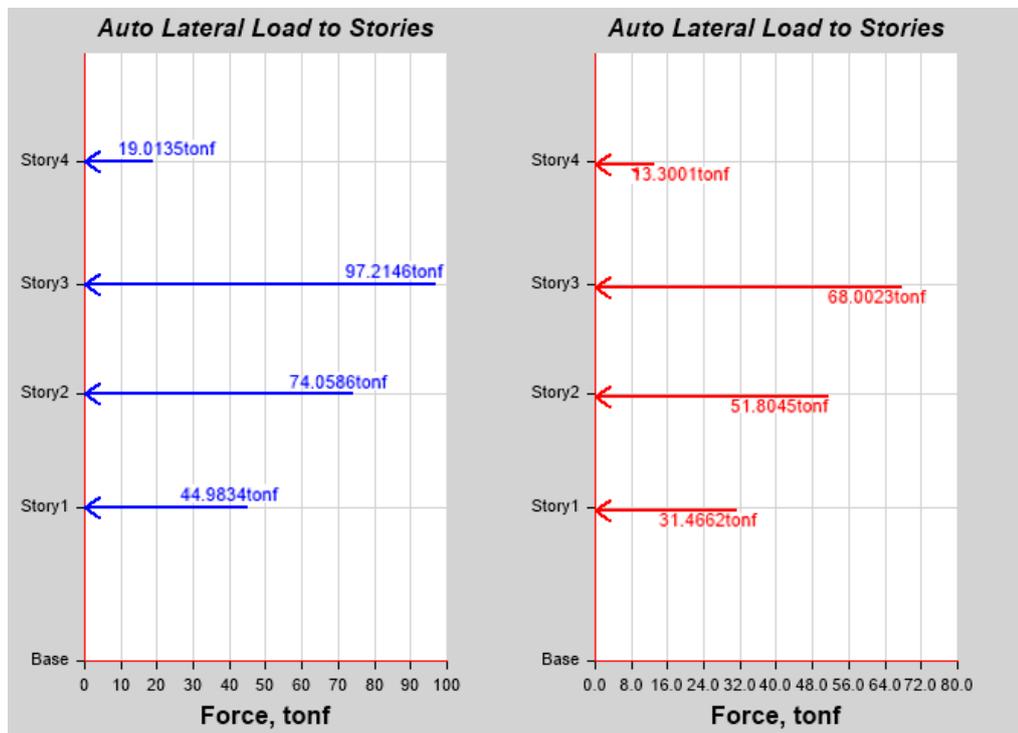
$$\text{Coeficiente sísmico, } C \quad C_x = 0.203 \quad C_y = 0.142 \quad \text{Ec. 4.1}$$

$$\text{Cortante en la base, } V = CW_0 \quad V_x = 235.27 \text{ tonf} \quad V_y = 154.573 \text{ tonf} \quad \text{Ec. 4.2}$$

**Tabla 4.4. cortantes de entrepiso para la dir. X y la dir. Y**

Piso	Elevación m	Peso W tonf	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
4	16.44	50.901	19.013	13.300
3	12.38	345.611	97.214	68.002
2	8.8	370.400	74.059	51.805
1	5.05	392.054	44.984	31.467
<b>Σ</b>		<b>1158.966</b>	<b>235.270</b>	<b>164.573</b>

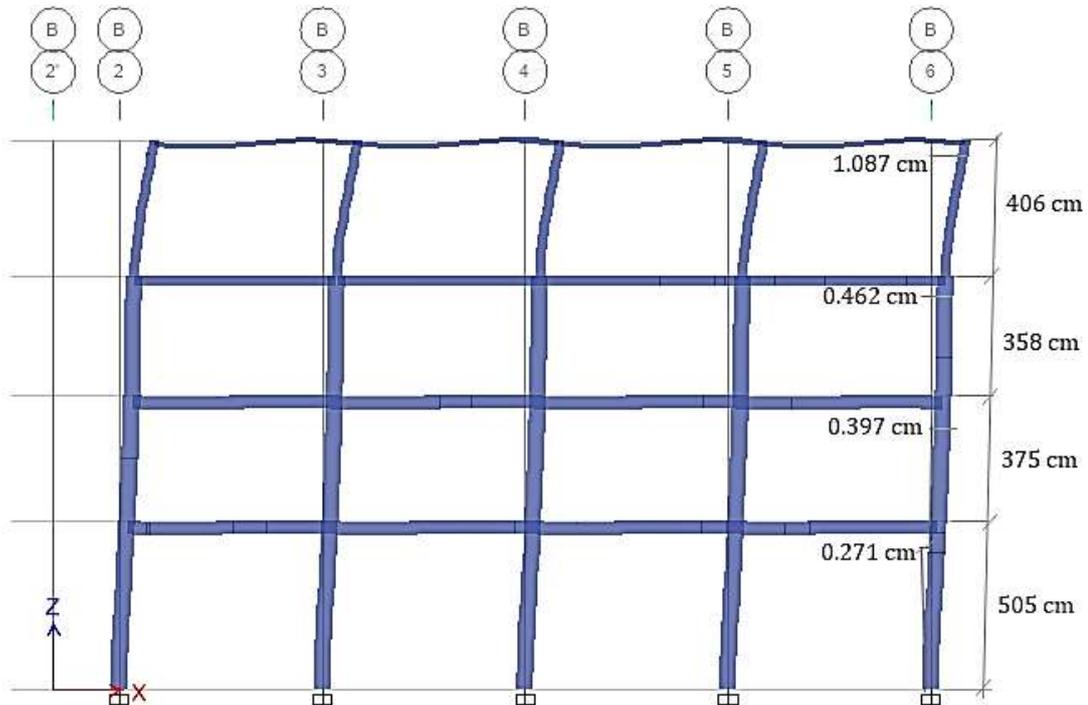
En la Fig. 4.2 se muestra la distribución del cortante basal hacia la altura del edificio y los cortantes de entrepiso de la estructura predimensionada.



**Fig. 4.2 Fuerzas laterales y cortantes de entrepiso para la dir. X y la dir. Y.**

#### 4.5. Revisión de deriva de entrepiso

En el Arto. 34 del RNC-07 se establece el cálculo y la revisión de los estados límites de servicio (ELS) y colapso (ELC), ambos necesarios para limitar los daños tanto estructurales como no estructurales. Deben limitarse las derivas a valores menores o iguales que  $ELS \leq 0.004$  y  $ELC \leq 0.03$  (Tabla 4, RNC-07).



**Fig. 4.3. Desplaz. laterales críticos en la dir. X de la estructura predimensionada.**

Para revisar lo expuesto en el párrafo anterior, en la Fig. 4.3, se muestran los resultados más críticos de desplazamientos laterales obtenidos a través del software ETABS. La máxima deriva se encontró en el último nivel y se revisa a continuación para los dos estados límites:

$$D_{ELC} = \frac{\Delta_4 - \Delta_3}{h_4} \cdot (\Omega \cdot Q) = \frac{1.087 - 0.462}{406} \times 8 = 0.01231 \leq 0.03 \quad \text{Ec. 4.3}$$

$$D_{ELS} = \frac{\Delta_4 - \Delta_3}{h_4 \cdot 100} \cdot \left( \frac{\Omega \cdot Q'}{2.5} \right) = \frac{1.087 - 0.462}{406} \times \frac{2.8 \times 2}{2.5} = 0.0034 \leq 0.004 \quad \text{Ec. 4.4}$$

En ambos casos las derivas cumplen con el ELC y el ELS. establecido por la noma. Las revisiones de las derivas en ambas direcciones, en cada nivel respectivo, se pueden verificar en el ANEXO C.

---

## CAPÍTULO V. DISEÑO ESTRUCTURAL

---

### 5.1. Consideraciones de Diseño

Esta sección se divide en tres partes: diseño de elementos de concreto reforzado; diseño de elementos de acero; y diseño de cimentaciones.

El diseño de los elementos de concreto reforzado se realizó por el método de rotura, cumpliéndose con los criterios del Capítulo 18 del ACI-318-14 para el diseño sísmorresistente de Edificios de Concreto. Los elementos pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF) fueron diseñados verificando la capacidad resistente a flexión de las vigas, así como la flexo compresión de las columnas y el cortante en los nodos rígidos.

Los primeros 3 niveles consisten en pórticos de concreto reforzado y el ultimo nivel de techo es a base de marcos de acero de alta ductilidad. Se considera que la estructura de techo está sobrepuesta sobre la estructura de concreto, la cual se diseñó conforme a los requerimientos del AISC 341-16, para resistir cargas verticales y de sismo, se diseñaron las placas bases para resistir el momento de empotramiento y los marcos bajo requerimientos de alta ductilidad.

La cimentación se reforzó para asegurar no sólo la estabilidad ante cargas verticales y de sismo, sino también para asegurar la estabilidad en planta frente al momento de volteo que las fuerzas de sismo generan.

### 5.2. Propiedades de los Materiales

Para las estructuras de concreto reforzado se ha empleado concreto con  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y acero corrugado de grado 60  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , de acuerdo a las limitaciones de la sección 2.4.1.

Para la estructura de acero se emplean secciones laminadas en frío, Grado 36.

Para las cimentaciones de concreto reforzado se utilizó concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y acero corrugado de grado 60 con  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 5.3. Diseño de Vigas

#### 5.3.1. Consideraciones de dimensionamiento

Antes de comenzar con el diseño se verificó que se cumplieran con las limitaciones descritas en Sección 2.4.4., lo cual se aplicó en la etapa de predimensionamiento.

Sección	b (cm)	h (cm)	d(cm)	b>25cm	b/h>0.30	ln>4d
V1-40X50	40	50	45	verifica	verifica	180
V2-30X30	30	30	25	verifica	verifica	100
V4-40X40	40	40	35	verifica	verifica	140
V5-50X65	50	65	60	verifica	verifica	240

#### 5.3.2. Consideraciones de diseño

Se revisarán los requerimientos descritos en la sección 2.4. aplicadas al diseño de la viga **V5-50X65cm**

##### (a) Cuantías de Refuerzo Longitudinal

Para todas las secciones de momento positivo y negativo se tiene:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \quad \text{¡Rige} \quad \text{Ec. 5.1}$$

$$\rho_{min} = 0.80 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.80 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.0028 \quad \text{Ec. 5.2}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.025 \quad \text{Ec. 5.3}$$

##### (b) Determinación de Refuerzo por Flexión requerido

En la Tabla 5.1 se muestra que el refuerzo requerido  $A_{s,req}$ , es menor al refuerzo mínimo  $A_{s,min}$  requerido para vigas dúctiles conforme a los requerimientos del ACI 18.6.3.2. Por lo cual se propone un área de acero  $A_s$  para el refuerzo superior e inferior tal como se dispone en la Tabla siguiente

$$A_{s,min} = \rho_{m\acute{a}x}bd = 0.0033 \times 50 \times 60 = 10cm^2 \quad \text{¡Rige} \quad \text{Ec. 5.4}$$

$$A_{s,max} = \rho_{m\acute{a}x}bd = 0.025 \times 50 \times 60 = 75cm^2 \quad \text{Ec. 5.5}$$

**Tabla 5.1. Disposición de Acero de Refuerzo Longitudinal**

	Derecha	Centro	Izquierda
Superior	$A_{s,req} = 4.76cm^2$	$A_{s,req} = 1.34cm^2$	$A_{s,req} = 4.62cm^2$
	$A_{s,min} = 10.00cm^2$	$A_{s,min} = 2.50cm^2$	$A_{s,min} = 10.00cm^2$
	$A_s = 11.4cm^2$	$A_s = 7.12cm^2$	$A_s = 11.4cm^2$
	4 # 6	2 # 6 ; 2 # 3	4 # 6
Inferior	$A_{s,req} = 2.60cm^2$	$A_{s,req} = 4.77cm^2$	$A_{s,req} = 3.00cm^2$
	$A_{s,min} = 2.50cm^2$	$A_{s,min} = 10.00cm^2$	$A_{s,min} = 2.50cm^2$
	$A_s = 7.12cm^2$	$A_s = 11.4cm^2$	$A_s = 7.12cm^2$
	2 # 6 ; 2 # 3	4 # 6	2 # 6 ; 2 # 3

**(c) Detallado de Refuerzo por Flexión**

El ACI 18.8.2.3. requiere que la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal en la viga sea al menos 20 veces el diámetro de la barra, por tanto

$$d_b > c_1/20 \quad \text{Ec. 5.6}$$

$$1.90 \text{ cm} > 50\text{cm}/20 = 2.50\text{cm} \quad \text{Ec. 5.7}$$

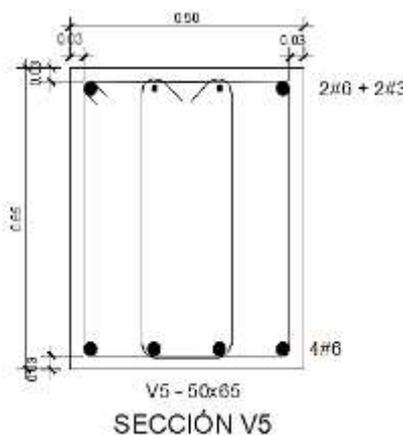
De acuerdo al ACI 18.8.5 las longitudes de desarrollo  $l_{dh}$ , para varillas en tensión que terminan con gancho estándar de 90° deben extenderse una dimensión medida a partir de la cara interna de la columna igual a la mayor de;

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} = \frac{4200 (1.90 \text{ cm})}{17.2 \sqrt{f'_c}} = 32.02 \text{ cm} \quad \text{¡Rige!} \quad \text{Ec. 5.8}$$

$$l_{dh} = 8 (1.90\text{cm}) = 15.2 \text{ cm} \quad \text{Ec. 5.9}$$

$$l_{dh} = 15 \text{ cm} \quad \text{Ec. 5.10}$$

El punto de corte de la varilla que termina con gancho estándar de 90° debe extenderse  $12 d_b = 22.8\text{cm}$



**Fig. 5.1. Detalle de armado en el centro de la sección V5-50X65**

### 5.3.3. Diseño por Corte

La resistencia a flexión probables  $M_{pr}$  es usada para determinar el refuerzo de cortante. Se debe suponer que en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondiente a la resistencia probable,  $M_{pr}$ . La resistencia a cortante requerida se determina usando un factor de reducción  $\phi = 1.0$  y una resistencia del al menos  $1.25f_y$  para el refuerzo longitudinal;

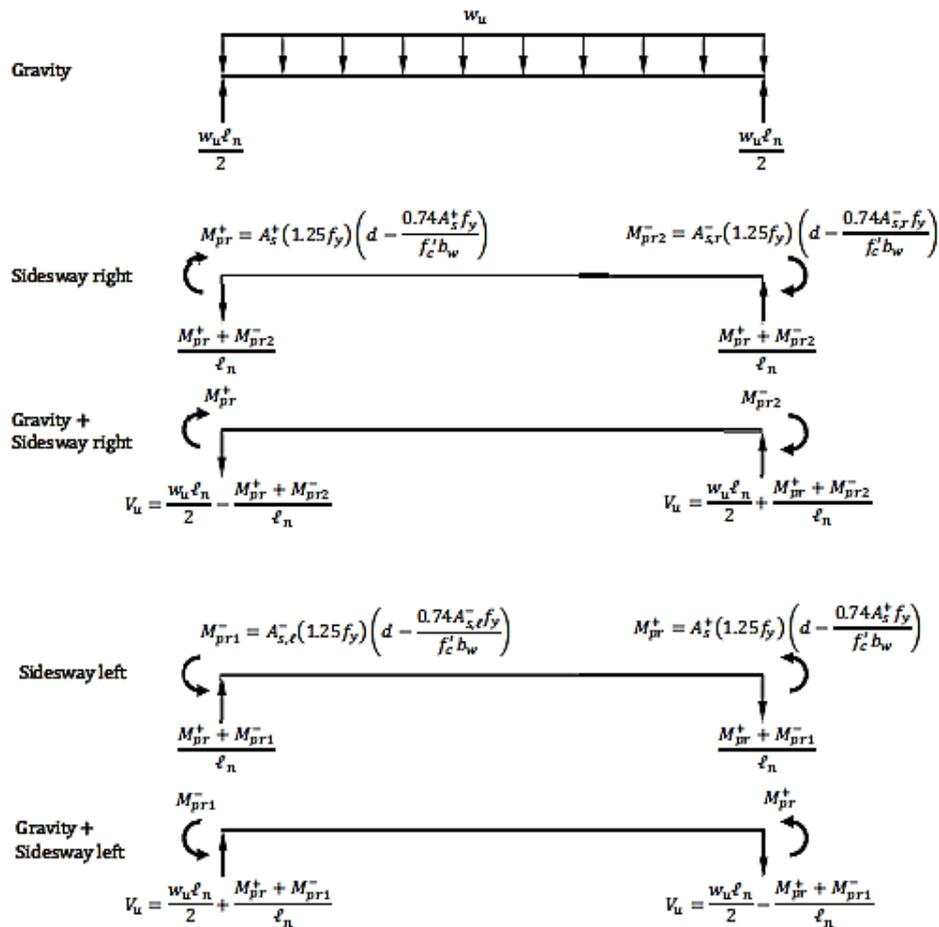


Fig. 5.2. Diagrama de esfuerzos cortantes en la cara de los apoyos.

Se determinó el Momento Probable de la viga analizada VC5 – 50X65, el cual se calcula empleando la siguiente ecuación;

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 5.11}$$

Donde; 
$$a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85f'_c b_w} \quad \text{Ec. 5.12}$$

Sustituyendo; 
$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left( d - \frac{0.74A_s f_y}{f'_c b_w} \right) \quad \text{Ec. 5.13}$$

**Tabla 5.2. Momento Probable Positivo y Negativo**

<i>Lugar</i>	<i>Mu</i> <i>kgf-cm</i>	<i>Refuerzo</i>	<i>As</i> <i>cm<sup>2</sup></i>	<i>Mpr</i> <i>kgf-cm</i>
Exterior	-783,179.38	4 # 6	11.4	3,423,772
Medio	391,589.69	2 # 6, 2#3	7.12	2,177,568

Tal como se muestra en la Fig. 5.2 ,a partir del Momento Probable *Mpr*, se obtienen los cortantes últimos *Vu*, que resulta a partir de las fuerzas estáticas mayoradas considerando los efectos de sismo comprendida entre la cara de los nudos, las cuales se presentan en la Tabla 5.3. En este caso, considerando la viga analizada *VC5 – 50X65* y considerando una longitud no soportada *ln*, es de 450cm se calculan los cortantes mediante la siguiente ecuación ;

$$\text{Lado derecho} \quad V_u = \frac{\omega_u l_c}{2} - \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} \quad \text{Ec. 5.14}$$

$$\text{Lado izquierdo} \quad V_u = \frac{\omega_u l_c}{2} - \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} \quad \text{Ec. 5.15}$$

**Tabla 5.3. Cortantes últimos en los extremos de la viga**

	$\frac{\omega_u l_c}{2}$	$\frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n}$	<i>Vu</i>
Derecha	19,875.05 <i>kgf</i>	-1,246,204 <i>kgf</i>	33,878 <i>kgf</i>
Izquierda	19,875.05 <i>kgf</i>	1,246,204 <i>kgf</i>	5,812 <i>kgf</i>

#### 5.3.4. Refuerzo Transversal

La sección crítica que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento se encuentra ubicada a una distancia de “*2h = 120cm*” de la cara del apoyo, en esta sección La separación de los estribos debe satisfacer la siguiente Ecuación.;

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} \quad \text{Ec. 5.16}$$

De acuerdo al ACI 18.6.5.2, la resistencia cortante del concreto, *Vc = 0*, cuando se cumplan las 2 condiciones;

$$\frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} \geq \frac{1}{2} V_u \quad 12,770 \text{ Kgf} \leq 9,937 \text{ kgf} \quad ; \text{ cumple!} \quad \text{Ec. 5.17}$$

$$P_u \leq A_g f'_c / 20 \quad 0 \text{ Kgf} \leq 34.13 \text{ kgf} \quad ; \text{ Cumple!} \quad \text{Ec. 5.18}$$

El espaciamiento “s” se determina despejando la Ec. 5.15:

$$s = \frac{\phi A_s f_y d}{V_u - \phi V_c} = \frac{0.75(2.84 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kgf/cm}^2)(60 \text{ cm})}{(33,878 - 0.00) \text{ kgf}} = 15 \text{ cm}$$

ACI 18.6.5, recomienda limitar el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento por capacidad de ductilidad, igual a la menor de:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{60 \text{ cm}}{4} = 15 \text{ cm.} \\ 6\phi_b = 6(1.91 \text{ cm}) = 11.46 \text{ cm.} \\ 15 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{¡Rige!} \quad \text{Ec. 5.19}$$

Por lo tanto, se recomienda usar en la zona de confinamiento:

Estribos  $\phi 3/8''$  1 @ 5cm, 12 @ 10cm

En la zona no confinada, los espaciamientos máximos deben de reducirse a la mitad, es decir:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm.} \quad \text{Ec. 5.20}$$

Estribos  $\phi 3/8''$  @ 30cm

Finalmente, tal como se muestran en la figura cada uno de los tramos se usarán: **Estribo  $\phi 3/8''$ : 1 @5cm, 12@10cm, Rto. @30cm**

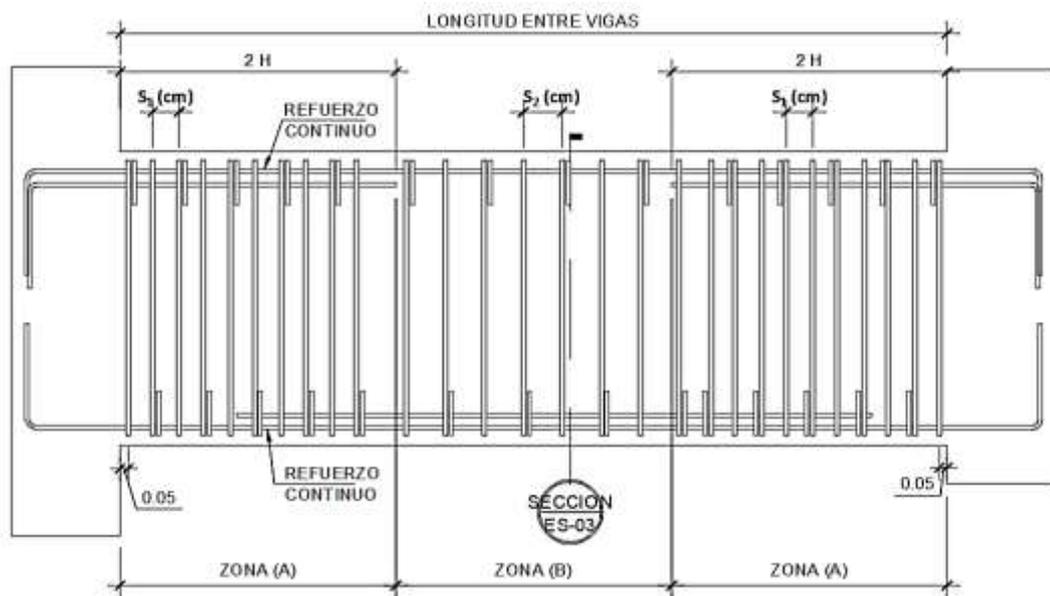


Fig. 5.3. Esquema de armado de vigas

## 5.4. Diseño de Columnas

### 5.4.1. Requerimientos de dimensionamiento

Las columnas existentes cumplen con los requerimientos de dimensionamiento para columnas pertenecientes a marcos especiales, de acuerdo a la *Tabla 5.4*.

**Tabla 5.4. Requerimientos de dimensionamiento de columnas**

Sección	b(cm)	h(cm)	b>30cm	b> h/2	b/h> 0.4
C1-50X50	50	50	50	25	1.00
C2-30X30	30	30	30	15	1.00

### 5.4.2. Requerimientos de diseño

#### (a) Refuerzo Longitudinal

Se revisa el refuerzo longitudinal colocado en la columna **C1-50X50** cumpla con el refuerzo máximo y mínimo;

$$A_{s,min} = \rho_{min}bd = 0.01 \times 50 \times 50 = 25 \text{ cm}^2 \quad \text{¡Rige!} \quad \text{Ec. 5.21}$$

$$A_{s,max} = \rho_{max}bd = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 5.22}$$

El refuerzo longitudinal de la columna existente es de **8 var. #8**, por lo tanto;

$$A_s = 8 \times 5.067 \text{ cm} = 40.53 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 5.23}$$

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max} \quad \text{¡Cumple!} \quad \text{Ec. 5.24}$$

#### (b) Resistencia a Flexión

El ACI 18.7.3. requiere que, en cada nudo, las sumas de las capacidades últimas en flexión de las columnas sean por lo menos igual a 1.2 veces la suma de las capacidades últimas de las vigas que concurren a las caras del nudo.

En la Figura se ilustra los momentos resistentes que actúan en la columna y las vigas que llegan al nodo en un pórtico especial resistente a momento debiéndose cumplir con la Ec. siguiente;

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad \text{¡Cumple!} \quad \text{Ec. 5.25}$$

En la Tabla 5.5 se verifica que se cumple con el requerimiento de resistencia mínima a flexión de la Ec. 5.25

**Tabla 5.5. Resistencia a Flexión en vigas y columnas**

	$M_{nc}$	$1.2 * M_{nb}$
	Kgf-cm	Kgf-cm
$M_{nc,b}$	4,947,898.68	
$M_{nc,t}$	4,947,898.68	
$M_{nb,r}^+$		4,108,526.47
$M_{nb,l}^-$		2,613,081.88
$\Sigma$	9,895,797.37	6,721,608.35

**(c) Resistencia al cortante del concreto**

Considerando  $N_u$  la carga axial máxima en compresión que puede tomar el elemento, entonces tenemos:

$$P_{n,max} = 0.80(0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y) = \text{Ec. 5.26}$$

$$P_{n,max} = 0.80(0.85 \times 210 (2500 - 30.40) + 30.40 \times 4200) = 414,098 \text{ kgf}$$

$$P_{n,max} > P_u = 121965.1 \text{ kgf} \quad \text{iCumple!}$$

La resistencia al cortante del concreto es:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} b d \left( 1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \text{Ec. 5.27}$$

$$V_c = 0.75 \times 0.53 \sqrt{210} 50 \times 45 \left( 1 + 0.0071 \frac{121965.1}{2500} \right) = 99258 \text{ kgf} \text{Ec. 5.28}$$

$$V_u = 10491.49 < \phi V_c = 99258 \text{ kgf} \quad \text{iCumple!}$$

**5.4.3. Refuerzo transversal en columnas confinadas:**

**(a) Refuerzo de confinamiento:**

El ACI 18.7.5.4. requiere colocar un área total de refuerzo transversal  $A_{sh}$ , para estribos rectangulares, no debe ser menor que el requerido por las ecuaciones

$$A_{sh} = 0.30 s hc \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = \text{Ec. 5.29}$$

$$A_{sh} = 0.30 \times 10 \times 40 \times \frac{210}{4200} \left( \frac{2500}{1600} - 1 \right) = 3.38 \text{ cm}^2 \quad \text{iRige!}$$

$$A_{sh} = 0.09 s hc \frac{f'c}{f_y} = \text{Ec. 5.30}$$

$$A_{sh} = 0.09 \times 10 \times 40 \times \frac{210}{4200} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usar 3 ramas **Estribo  $\emptyset 1/2"$  @ 10 cm** en la zona de confinamiento.

### **(b) Limitaciones del Refuerzo transversal**

Deberá colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud “ $l_0$ ” medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor de:

$$l_0 \geq \begin{matrix} 1/6 l_n = 1/6 (440) = 74cm & \textit{iRige!} \\ h = 50cm \\ 45cm \end{matrix} \quad \text{Ec. 5.31}$$

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5 cm. de la cara del nudo, los estribos dentro de la zona crítica  $l_0$ , tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores:

$$s \leq \begin{matrix} 1/4 b_{c2} = 1/4 (50) = 12.5 = 10cm & \textit{iRige!} \\ 6 d_b = 6 (2.54) = 15cm \\ s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) = 10 + \left(\frac{35 - 20}{3}\right) = 15cm \quad 10 \leq s_0 \leq 15 \end{matrix} \quad \text{Ec. 5.32}$$

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de protección, no deberá de exceder:

$$s \leq \begin{matrix} 6 d_b = 6 (2.54) = 15cm \\ 15cm \end{matrix} \quad \textit{iRige!} \quad \text{Ec. 5.33}$$

Por lo tanto el espaciamiento de los estribos dentro de la zona de confinamiento a ambos extremos de la columna en una longitud  $l_0 = 75cm$  se colocará:

**Estribo  $\emptyset 1/2''$ : 1 @5cm, 7@10cm, Rto. @15cm (Ver Fig. 5.4)**

### **(c) Traslapes**

Los traslapes sólo son permitidos dentro de la mitad central de la columna y éstos son proporcionados como empalmes a tracción. Esto se debe a la probabilidad que existe que el recubrimiento de concreto se desprenda en los extremos del elemento haciendo que estos empalmes se tornen inseguros.

**(Ver detalle en ANEXOS E. Planos Estructurales)**

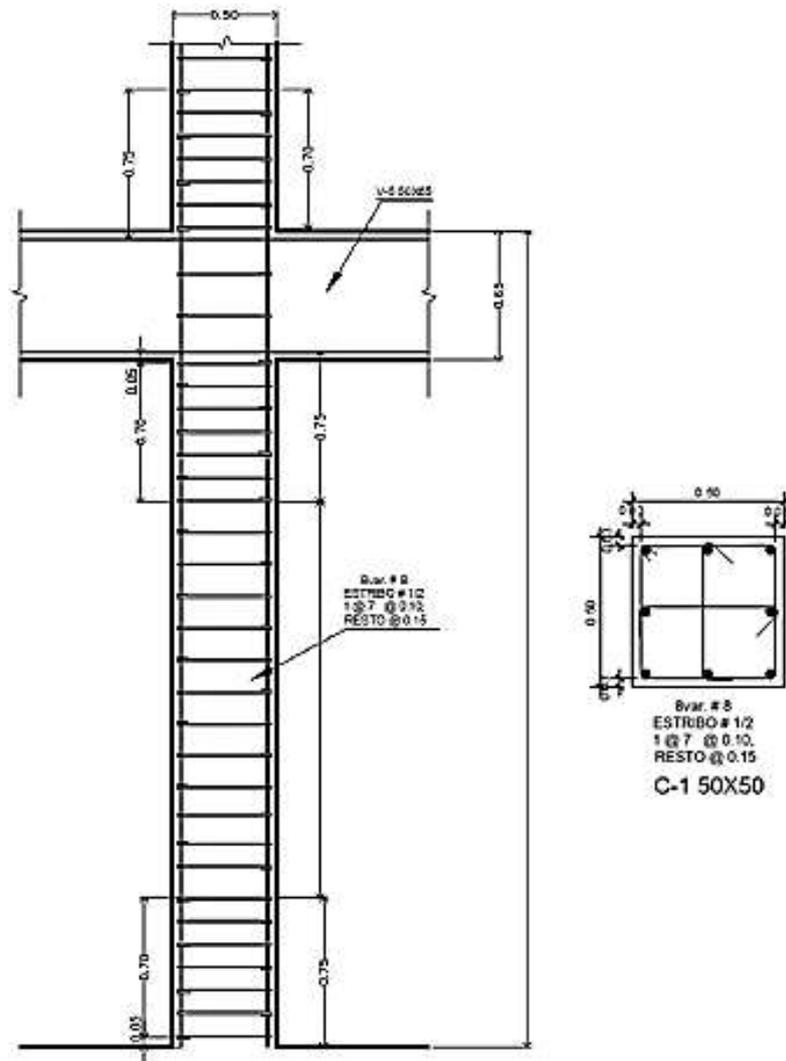


Fig. 5.4. Detalle de armados de columna C1-50X50

#### 5.4.4. Diagrama Iteración fuerza axial- momento

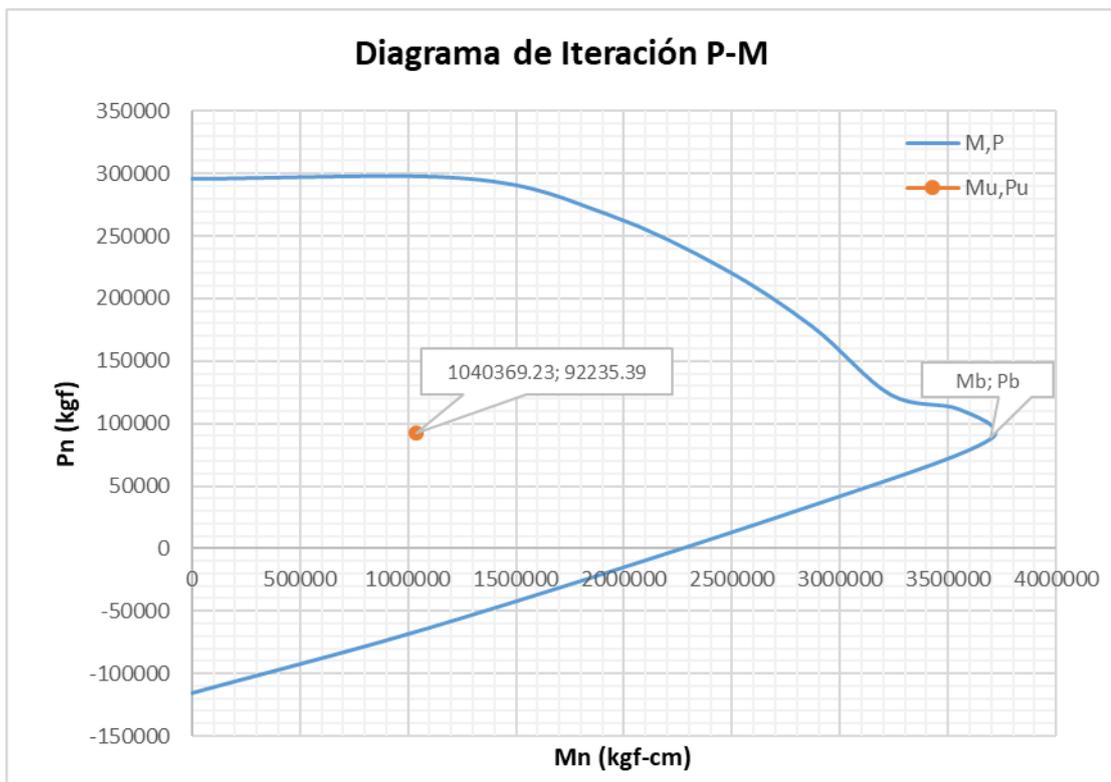
El diseño de Columnas se realiza usualmente calculando el diagrama de iteración de capacidad a fuerza axial y momento (**P-M**), El diagrama se construye con las fuerzas de Compresión  $\phi P_n$ , Momento  $\phi M_n$ , Tensión  $\phi T_n$ , y el punto balanceado ( $P_b, M_b$ ), el cual se determina usando la deformación unitaria del acero de fluencia  $\epsilon_s = 0.002$  y la deformación unitaria del concreto  $\epsilon_c = 0.003$ .

En la práctica es común desarrollar los diagramas de iteración P-M mediante softwares comerciales, con el fin de comparar la capacidad de las columnas con las cargas criticas actuantes **Pu, Mu**. Para el análisis de la columna **C1-50X50**, el diagrama de iteración se construyó haciendo uso ETABSv16, dicha grafica se presentan en la Tabla 5.6

**Tabla 5.6. Puntos de Diagrama de Iteración P-M.**

Puntos	P kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm
Pu=	92235.39	Mu=	1040369.23
1	295999.51	0	0
2	295999.51	0	1279298.85
3	267592.48	0	1921790.02
4	224708.06	0	2453221.38
5	177696.28	0	2870312.2
6	123289.98	0	3231144.49
7	111521.55	0	3548993.23
8	87868.94	0	3695524.03
9	33260.67	0	2847900.13
10	-58841.54	0	1184402.85
11	-115594.61	0	0

En el diagrama de Iteración P-M se demuestra que la capacidad de la viga esta sobrado en relación con las cargas críticas actuantes, resultando una relación de 45.9% de capacidad de la columna C1-50X50 analizada.



## 5.5. Diseño de Uniones Viga-Columna (Nudos)

El desempeño de los pórticos especiales y la integridad completa de la estructura dependen del comportamiento de las uniones vigas-columnas (Fanella, 2017).

### 5.5.1. Requerimientos de dimensionamiento

ACI 28.8.2.4. establece que debe satisfacerse que la profundidad del nudo, el cual es igual a la profundidad de la columna en la dirección de análisis, debe ser mayor o igual a la mitad de la profundidad de la viga que llega al nudo. De modo que esta condición se satisface

$$c_1 \geq h/2 = 50 \geq 65/2 = 32.5cm \quad ; \text{Cumple!} \quad \text{Ec. 5.34}$$

### 5.5.2. Requerimientos de diseño

#### (a) Requerimiento de Refuerzo Transversal

La cantidad mínima de refuerzo transversal requerida dentro de la junta es igual a la requerida en la zona de confinamiento de la columna (ACI 18.8.3.1). El ACI 18.8.3.2 establece una excepción a este requerimiento cuando la unión es confinada por vigas en sus cuatro lados (cuando el ancho de la viga es al menos  $\frac{3}{4}$  el ancho de la columna), en cuyo caso, es se permite usar el 50% del refuerzo transversal requerido en el ACI 18.7.5.4 . El espaciamiento máximo aumenta a 15cm.

*Dir. transversal*

$$b_w = 50cm \quad b_w = c_1 = 50 cm \quad ; \text{Cumple!} \quad \text{Ec. 5.35}$$

*Dir. longitudinal*

$$b_w = 40cm \quad b_w \geq 3/4 c_1 = 37.5 \quad ; \text{Cumple!} \quad \text{Ec. 5.36}$$

Por lo tanto;

**Nudo confinado en sus 4 caras**

$$A_{sh} = 3.38 cm^2 \quad 1/2 A_{sh} = 1.69 cm^2 \quad \text{Ec. 5.37}$$

Por lo tanto usar;

**2 ramas estribo  $\emptyset$  1/2" @ 15cm**

$$A_s = 2(21.27) = 2.54 cm^2$$

$$A_s \geq 1/2 A_{sh} \quad ; \text{Cumple!}$$

### **(b) Resistencia al Cortante**

Por lo general la resistencia a cortante en las uniones está en función de la resistencia a cortante del concreto de la sección transversal de la junta. El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo  $A_j$ , se calcula de acuerdo a lo establecido en el ACI 18.8.4.

$$A_j = c_1 x c_2; \quad \text{Cuando la viga tiene el mismo ancho que la columna} \quad \text{Ec. 5.38}$$

$$A_j = c_1 x w; \quad \text{Cuando la viga no tiene el mismo ancho que la columna} \quad \text{Ec. 5.39}$$

$$w = \text{menor}; \quad w = b_w + c_1 \qquad w = b_w + 2x \quad \text{Ec. 5.40}$$

$x$ : es la distancia más corta entre el filo de la viga y el de la columna

$$\text{Entonces;} \quad A_j = 50x \cdot 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

La resistencia nominal a cortante del nudo  $V_n$ , se calcula usando las ecuaciones de la tabla ACI 18.8.4.1, el cual se basa en la configuración del nudo y la cantidad de confinamiento proporcionada por las vigas que llegan al nudo. La siguiente ecuación debe satisfacerse en las uniones de un pórtico resistente a momento;

$$V_j \leq \phi V_n = \phi f_v \lambda \sqrt{f'_c} A_j \quad \text{Ec. 5.41}$$

$$\lambda = 1 \quad \text{Para concreto de peso normal}$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{ACI 21.2.4.3.}$$

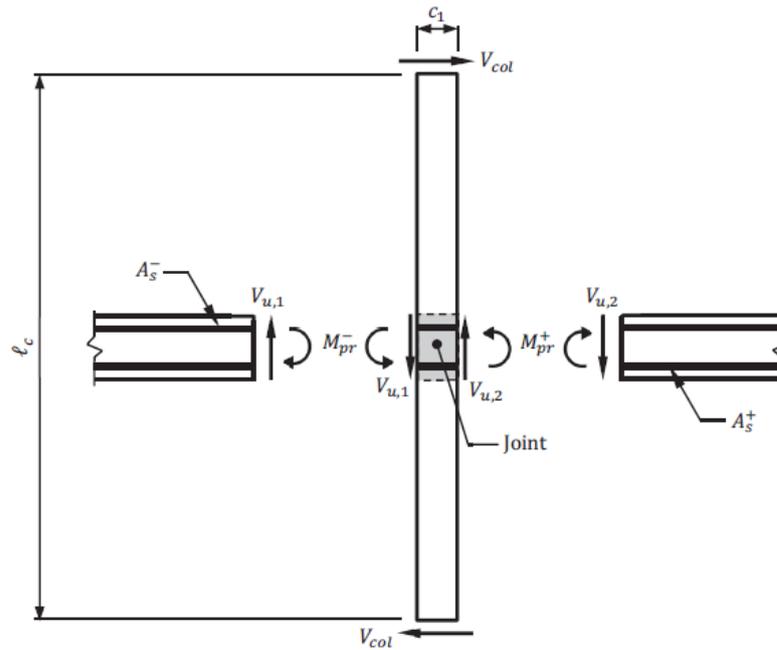
$$f_v = 5.3 \quad \text{Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras}$$

$$f_v = 4 \quad \text{Para nudos confinados por vigas en 3 o 2 de sus caras}$$

$$f_v = 3.2 \quad \text{Para otros casos}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 5.3 \times 1 \times \sqrt{210} \times 2,500 = 163,209 \text{ kgf}$$

El cortante actuante en el nudo  $V_j$ , se determina por estática asumiendo que el momento probable de la viga se desarrolla en la cara de la columna. La Fig. 5.5 representa un diagrama de cuerpo libre para una columna interior en el caso que la fuerza actúa al lado derecho. Es razonable suponer que el punto de inflexión ocurre en la altura media de la columna, por lo tanto, la longitud  $l_c$  es igual a la profundidad de la viga  $h$ , y la mitad de la altura de la columna arriba y debajo del nudo.



**Fig. 5.5. Esquema de fuerzas internas en la unión viga-columna**

La fuerza cortante en la columna  $V_{col}$ , se obtiene sumando los momentos alrededor del centro de la junta

$$V_{col} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_c} + \frac{(V_{u,1} + V_{u,2})(c_1/2)}{l_c} \quad \text{Ec. 5.42}$$

Donde;

$$l_c = H_1/2 + h + H_2/2 = 4.4/2 + 0.65 + 3.25/2 = 447.5\text{cm} \quad \text{Ec. 5.43}$$

Del análisis en ETABS se obtuvieron los momentos probables y las fuerzas cortantes para el nudo estudiado, correspondiente al nudo 52 del modelo, el cual se encuentra ubicado en el Eje 3. En la Tabla 5.7 se presenta un resumen de las fuerzas internas de los elementos al lado derecho e izquierdo del nudo en el sentido transversal (Dir. Y)

**Tabla 5.7. Fuerzas Cortantes y Momentos Probables alrededor del nudo.**

<i>Elemento</i>	$V_{u,2}$ <i>Kgf</i>	$M_{pr}^+$ <i>Kgf-cm</i>	$M_{pr}^-$ <i>Kgf-cm</i>
B69 /lado der.	34,291	3,423,772	-2,177,568
B68/lado izq	11,049	3,423,772	-2,177,568

Por lo tanto;

$$V_{col} = \frac{3,423,772 - 2,177,568}{447.5} + \frac{(34,291 + 11,049)(50/2)}{447.5} \quad \text{Ec. 5.44}$$

$$V_{col} = 5,317.77 \text{ kgf}$$

El cortante en la junta es obtenido por equilibrio estático de las fuerzas horizontales que actúan en el nudo como se observa en la Fig. 5.6. Suponiendo que la fuerza a tensión en el refuerzo de la viga es igual a  $1.25f_y$ , satisfaciendo el equilibrio se obtiene

$$V_j = 1.25 A_s^- f_y + 1.25 A_s^+ f_y - V_{col} \quad \text{Ec. 5.45}$$

El acero del refuerzo longitudinal fue calculado en la sección 5.3.2. (b) como resultado del análisis se propuso usar 4 var. #6 como refuerzo superior y 2 var. #6 como refuerzo inferior, por lo tanto, sustituyendo los valores tenemos;

$$V_j = 1.25 (11.4) 4,200 + 1.25 (7.12) 4,200 - 5,317.77 \text{ kgf} = 91,912.23$$

Por lo tanto;

$$V_j = 91,912 \leq \phi V_n = 163,209 \text{ kgf} \quad \text{¡Cumple!} \quad \text{Ec. 5.46}$$

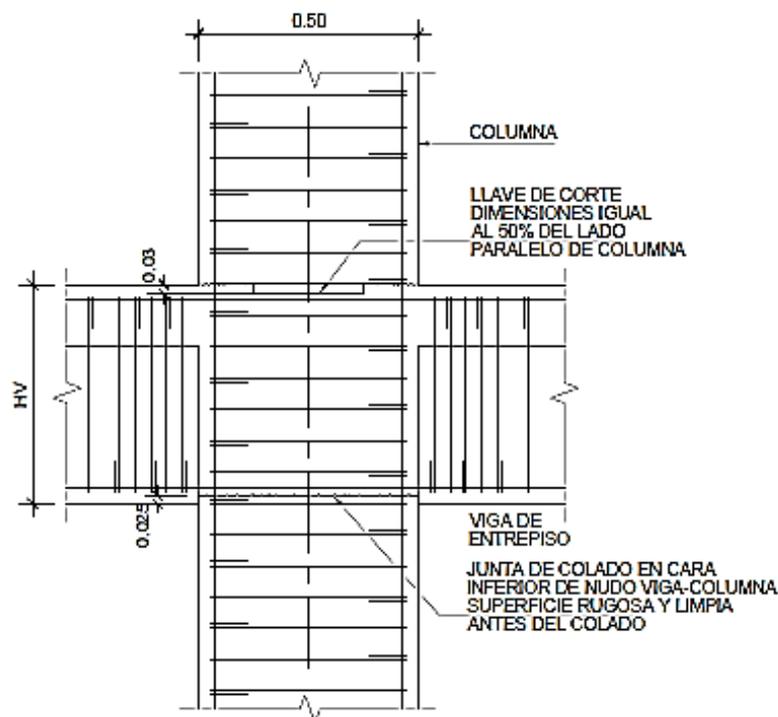


Fig. 5.6. Detalle Típico de la Junta.

## 5.6. Diseño de Estructura de Techo

En el cuarto nivel del edificio se colocará la estructura de techo flexible, con vigas, columnas y cubierta de metal, la cual se coloca sobre la estructura de concreto reforzada existente como se muestra en la Elevación Estructural Típica.

En el Eje A las columnas de concreto existentes se elevan a un nivel donde se tiene un parapeto debiendo colocarse sobre estas, columnas de caja metálica de **CM2-4x4x1/8"**. Todas las demás columnas se elevan 66 cm, sobre las cuales se dejaron unas esperas con platinas metálicas previstas para la colocación de las columnas metálicas de **CM1-4x6x3/16"** que soportarán la estructura de Techo. En la Fig. 5.7 y Fig. 5.8 se muestran las secciones metálicas utilizadas en la estructura de Techo

En la sección estructural típica se muestra el anexo de un corredor externo en los niveles 1, 2, y 3, debiendo colocarse una estructura en voladizos con vigas metálicas sobre las cuales se colocará lámina troquelada y losa de concreto superior de 5 cm.

### CUADRO DE SECCIONES METALICAS

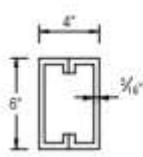
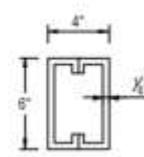
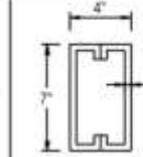
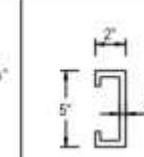
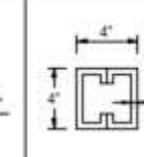
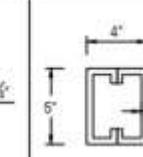
CM-1/VM-3	VM-1	VM-2	P-1	CM-2/VM-4	VM-5
					
CAJA METALICA	CAJA METALICA	CAJA METALICA	PERLIN METALICO	CAJA METALICA	CAJA METALICA
4"x6"x3/16"	4"x6"x1/8"	4"x7"x3/16"	2"x5"x1/16"	4"x4"x1/8"	4"x6"x1/8"
ESC: 1:10	ESC: 1:10				

Fig. 5.7. Secciones metálicas de techo

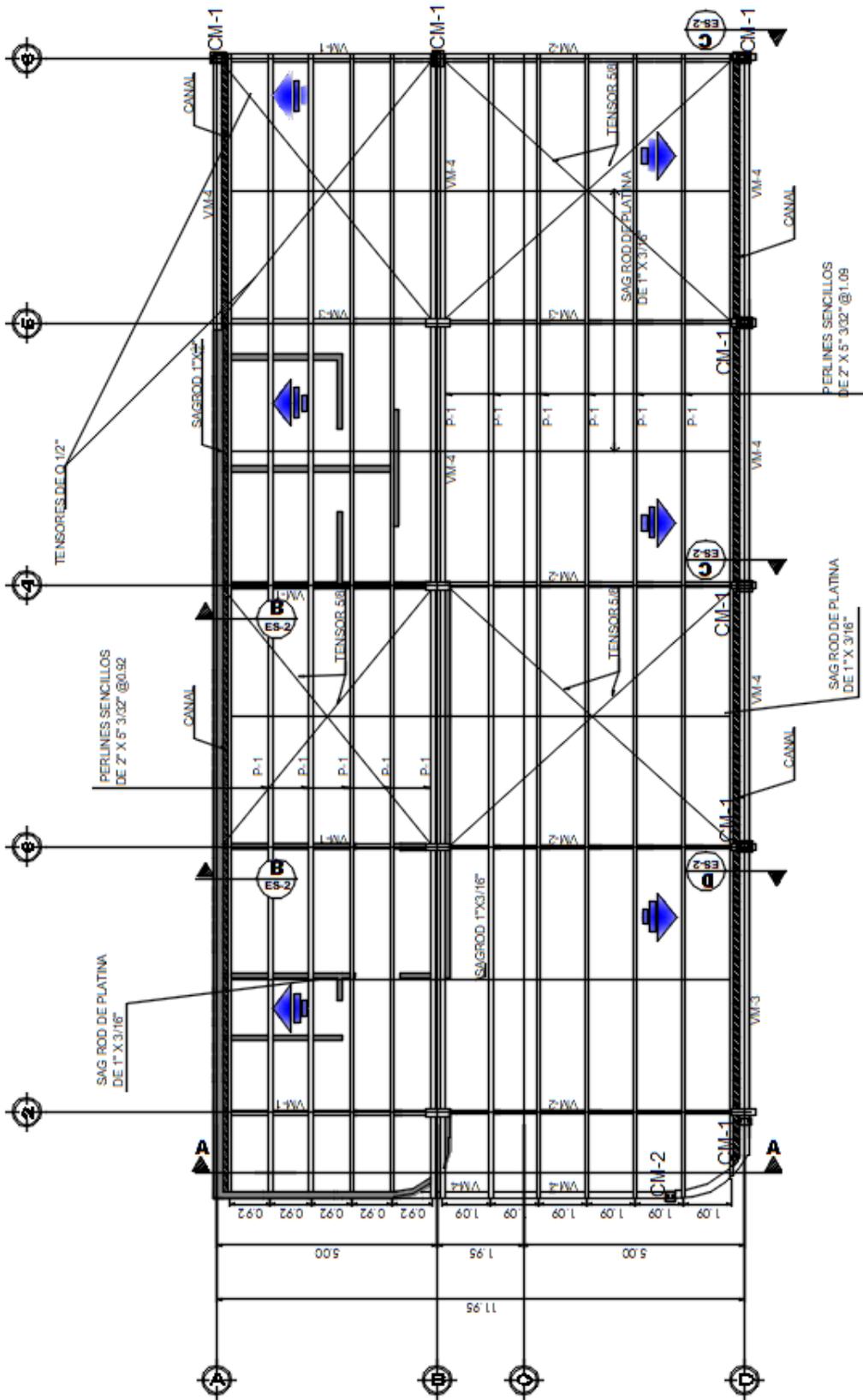


Fig. 5.8. Planta Estructural de Techo

PLANTA ESTRUCTURAL DE TECHO

ESCALA

1:75

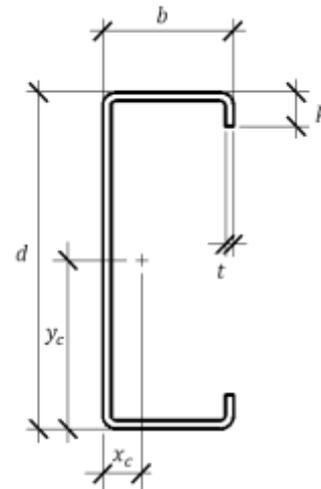
### 5.6.1. Diseño de clavador de techo.

Se utilizaron secciones metálicas de perlines **P1-2x5x1/8"**, de acero estructural Grado 36 espaciados **@1.09 m**, el cual tiene una longitud de **6 m** y se considera restringido por el uso de sag rod. Las propiedades del acero son las siguientes;

Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 29,000 \text{ ksi}$        $E_s = 2,030,000 \text{ kg/cm}^2$   
 Esfuerzo de fluencia del acero       $f_y = 36 \text{ ksi}$        $f_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$

Las propiedades geométricas del perlín son las siguientes;

$b =$             2.00 pulg  
 $d =$             5.00 pulg  
 $t =$             0.09 pulg  
 $p =$             0.63 pulg  
 $A =$             0.93 pulg<sup>2</sup>  
 $y_{cg} =$         2.50 pulg  
 $x_{cg} =$         0.64 pulg  
 $I_x =$          3.59 pulg<sup>4</sup>  
 $I_y =$          0.50 pulg<sup>4</sup>  
 $S_x =$          1.43 pulg<sup>3</sup>  
 $S_y =$          0.37 pulg<sup>3</sup>



Las cargas aplicadas al elemento se detallan a continuación

#### Carga muerta

Descripción	q (kg/m <sup>2</sup> )	w (kg/m)
Peso propio		4.69
Lámina de zinc corrugado cal. 24	6.10	6.10
Cielo falso Plycem con perfiles de aluminio	8.00	8.00
Lámparas y accesorios	6.00	6.00
<b>TOTAL =</b>		<b>24.79</b>

#### Carga viva

Descripción	q (kg/m <sup>2</sup> )	P (kg)
Carga uniformemente distribuida (RNC-07 Art. 11)	10.00	
Carga concentrada en el centro (RNC-07 Arto. 11)		100.00
<b>TOTAL =</b>	<b>10.00</b>	<b>100.00</b>

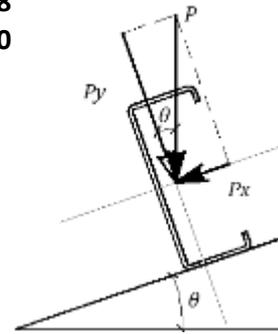
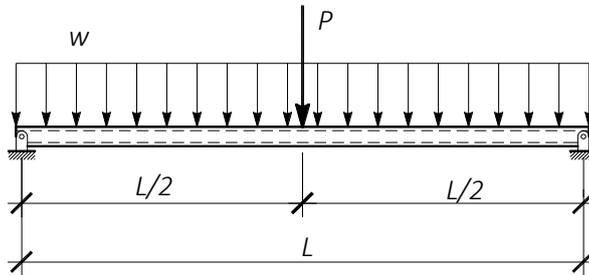
#### Carga de viento

Descripción	pz (kg/m <sup>2</sup> )	w (kg/m)
Succión	-51.46	-51.46
<b>TOTAL =</b>	<b>-51.46</b>	<b>-51.46</b>

Las combinaciones de carga para las cargas inclinadas se descomponen en un par de fuerzas mediante las ecuaciones siguientes;

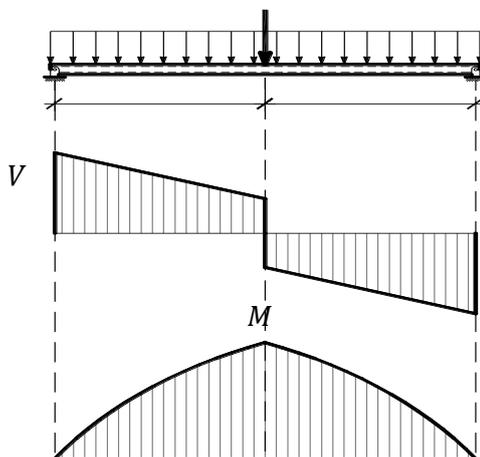
$$w_y = w \cos \theta \quad \text{Ec. 5.47} \quad P_y = P \cos \theta \quad \text{Ec. 5.48}$$

$$w_x = w \sin \theta \quad \text{Ec. 5.49} \quad P_x = P \sin \theta \quad \text{Ec. 5.50}$$



**Tabla 5.8. Componentes de las Fuerzas gravitacionales**

	$w_x$ (kg/m)	$w_y$ (kg/m)	$P_x$ (kg)	$P_y$ (kg)
<b>CM</b>	7.12	23.74	—	—
<b>CV</b>	2.87	9.58	28.73	95.78
<b>Pz</b>	—	-51.46	—	—
<b>CM+CV</b>	33.32	10.00	95.78	28.73
<b>CM+Pz</b>	-27.71	7.12	—	—
<b>0.6CM+Pz</b>	-37.21	4.27	—	—



$$M_x = \frac{w_y L_x^2}{38} + \frac{P_y L_x}{8} \quad \text{Ec. 5.51}$$

$$M_y = \frac{w_x L_y^2}{32} + \frac{P_x L_y}{8} \quad \text{Ec. 5.52}$$

$$V_y = \frac{w_y L}{2} + \frac{P}{2} \quad \text{Ec. 5.53}$$

**Tabla 5.9. Combinaciones de Carga aplicados**

	COMB1	COMB2	COMB3
$M_x$ (kg-m)	109.32	-31.18	-41.86
$M_y$ (kg-m)	32.80	8.01	4.81
$V_y$ (kg)	193.66	-41.57	-55.82

(a) Resistencia nominal a flexión

$$M_{nx} = F_y S_x = 2520 \times 1.43 = 594.92 \quad \text{kg-m} \quad \text{Ec. 5.54}$$

$$M_{ny} = F_y S_y = 2520 \times 0.37 = 153.61 \quad \text{kg-m} \quad \text{Ec. 5.55}$$

Se realiza la verificación por medio de la ecuación de interacción

$$\frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} \leq 1.00 \quad (\text{Ec. C.5.2.1-3 AISI-2007})$$

F.S por Flexión;  $\Omega_b = 1.67$  (AISI-2007)

$$COMB1 = 0.66 \leq 1.00 \quad \text{¡ Cumple!}$$

$$COMB2 = 0.17 \leq 1.00 \quad \text{¡ Cumple!}$$

$$COMB3 = 0.17 \leq 1.00 \quad \text{¡ Cumple!}$$

(b) Resistencia a Cortante

$$h/t = 51.33$$

$$k_v = 5.34$$

(Alma no reforzada, AISI 2007 C3.2)

$$\sqrt{\frac{E k_v}{F_y}} = 65.59$$

$$1.51 \sqrt{\frac{E k_v}{F_y}} = 99.04$$

$$\text{Si } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E k_v}{F_y}} \rightarrow V_n = 0.6 F_y h t \quad (\text{Ec. C3.2.1-2 AISI ASD 2007})$$

$$V_n = 0.6 F_y h t = 4419.64 \text{ kg}$$

F.S. Cortante  $\Omega_v = 1.60$  (AISI 2007)

$$\frac{\Omega_v V_y}{V_{ny}} = 0.07 \leq 1.0 \quad \text{¡ Cumple!}$$

(c) Control de la deflexión

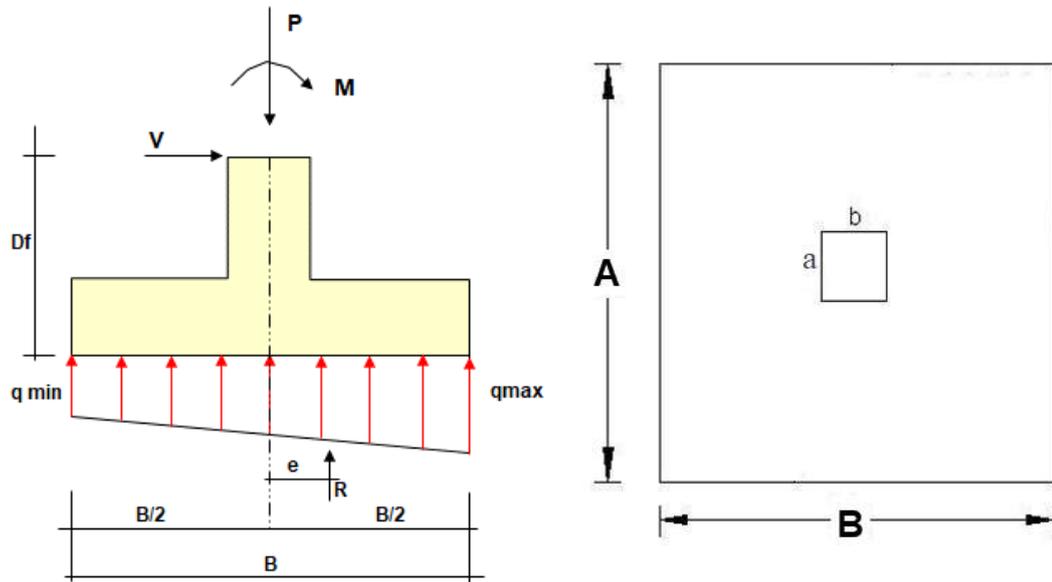
$$\Delta = \frac{5w_y L^4}{384 E I_x} + \frac{P_y L^3}{48 E I_x} = 0.293 \text{ cm} \quad \text{Ec. 5.56}$$

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{L}{240} + 0.5 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Ec. 5.57}$$

$$\Delta \leq \Delta_{\text{perm}} \quad \text{¡ Cumple!}$$

## 5.7. Diseño de Cimentaciones

Para el diseño de los cimientos se tomaron los valores máximos de las reacciones en los apoyos del análisis en ETABS. La cimentación consiste en una zapata aislada cargada excéntricamente con las siguientes propiedades;



### GEOMETRIA

A =	1.80	m
B =	1.80	m
a (C1)=	0.50	m
b (C2)=	0.50	m
h =	0.40	m
Df =	1.65	m
r =	8.00	cm
d =	30	cm

### PROPIEDADES

cap.de carga	qadm = 20.0	ton/m <sup>2</sup>
Relleno	γs = 1.60	ton/m <sup>3</sup>
acero de ref.	fy = 4200	kg/cm <sup>2</sup>
Concreto	f'c = 210	kg/cm <sup>2</sup>

### CARGA

P =	17.41	ton.
Vx =	22.84	ton.
Mx =	16.34	ton-m

### Peso de la estructura

zapata =	$A \times B \times h \times 2.40 =$	3.11	ton.	<b>Ec. 5.58</b>
dato =	$a \times b \times (Df - h + h') \times 2.40 =$	0.75	ton.	<b>Ec. 5.59</b>
relleno =	$[(A \times B) - (a \times b)] \times (Df - h) \times \gamma_s =$	5.98	ton.	<b>Ec. 5.60</b>
Fuerza Axial	Pu =	17.41	ton.	
<b>Sumatoria</b>	<b>P<sub>T</sub> =</b>	<b>27.25</b>	<b>ton.</b>	

### Excentricidad

$$e = M/P = 0.30 \text{ m}$$

Ec. 5.61

$$B_{min} = 6e = 1.80 \text{ m}$$

Ec. 5.62

La normal P, cae dentro del núcleo central de la zapata

### Esfuerzos máx. / min del suelo

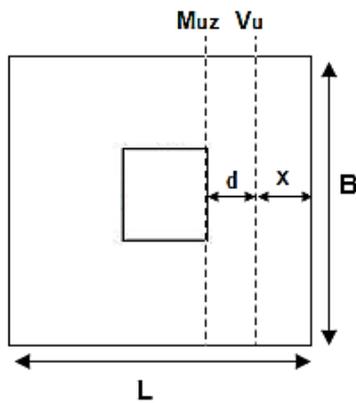
$$q_{min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 0.0053 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ec. 5.63}$$

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 16.8160 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ec. 5.64}$$

$$q_{max} \leq q_{adm}$$

**iCumple!**

### Resistencia a Cortante en 1 Dir.



$$d = h - rec = 0.30 \text{ m}$$

$$X = 0.35 \text{ m}$$

$$A_1 = L \cdot X = 0.63 \text{ m}^2$$

$$q_x = 13.55 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{prom} = 15.18 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = q_{prom} \times A_1 = 9.57 \text{ ton} \quad \text{Ec. 5.65}$$

$$\phi V_n = \phi (0.53 b d \sqrt{f'_c}) = 31.11 \text{ ton} \quad \text{Ec. 5.66}$$

$$\phi V_n \geq V_u = \text{iCumple!}$$

### Resistencia a Cortante en 2 Direcciones.

$$d = h - rec = 0.30 \text{ m}$$

$$c + d = 0.80 \text{ m}$$

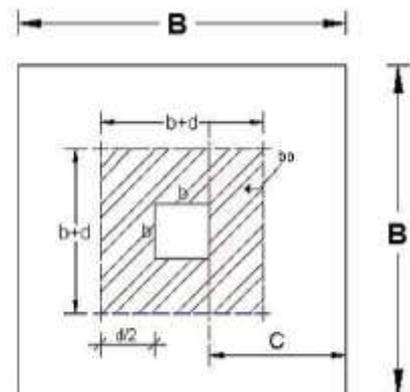
$$b_0 = 3.20 \text{ m}$$

$$A_2 = A_T - A_0 = 2.60 \text{ m}^2$$

$$q_{prom} = 8.41 \text{ ton/m}^2$$

$$\alpha_s = 30.00 \text{ zap. borde}$$

$$\beta = L/B = 1.00$$



**Resistencia a Cortante en 2 Direcciones.**

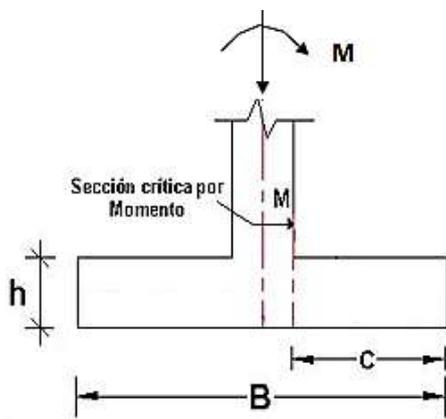
$$V_u = q_{prom} \times A_2 = \quad \mathbf{21.87} \quad \mathbf{ton}$$

$$\phi V_n = \phi \left( f_v b_0 d \sqrt{f'_c} \right) = \quad \mathbf{114.77} \quad \mathbf{ton} \quad \mathbf{Ec. 5.67}$$

$$f_v = menor \begin{cases} (2 + 4/\beta)0.27 & 1.62 \\ (2 + \alpha_s d)0.27 & 2.97 \\ 1.10 & \mathbf{iRige!} \end{cases} \quad \mathbf{Ec. 5.68}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \mathbf{iCumple!}$$

**Refuerzo por Flexión**



d = h-rec=	0.30	m
C=	0.65	m
q x=	10.74	ton/m <sup>2</sup>
Mx=	5.62	ton-m
jd=	0.95	para zapatas
φ=	0.90	flexión

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \quad 0.0033 \quad \mathbf{iRige!}$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} B d \quad 17.82 \quad \text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_x}{\phi f_y j d} \quad 1.57 \quad \text{cm}^2 \quad \mathbf{Ec. 5.69}$$

$$A_s \leq A_{s,min} \quad \text{"usar acero min"}$$

**usar 9 var. #5 A/D** (Ver detalle en Fig. 5.9)

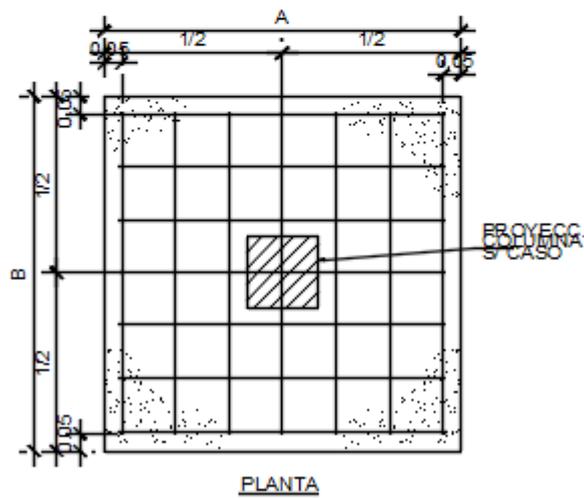
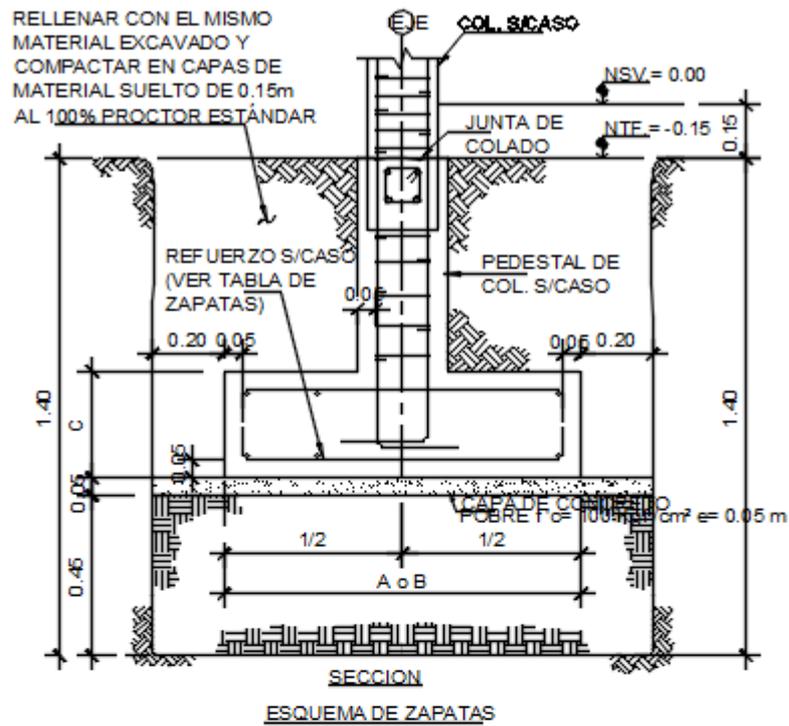


TABLA DE ZAPATAS				
TIPO	DIMENSIONES (m)			REFUERZOS
	A	B	C	
Z - 1	1.80	1.80	0.40	9 # 5 AMBAS DIRECCIONES
Z - 2	1.80	3.50	0.40	9 # 5 A/D TRANSVERSAL (A) 18 # 5 A/D LONGITUDINAL (B)

Fig. 5.9. Armado de Zapatas.

---

## CONCLUSIONES

---

Finalizado el estudio objeto de esta investigación se llegaron a las siguientes conclusiones;

1. El método de Distribución de Momentos de Hardy Cross empleado en el diseño original de la estructura aporricada, constituyó un método poderoso para dar solución al análisis de marcos simples. Dicho método fue aplicado impecablemente por el ingeniero diseñador, Ing. Eduardo Gómez Alemán en el año de 1998, cuando aún los métodos computacionales no contaban con una gran difusión entre oficinas de diseño estructural, y la única manera de resolver un sistema estructural consistía en métodos manuales.
2. En la actualidad, los métodos computacionales representan una herramienta indispensable para el análisis y diseño de todo tipo de sistemas estructurales. En este caso se realizó el análisis y diseño de la estructura a base de pórticos especiales de concreto reforzado mediante el programa ETABS v.16.2.0. Dicho análisis consistió en la modelación de las características de la estructura existente y la estructura de techo, obteniendo como resultado una base comparativa acerca del diseño de la estructura aplicando los códigos actuales.
3. El diseño original fue realizado bajo la metodología del comportamiento elástico de los materiales, el cual consiste en la aplicación de las fuerzas elásticas que conduce a un diseño robusto de las secciones, lo que resulta en un diseño poco económico de los elementos. En cambio, un diseño de la estructura considerando su incursión en el rango inelástico, permite a la estructura asimilar la mayor parte de energía del sismo bajo un esquema de control de daños.

4. Dado que económicamente resulta indeseable diseñar edificios para resistir los sismos de forma elástica, se realizó el diseño sismorresistente de la estructura de pórticos especiales resistente a momento de manera dúctil, cumpliendo con el capítulo 18 del ACI 318-14.
5. Del análisis estructural se concluye que el edificio es “fuertemente irregular” de acuerdo a la sección 4.1.7. Lo cual se produce a causa del balcón voladizo que genera un cambio brusco de rigidez de la estructura a partir del Nivel 1 y con ello una excentricidad que excede el 20% de la dimensión en planta medida paralelamente. Por lo tanto, se castigó a la estructura con un factor de corrección por irregularidad aplicado al factor de ductilidad de la estructura en dirección X, produciéndose fuerzas laterales equivalentes mayores en dicha dirección.
6. Se observa que la rigidez de la estructura es menor en el eje transversal (Dir. X) que en el eje longitudinal (Dir. Y), las secciones de las vigas son de mayor peralte transversal de acuerdo al diseño original. Lo cual es congruente con la sección 4.2. donde se constata que el periodo de la estructura es mayor en dirección X que en Y. Ya que las fuerzas laterales son mayores en este sentido, se revisó que los desplazamientos cumplieran con los límites de servicios y colapso establecidos en el Arto 34 del RNC-07. Dichos límites se cumplen satisfactoriamente en la sección 4.5.
7. La viga V5-50X65 seleccionada para el análisis se detalló de acuerdo al ACI 18.6. cumpliendo con todos los requerimientos de resistencia y deflexiones permisibles tomando en cuenta la inercia agrietada de la sección. El refuerzo se detalló para que cumpliera con los requerimientos de viga dúctil. Se concluye que el diseño de las secciones difiere del diseño original en la disposición del acero longitudinal y transversal, debido a que en el diseño original no se considera el detallado dúctil de la viga. Sin embargo, las secciones fueron diseñadas para resistir los esfuerzos de momento provenientes del análisis elástico de la estructura.

8. En la columna C1-50x50 propuestas en el diseño original se verificó que cumple la condición de columna fuerte – viga débil, igualmente satisface el refuerzo mínimo de la sección y la resistencia a cortante y flexocompresión biaxial de acuerdo a la sección ACI 18.7. Sin embargo, se observa que el refuerzo propuesto trabaja a tan solo 45% de su capacidad de acuerdo al diagrama de iteración Fuerza Axial y Momento, que se presenta en la sección 5.4.4, lo que indica que el refuerzo longitudinal esta de lado de la seguridad basado en diseño convencional, lo que se verá reflejado en los costos de construcción.
9. Para el diseño de las uniones viga-columna se verificó que el nudo se encuentra confinado por vigas en todas sus direcciones y cumple satisfactoriamente con la resistencia a cortante, por lo tanto, se asegura el comportamiento rígido del nudo.
10. El diseño de cimentaciones consiste en el diseño de una zapata aislada que se presenta en la sección 5.7. Con lo cual se logró verificar que las secciones propuestas en el diseño original son capaces de resistir las reacciones de la estructura de forma satisfactoria.
11. En general, se ha llegado a la conclusión que la estructura es capaz de soportar satisfactoriamente las solicitaciones para las cuales fue diseñada.

---

## RECOMENDACIONES

---

En base a la investigación realizada se recomienda lo siguiente;

1. Realizar una inspección del sitio y verificar las condiciones de la construcción existente, particularmente que no haya existencia de grietas, ni fisuras significativas que provoquen la falla del concreto.
2. Realizar pruebas de resistencia del concreto para verificar su calidad.
3. Realizar trabajos de mantenimiento del concreto aplicando una capa de impermeabilizante en el último nivel de azotea y realizar la limpieza de la corrosión del acero que se encuentra expuesto a la intemperie.
4. Construir la estructura de techo sobre las platinas de espera colocadas en el último nivel construido.
5. Recubrir las cerchas de acero con un panel de recubrimiento liviano. Se recomienda usar Plycem para exteriores.
6. Empotrar vigas metálicas VM5-4"x8"x3/16" cada 1.5 m a lo largo de las vigas en el eje D para la colocación de la losa-acero que servirá como pasillo.

---

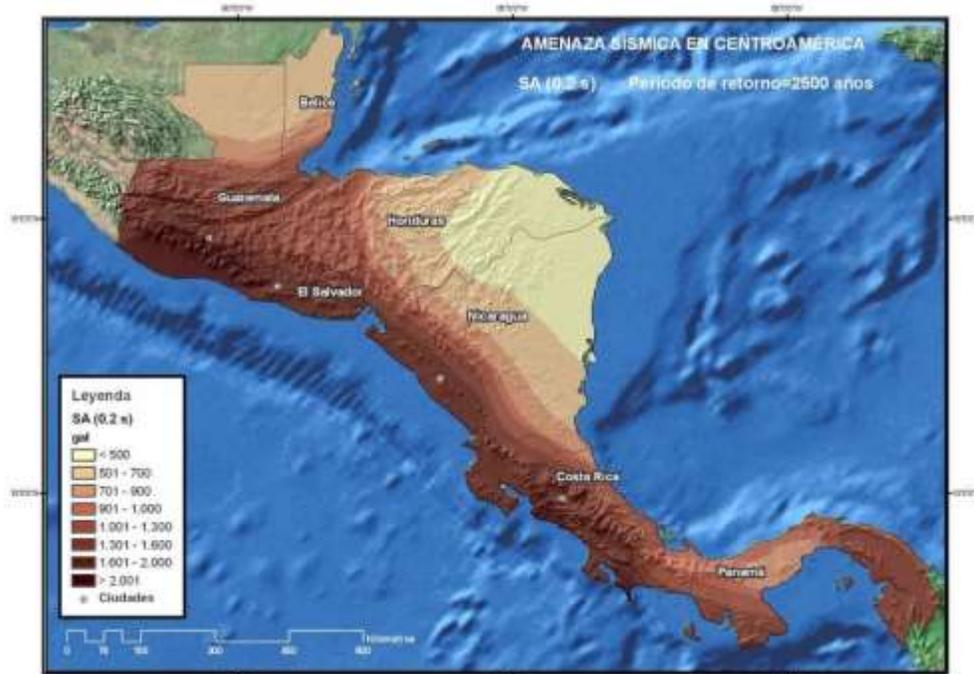
## BIBLIOGRAFÍA

---

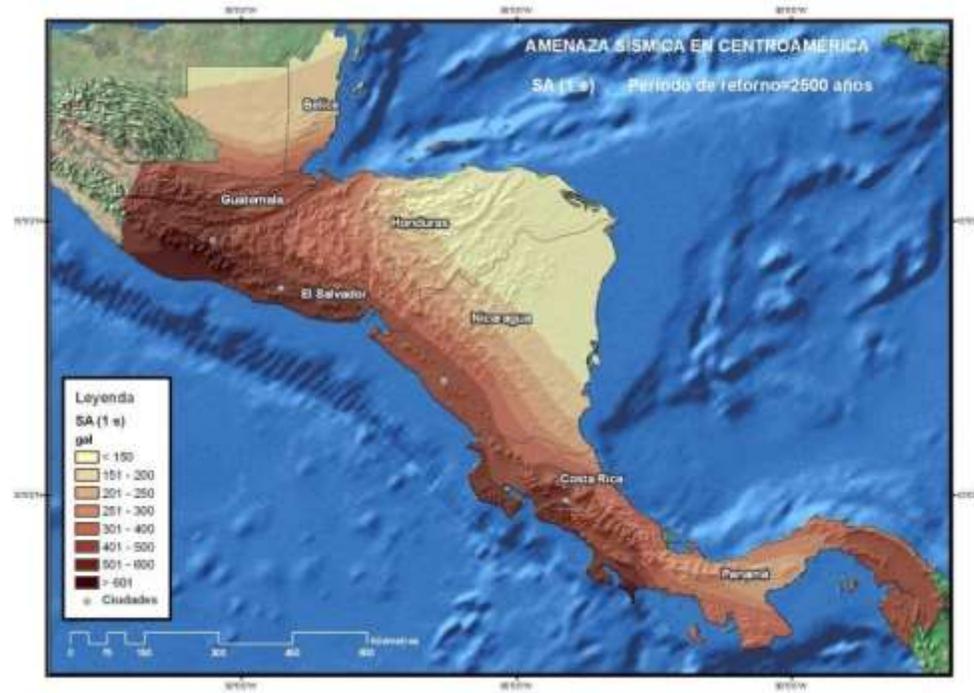
- American Concrete Institute ACI SP-17(14). (2016). . *“The Reinforced Concrete Design Handbook.”* . Miami: Volumen 1 .
- American Concrete Institute. Comité 318. (2014). *“Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentarios (ACI 318RS-14)”*. Farmington Hills.
- American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-16. (2016). *“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”*. USA.
- Bazán Enrique, Meli Roberto (2003). *“Diseño Sísmico de Edificios”*. Limusa. México
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. México: Pearson Educación.
- Climent, Á., Rojas, W., Alvarado, G., & Benito, B. (2008). *Proyecto Resis II - Evaluación de la amenaza sísmica en C.R.*
- Delgado Sebastián A., Barboza Eudio O. (2014). *“Concreto Armado. Temas Especiales”*. Ediciones Astro Data. Primera Edición. Venezuela.
- Fanella, D. A. (2017). *“Design and Detailing of Low Rise Reinforced Concrete Buildings” Based on ACI 318-14*. Schaumburg, Illinois: CRSI Edition. 1rst. Edition.
- Gómez A. Eduardo, Morales M. Juan José. (1998). *“Diseño de Elementos de Concreto. Complejo Comercial San Juan”*. Granada.
- Hernández Carlos A. (2013). Tesina para optar por el grado de Especialista de Estructuras. *“Análisis y Modelación de una plataforma marina”*. Universidad Autónoma de México.
- Hernández Eliud (2018). I Congreso Internacional de Estructuras de Edificación. *“Estudio de Pórticos Especiales Resistentes a Momento”*. España.
- McCormac, J. C. (2012). *Análisis de Estructuras*. México: Alfaomega.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Estructuras de Concreto*. México: Alfaomega.
- Ministerio de Transporte e infraestructura, MTI. (2007). *“Reglamento Nacional De Construcción (RNC-07)”* Managua, Nicaragua.
- Ministerio de Transporte e infraestructura, MTI. (2017). *“Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural (CR-001)”* Managua, Nicaragua.

- Ministerio de Transporte e infraestructura, MTI. (2017). *“Norma Mínima de Diseño y Construcción general de Acero Estructural (AE-001)”* Managua, Nicaragua.
- Ministerio de Transporte e infraestructura, MTI. (2017). *“Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería (MP-001)”* Managua, Nicaragua.
- Manohar, S., & Madhekar, S. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. India: Springer.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., & Lubke, C. D. (2008). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. Gaithersburg: NEHRP .
- Priestley, M. J., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pravia, Italia: IUSS PRESS.
- Saavedra Yancarlos (2018). *“Reseña histórica del método de Cross”*.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (2012). *2012 IBC. SEAOC Structural / Design Manual. Volume 3. Examples for Concrete Buildings*. Sacramento, California: International Code Council.
- Traña F. Federico. (2019). *Verificación de memoria de cálculo estructural. Edificio múltiplos*. Granada.

ANEXO A. Clasificación de la estructura. (ASCE/SEI 7-16)



(a) SA (0.2s)



(b) SA (1.0s)

Fig. A.1. Mapas de amenaza sísmica en América Central. PR=2500 años. (Proyecto s II)

**Tabla A1 Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras por deslave, viento, nieve, y sismo.**

Naturaleza de ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras que representan bajo riesgo para la vida humana en el caso de fallar, incluyendo, pero no limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Facilidades agrícolas</li> <li>• Algunas facilidades temporales</li> <li>• Facilidades menores de almacenamiento</li> </ul>	I
<p>Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellas listadas en las Categorías de Ocupación I, III, y IV.</p>	II
<p>Edificios y otras estructuras, cuya falla podría representar un riesgo substancial para la vida humana, incluyendo, pero no limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Edificios y otras estructuras donde se congregan más de 300 personas en un área</li> <li>• Edificios y otras estructuras con facilidades de guardería con una capacidad de más de 150</li> <li>• Edificios y otras estructuras con facilidades de escuelas de primaria y secundaria con una capacidad de más de 250</li> <li>• Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor a 500 para universidades o facilidades de educación adulta</li> <li>• Facilidades de cuidados médicos con una capacidad de 50 o más pacientes residentes, que no cuenten con facilidades de tratamiento de emergencia y cirugías</li> <li>• Prisiones y facilidades de detención</li> </ul>	III
<p>Edificios y otras estructuras, no incluidas en la Categoría de riesgo IV, con potencial de causar impacto económico y/o interrupción masiva de la vida cotidiana de los civiles en caso de falla.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estaciones generadoras de energía</li> <li>• Facilidades de tratamiento de agua</li> <li>• Facilidades de tratamiento de aguas residuales</li> <li>• Centros de telecomunicaciones</li> </ul>	
<p>Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de riesgo IV (incluyendo, pero no limitada a, facilidades que manufacturan, procesan, almacenan, usan o disponen de sustancias como combustibles peligrosos, químicos peligrosos, desechos peligrosos, o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas, donde su cantidad excede una cantidad límite establecida por la autoridad con jurisdicción y es suficiente para representar una amenaza al público si es liberada.</p>	

Edificios y otras estructuras designadas como facilidades esenciales, incluyendo, pero limitados a:

- Hospitales y otras instalaciones de servicios de salud que tengan instalaciones de cirugías o tratamientos de emergencia
- Estaciones de bomberos, rescate, ambulancias y policía y estacionamientos de vehículos de emergencia
- Refugios designados para terremotos, huracanes u otras emergencias
- Centros designados para alertas de emergencia, comunicaciones, operaciones y otras instalaciones requeridas para respuestas de emergencia
- Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de servicios públicos que se requieren en una emergencia
- Estructuras auxiliares (incluyendo, pero no limitadas a torres de comunicaciones, tanques de almacenaje de combustible, torres de enfriamiento, estructuras de subestaciones eléctricas, tanque de almacenaje de agua para bomberos u otras estructuras que alojen o soporten agua, u otro tipo de material o equipo extintor de incendios) requeridas para la operación de estructuras de ocupación de categoría IV durante una emergencia
- Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia para aviones
- Instalaciones de almacenaje de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión hidráulica para la extinción de incendios
- Edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas de defensa nacional

IV

Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitadas a instalaciones de manufactura, proceso, manejo, almacenaje, uso o disposición de sustancias tales como combustibles peligrosos, sustancias químicas peligrosas, residuos peligrosos) que contengan sustancias muy tóxicas donde la cantidad del material exceda una cantidad umbral establecida por la autoridad que tenga jurisdicción.

Los edificios y otras estructuras que contengan sustancias muy tóxicas serán elegibles para ser clasificadas como estructuras de categoría de ocupación II si puede demostrarse a satisfacción de la autoridad que tenga jurisdicción mediante una evaluación de riesgo como se describe en la sección 1.5.2 que una liberación de las sustancias muy tóxicas no representan una amenaza para el público. Esta clasificación reducida no se permitirá si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales.

---

FUENTE: ASCE-SEI 7-05

**Tabla A2 Clasificación del sitio**

Clasificación del sitio	$\bar{v}_s$
A. Roca dura	$\bar{v}_s > 1500 \text{ m/s}$
B. Afloramiento rocoso	$750 < \bar{v}_s \leq 1500 \text{ m/s}$
C. Suelo firme	$360 < \bar{v}_s \leq 750 \text{ m/s}$
D. Suelo moderadamente blando	$180 < \bar{v}_s \leq 360 \text{ m/s}$
E. Suelo muy blando	$\bar{v}_s < 180 \text{ m/s}$

FUENTE: ASCE/SEI 7-16

**Tabla A3 Coeficiente del sitio,  $F_a$** 

Clasificación del sitio	Parámetro de respuesta de aceleración espectral máxima del sismo considerado como objetivo de daño en período corto				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.25$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver sección 11.4.7 de ASCE/SEI 7-16				

Nota: Usar interpolación directa lineal para valores intermedios de  $S_s$ 

FUENTE: ASCE/SEI 7-16

**Tabla A4 Coeficiente del sitio,  $F_v$** 

Clasificación del sitio	Parámetro de respuesta de aceleración espectral máxima del sismo considerado como objetivo de daño en período de 1 s				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.4
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver sección 11.4.7				

Nota: Usar interpolación directa lineal para valores intermedios de  $S_1$ 

FUENTE: ASCE/SEI 7-16

**Tabla A5 Categoría de Diseño Sísmico basado en parámetro de respuesta de aceleración espectral en período corto**

Valor de $S_{DS}$	Categoría de Ocupación	
	I ó II ó III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

FUENTE: ASCE/SEI 7-16

**Tabla A6 Categoría de Diseño Sísmico basado en parámetro de respuesta de aceleración espectral en período de 1 s**

Valor de $S_{D1}$	Categoría de Ocupación	
	I ó II ó III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

FUENTE: ASCE/SEI 7-16

**Tabla A7 Coeficientes de diseño y Factores para Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas**

Sistema Resistente a Fuerzas Laterales	Sección del ASCE 7 donde se especifican los requerimientos de detallado	Limitaciones del Sistema Estructural				
		Categoría de Diseño Sísmico				
		B	C	D	E	F
<b>SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTOS</b>						
Marcos especiales de momento de concreto reforzado	12.2.5.5 y 14.2	NL	NL	NL	NL	NL
Marcos intermedios de momento de concreto reforzado	14.2	NL	NL	NP	NP	NP
Marcos ordinarios de momento de concreto reforzado	14.2	NL	NP	NP	NP	NP

NL: No limitado.

NP: No permitido.

FUENTE: ASCE/SEI 7-16

## ANEXO B. Análisis de la estructura (RNC-07).

### B1. Análisis para determinar cargas de Sismo

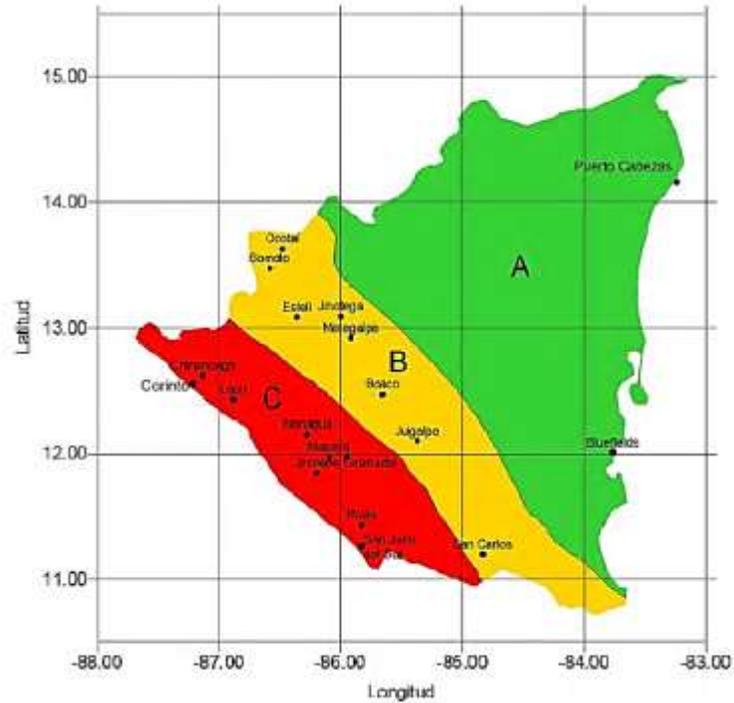


Fig. B1. Zonificación sísmica de Nicaragua

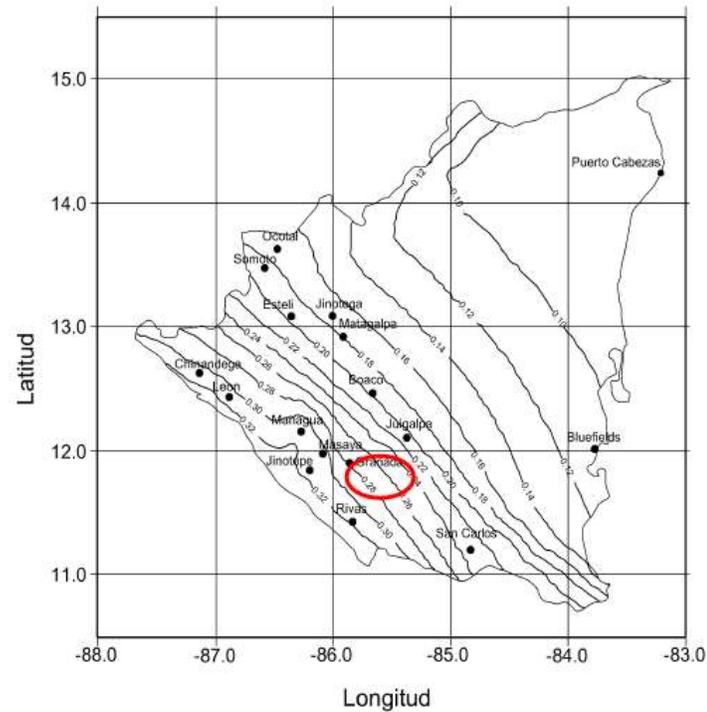


Fig. B2. Mapa de isoaceleraciones de Nicaragua

## Condiciones de irregularidad

1- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos, además sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

2- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

$H/B = 1.38$       **Cumple**

3- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5

$L/B = 2.02$       **Cumple**

4- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

5- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente

6- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

7- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Nivel	$W_0$ [ton]	%W
4	50.90	15%
3	345.61	93%
2	370.40	94%
1	392.05	

8- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos **resistentes verticales**, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

9- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Nivel	$k_{xi}$ [ton/m]	$k_{yi}$ [ton/m]	% $k_x$	% $k_y$
4	869.81	1204.09	11%	6%
3	8214.77	19818.00	66%	114%
2	12454.89	17402.81	107%	112%
1	11621.72	15545.19		

11- La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

12- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Nivel	$x_{CM}$ [m]	$y_{CM}$ [m]	$x_{CR}$ [m]	$y_{CR}$ [m]
4				
3	13.55	7.46	19.88	8.25
2	13.49	7.46	18.42	7.99
1	13.38	7.47	17.67	8.05

Nivel	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	% $e_x$	% $e_y$
2	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-6.33	-0.80	26.27	6.66
2	-4.93	-0.53	20.47	4.48
1	-4.29	-0.58	17.82	4.89

Revisar si la estructura es fuertemente irregular:						X	Y
1- La excentricidad torsional calculada estáticamente, $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.						<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2- La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100% a la del piso inmediato inferior.						<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Por lo tanto es una

**“ESTRUCTURA FUERTEMENTE IRREGULAR”**

Factor de corrección por irregularidad en X = 0.70

Factor de corrección por irregularidad en Y = 1.00

#### Factor de comportamiento sísmico (ARTO. 21)

$$Q' = \begin{cases} Q, & \text{si se desconoce } T \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1), & \text{si } T \leq T_a \end{cases}$$

Del espectro de diseño para Nicaragua (Arto. 27),

$$T_a = 0.10 \text{ s}$$

$$T_b = 0.60 \text{ s}$$

$$T_c = 2.00 \text{ s}$$

Período de la estructura en cada dirección de análisis

$$T_x = 0.271 \text{ s} \quad (\text{Obtenido del modelo en ETABS})$$

$$T_y = 0.327 \text{ s} \quad (\text{Obtenido del modelo en ETABS})$$

Factores considerando periodos en cada dirección de análisis

$$Q_x = 4.00 \quad \text{Marcos dúctiles de concreto reforzado}$$

$$Q_y = 4.00 \quad (\text{Arto. 21. RNC-07})$$

Factores corregidos por irregularidad

$$Q_x' = 2.80$$

$$Q_y' = 4.00$$

## Influencia del suelo y del período del edificio (Arto. 25)

Zona sísmica

ZONA C

Tipo de Suelo

Tipo II: Suelo firme con  $360 < V_s \leq 750$  m/s

Factor de amplificación por tipo de suelo

$S = 1.5$

valor de aceleración del mapa de isoaceleraciones

$a_0 = 0.28$

## Coefficiente de diseño sismorresistente (Arto. 24)

$$c = \frac{S(2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega}$$
$$c_x = 0.203$$
$$c_y = 0.142$$

Pero nunca menor que  $Sa_0$

$$S \cdot a_0 = 0.420$$

Por lo tanto;

$$c_x = 0.420$$

$$c_y = 0.420$$

## Cálculo de Ordenada Espectral (ARTO. 27. II. a)

$$a = \begin{cases} S \left[ a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left[ \frac{T_b}{T} \right] & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left[ \frac{T_b}{T} \right] \left[ \frac{T_c}{T} \right]^2 & \text{si } T \geq T_c \end{cases}$$

Pero nunca menor que

$$S \cdot a_0 = 0.420$$

$$a_x = 1.134$$

$$a_y = 1.134$$

el coeficiente considerando la aceleración espectral se calcula;

$$c = \frac{a_x}{Q' \cdot \Omega} \quad c_x = 0.203$$
$$c_y = 0.142$$

## B2. Análisis para determinar cargas de Viento

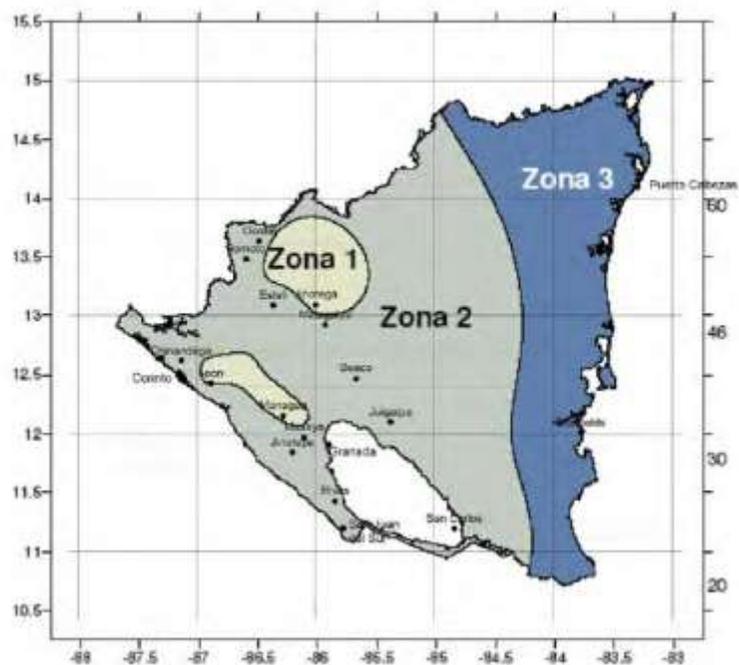


Fig. B3. Zonificación eólica de Nicaragua.

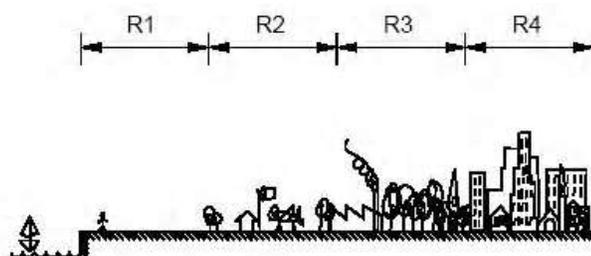


Fig. B4. Rugosidad del Terreno

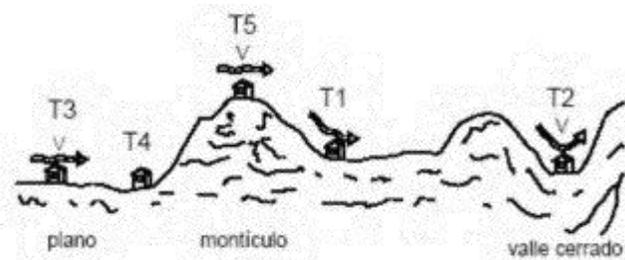


Fig. B5. Formas Topográficas locales.

## Parámetros de clasificación eólica

Zona eólica

Período de retorno

Rugosidad del terreno

Tipo de topografía

Altura del elemento desde el nivel de terreno

$z = 16.44 \text{ m}$

Posición de la cubierta respecto al viento

Factor de variación por altura (Arto 51 RNC-07)

$$\alpha = 0.17$$

$$\delta = 455$$

$$F_{\alpha} = 1.0 \text{ si } z \leq 10 \text{ m}$$

$$F_{\alpha} = \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} \text{ si } 10 \text{ m} < z < \delta$$

$$F_{\alpha} = \left(\frac{\delta}{10}\right)^{\alpha} \text{ si } z \geq \delta$$

$$F_{\alpha} = 1.09$$

Velocidad regional (Tabla 5 RNC-07)

$$v_R = 45 \text{ m/s}$$

Factor correctivo por topografía y rugosidad (Arto. 52 RNC-07)

$$F_{TR} = 0.80 \quad (\text{Tabla 6 RNC-07})$$

Velocidad de diseño (Arto. 49 RNC-07)

$$v_D = 39.17 \text{ m/s}$$

Factor de presión (Arto. 54 RNC-07)

$$C_p = -0.7$$

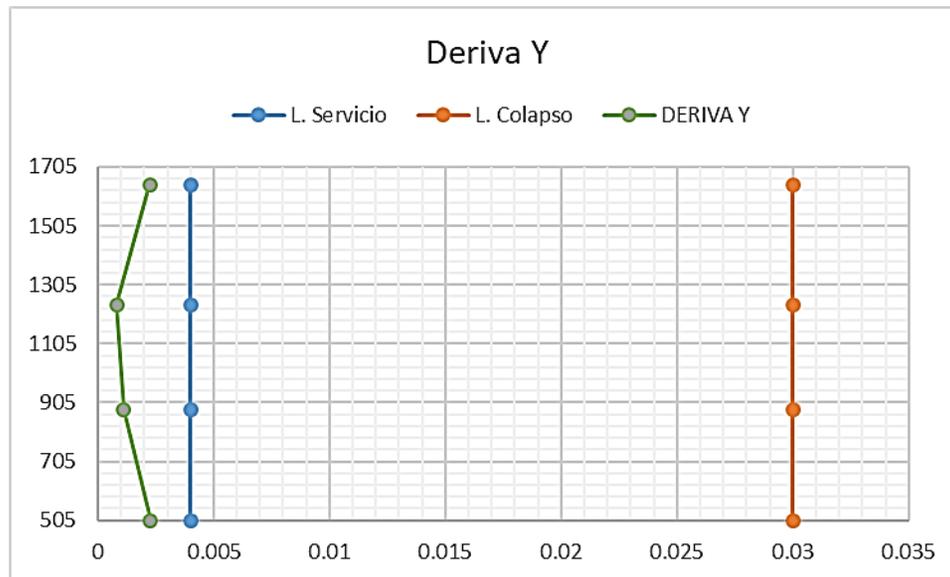
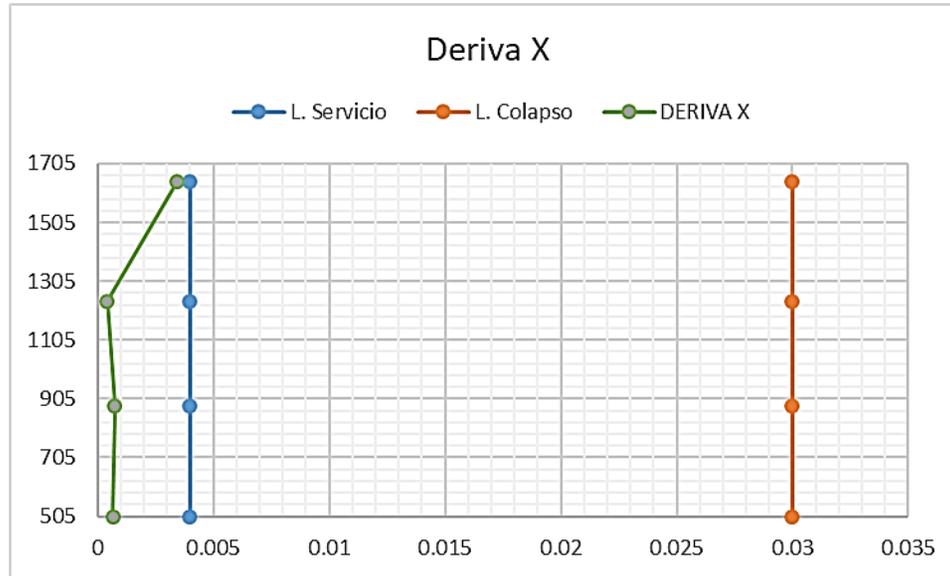
Presión de diseño (Arto. 53 RNC-07)

$$p_z = 0.0479 C_p v_D^2 = -51.46 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Succión}$$

## ANEXO C. Revisión de derivas

PARAMETROS DE REVISIÓN			
$\Omega$	2	Límite de servicio	0.004
Q	4	Límite de colapso	0.03
Q'x	2.8	Factor de amplificación por serv.	2.5
Q'y	4	Factor de amplificación por serv.	8

CHEQUEO DE DERIVAS POR LIMITE DE SERVICIO Y LIMITE DE COLAPSO														
Nivel	H cm	Carga	UX cm	UY cm	DRIFT X	DRIFT Y	SERVICIO		<=0.004		COLAPSO		<=0.03	
							X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
4	406	Fsx	1.087	0.1445	0.001538	0.00027586	0.003446	0.000883	Verifica	Verifica	0.012307	0.002207	Verifica	Verifica
3	358	Fsx	0.4624	0.0325	0.000184	5.3073E-06	0.000411	1.7E-05	Verifica	Verifica	0.001468	0.000042	Verifica	Verifica
2	375	Fsx	0.3967	0.0306	0.000337	3.4667E-06	0.000754	1.11E-05	Verifica	Verifica	0.002692	0.000028	Verifica	Verifica
1	505	Fsx	0.2705	0.0293	0.000297	5.802E-05	0.000666	0.000186	Verifica	Verifica	0.002378	0.000464	Verifica	Verifica
4	406	Fsy	0.1204	0.864	0.000099	0.00069901	0.000221	0.002237	Verifica	Verifica	0.000790	0.005592	Verifica	Verifica
3	358	Fsy	0.0803	0.5802	-0.000020	0.00025503	-4.4E-05	0.000816	Verifica	Verifica	-0.000156	0.002040	Verifica	Verifica
2	375	Fsy	0.0873	0.4889	0.000051	0.00034747	0.000115	0.001112	Verifica	Verifica	0.000410	0.002780	Verifica	Verifica
1	505	Fsy	0.0681	0.3586	0.000135	0.0007101	0.000302	0.002272	Verifica	Verifica	0.001079	0.005681	Verifica	Verifica



## ANEXO D. Hojas de Cálculo

### D1-VIGAS DÚTILES

#### Armado de Refuerzo Longitudinal

Sección	b (cm)	h (cm)	d(cm)	Superior			Inferior		
				izq. (cm <sup>2</sup> )	centro (cm <sup>2</sup> )	der. (cm <sup>2</sup> )	izq. (cm <sup>2</sup> )	centro (cm <sup>2</sup> )	der. (cm <sup>2</sup> )
V1-40X50	40	50	45	3 # 6	2 # 6	3 # 6	2 # 6	3 # 6	2 # 6
V2-30X30	30	30	25	3 # 4	2 # 4	3 # 4	2 # 4	2 # 4	2 # 4
V4-40X40	40	40	35	4 # 4	2 # 4	4 # 4	2 # 4	4 # 4	2 # 4
V5-50X65	50	65	60	4 # 6	2 # 6	4 # 6	2# 6	4 # 6	2 # 6
					2#3		2#3		2#3

#### Armado de Refuerzo Transversal

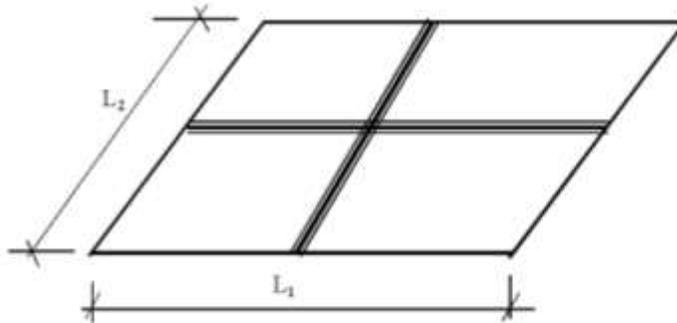
Sección	b (cm)	h (cm)	L(cm)	Zonas confinadas			Separación de estribos			
				2h (cm)	RESTO (cm)	2h (cm)	REF #	sep (cm)	sep (cm)	sep (cm)
V1-40X50	40	50	502	100		100	EST#3	5.0	20.0	5.0
V2-30X30	30	30	502	60		60	EST#3	20.0	10.0	20.0
V4-40X40	40	40	502	80		80	EST#3	15.0	17.0	15.0
V5-50X65	50	65	400	130		130	DOBLE EST#3	10.0	30.0	10.0

#### Deflexiones

Sección	b (cm)	h (cm)	L(cm)	$\Delta_{pem}$	$\Delta_{cv}$	$\Delta_{perm} < \Delta_{cv}$
V1-40X50	40	50	602	1.672	0.5533	verifica
V2-30X30	30	30	602	1.672	0.5439	verifica
V4-40X40	40	40	602	1.672	0.4066	verifica
V5-50X65	50	65	500	1.389	0.1705	verifica

## D2. Losa de Entrepiso

Se considera para fines de análisis de manera conservadora que los apoyos consisten en articulaciones produciendo el mayor efecto de flexión en la placa.



Para el análisis se considera la placa apoyada perimetralmente de manera simple, tomándose para el análisis la franja unitaria central en cada dirección que es la que está sometida a mayores efectos de flexión que las franjas en los bordes de la losa.

MODULO 1:

Largo,  $L_1 = 6.00$  m

Corto,  $L_2 = 5.00$  m

Peralte mínimo de losa: 9.17 cm

Se considera doble capa de refuerzo con 15 cm de espesor,  $d = 12.00$  cm OK

El análisis se efectuará de manera teórica por medio de la compatibilidad de las deformaciones en el centro de la losa, tomando la carga propia en cada dirección según su rigidez.

W muerta =	385.00	kg/m <sup>2</sup>
W viva =	250.00	kg/m <sup>2</sup>
W total =	635.00	kg/m <sup>2</sup>

Factores de amplificación del ACI:

Carga muerta = 1.2	462.00	kg/m <sup>2</sup>
Carga viva = 1.6	400.00	kg/m <sup>2</sup>
Wu total =	862.00	kg/m <sup>2</sup>

Factor de amplificación ponderado,  $a = 1.36$

Deformación al centro del claro,  $d = 5wL^4/(384EI)$  para condición simple

$EI = \text{constante}$

$$d_1 = 5w_1L_1^4/(384EI)$$

$$d_2 = 5w_2L_2^4/(384EI)$$

$$d_1 = d_2 \quad \therefore$$

$$w_1 = w_2 (L_2/L_1)^4$$

$$w = w_1 + w_2 = w_2 \left\{ (L_2/L_1)^4 + 1 \right\}$$

Reemplazando valores, para  $w = 862.00 \text{ kg/m}^2$

$$w_2 = 581.55 \text{ kg/m}^2$$

$$w_1 = 280.45 \text{ kg/m}^2$$

Por las restricciones del apoyo de muro,

2,202.80

$$M_1 = wL_1^2/10 = 1453.87 \text{ kg-m en el sentido corto}$$

$$M_2 = w_2L^2/10 = 1009.63 \text{ kg-m en el sentido largo}$$

Peralte efectivo: 12.00 cm

$$As1 = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 3.71 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Sentido Corto No. 4 @ 23.77 cm

Sentido largo: No. 4 @ 33.87 cm

### Diseño de vigas

Ancho tributario de carga: 3.000 m

Longitud = 5.000 m

Altura de carga de muro = 4.25 m

Carga de muro = 812.50 kg/m considerando la reducción de huecos de ventanas

Carga muerta de losa = 360.00 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva de losa = 250.00 kg/m<sup>2</sup>

Carga muerta de techo = 0.00 kg/m

Carga muerta de losa = 1,080.00 kg/m

Carga muerta total = 1,962.50 kg/m

Carga viva de techo = 0.00

Carga viva de losa = 750.00 kg/m

Carga viva total = 750.00

Carga muerta + viva = 2,712.50 kg/m

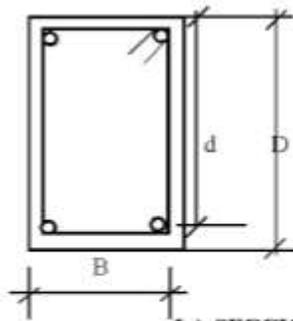
Carga última = 1.2M+1.6V = 3,555.00 kg/m

Peralte mínimo en función del claro,  $d = L / 16.5 = 31.25 \text{ cm}$

Se usará una altura total total de 65cm que incluye recubrimiento, diámetro de acero principal y estribos

Momento último aplicado =  $WuL^2/10 = 9,187.50 \text{ kg-m}$  (incluye peso propio de viga)

### D3. Diseño de Viga de Concreto V5-50x65



DATOS:

$F_c =$	210.00	kg/cm <sup>2</sup>
$F_y =$	2,800.00	kg/cm <sup>2</sup>
$B =$	50.00	cm
$D =$	65.00	cm
$d =$	61.00	cm
Varilla de refuerzo No.	6	
Cantidad de varillas en capa a tracción :	3	
Momento aplicado =	9,188	kg-m

LA SECCION ES SUFICIENTE POR FLEXION

#### CAPACIDAD DE VIGA A FLEXION

$$A_s = 8.55 \text{ cm}^2$$

Profundidad del bloque a compresión,  $a = A_s \times F_y / (0.85 \times F_c) = 2.68 \text{ cm}$

$$j d = d - a/2 = 59.66 \text{ cm}$$

$$\text{Momento resistente} = 0.9 \times A_s \times F_y \times j d = 12,855 \text{ kg-m}$$

#### Verificación de la deformación

##### Tipo de viga:

- Simplemente apoyada (1)
- En voladizo (2)

Opción escogida (1 ó 2) 1

Carga uniforme,  $w = 2,857 \text{ kg/m}$   
 Carga concentrada,  $P = 0.00 \text{ kg}$

#### Momento de Inercia de la sección agrietada

$$n = 10.00$$

$$n A_s = 85.51 \text{ cm}^2$$

Posición del eje neutro,  $C = 12.95 \text{ cm}$

$$I_g = 241917.50 \text{ cm}^4$$

Deformación calculada,  $\delta = 0.458 \text{ cm}$

Deformación permisible,  $\delta = 1.389 \text{ cm}$

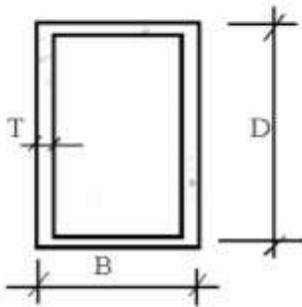
La deformación está dentro del rango permisible OK

#### D4. Estructura de Techo

Entre los ejes 1 y 3 se tienen dos claros bien definidos de vigas principales de 6.95 y 5.00 metros, que se apoyan en las platinas de las columnas existentes.

##### Claro de 6.95 metros

Módulo de elasticidad del acero, E =	2100,000 kg/cm <sup>2</sup>
Punto de fluencia del acero, Fy =	2,520.00 kg/cm <sup>2</sup>
Claro de la viga, L =	6.95 m.
Carga unitaria, w <sub>o</sub> =	25.00 kg/m <sup>2</sup>
Ancho de carga tributaria, E =	5.00 m (valor promedio)
Carga concentrada al centro, P =	200.00 kg.



##### Sección propuesta:

B =	4.00	plg
D =	7.00	plg
T =	0.1875	plg

**La sección es suficiente por flexión**

**La sección es suficiente por deformación**

Propiedades de la sección:

I <sub>x</sub> =	1,102.80	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	124.05	cm <sup>3</sup>

w = w <sub>o</sub> x E =	125.00	kg/m
M <sub>1</sub> = w L <sup>2</sup> /10 =	603.78	kg-m
M <sub>2</sub> = PL/4 =	347.50	kg-m
M <sub>4</sub> =	951.28	kg-m

$$\text{Módulo de Sección Requerido: } S_r = 62.92 \text{ cm}^3$$

Verificación de la deformación:

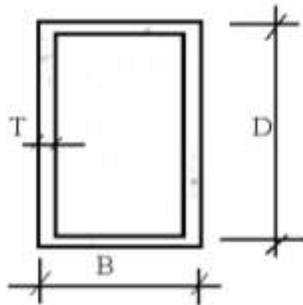
$$\begin{aligned} \delta_1 &= 5wL^4/(384EI_x) = 1.640 \text{ cm} \\ \delta_2 &= wL^4/(48EI_x) = 0.604 \text{ cm} \\ \text{Deformación total, } \delta &= 2.244 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Deformación permisible: } \delta_p = L/240 = 2.896 \text{ cm para carga total}$$

→ La deformación está dentro de los rangos permisibles OK

### Claro de 5 metros

Módulo de elasticidad del acero, E =	2100,000 kg/cm <sup>2</sup>
Punto de fluencia del acero, Fy =	2,520.00 kg/cm <sup>2</sup>
Claro de la viga, L =	5.00 m.
Carga unitaria, w <sub>o</sub> =	25.00 kg/m <sup>2</sup>
Ancho de carga tributaria, E =	5.00 m (valor promedio)
Carga concentrada al centro, P =	200.00 kg.



### Sección propuesta:

B =	4.00	plg
D =	6.00	plg.
T =	0.1250	plg

**La sección es suficiente por flexión**

**La sección es suficiente por deformación**

Propiedades de la sección:

I <sub>x</sub> =	524.07	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	68.78	cm <sup>3</sup>

w = w <sub>o</sub> x E =	125.00	kg/m
M <sub>1</sub> = w L <sup>2</sup> /10 =	312.50	kg-m
M <sub>2</sub> = PL/4 =	250.00	kg-m
M <sub>t</sub> =	562.50	kg-m

Módulo de Sección Requerido: S<sub>r</sub> = 37.20 cm<sup>3</sup>

Verificación de la deformación:

$\delta_1 = 5wL^4/(384EI_x) =$	0.924	cm
$\delta_2 = wL^4/(48EI_x) =$	0.473	cm
Deformación total, $\delta =$	1.398	cm

Deformación permisible:  $\delta_p = L/240 = 2.083$  cm para carga total

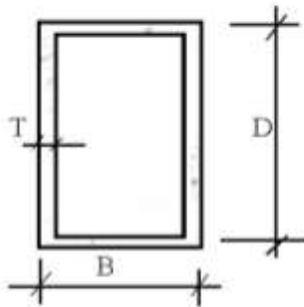
→ La deformación está dentro de los rangos permisibles OK

## D5. Balcones

Se analizaron diferentes modulaciones para obtener un resultado dentro de los márgenes de seguridad considerando los aspectos económicos.

### Modulación cada 3.00 metros

Módulo de elasticidad del acero, E =	2100,000 kg/cm <sup>2</sup>
Punto de fluencia del acero, Fy =	2,520.00 kg/cm <sup>2</sup>
Claro de la viga, L =	1.50 m.
Carga unitaria, w <sub>o</sub> =	650.00 kg/m <sup>2</sup>
Ancho de carga tributaria, E =	3.00 m (valor promedio)
Carga concentrada al centro, P =	- kg.



### Sección propuesta:

B =	4.00	plg
D =	8.00	plg.
T =	0.1875	plg

**La sección es suficiente por flexión**

**La sección es suficiente por deformación**

Propiedades de la sección:

I <sub>x</sub> =	1,529.50	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	150.54	cm <sup>3</sup>

w = w <sub>o</sub> x E =	1,950.00	kg/m
M <sub>1</sub> = w L <sup>2</sup> /2 =	2,193.75	kg-m
M <sub>2</sub> = PL/4 =	0.00	kg-m
M <sub>4</sub> =	2,193.75	kg-m

Módulo de Sección Requerido: S<sub>r</sub> = 145.09 cm<sup>3</sup>

Verificación de la deformación:

$\delta_1 = 5wL^4/(384EI_x) =$	0.384	cm
$\delta_2 = wL^4/(48EI_x) =$	0.000	cm
Deformación total, $\delta =$	0.384	cm

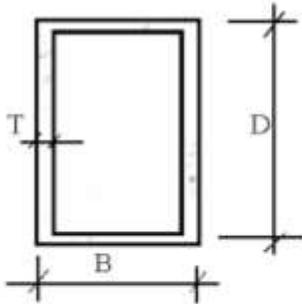
Deformación permisible: $\delta_p = L/240 =$	0.625	cm para carga total
Deformación permisible: $\delta_p = L/300 =$	0.500	cm para carga viva

→ La deformación está dentro de los rangos permisibles OK

## D6. Techo Voladizo

### Modulación cada 6.00 metros

Módulo de elasticidad del acero, E =	2100,000 kg/cm <sup>2</sup>
Punto de fluencia del acero, Fy =	2,520.00 kg/cm <sup>2</sup>
Claro de la viga, L =	2.20 m.
Carga unitaria, w <sub>o</sub> =	25.00 kg/m <sup>2</sup>
Ancho de carga tributaria, E =	6.00 m (valor promedio)
Carga concentrada al centro, P =	- kg.



### Sección propuesta:

B =	4.00	plg
D =	5.00	plg
T =	0.1250	plg

**La sección es suficiente por flexión**

**La sección es suficiente por deformación**

Propiedades de la sección:

I <sub>x</sub> =	340.29	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	53.59	cm <sup>3</sup>

w = w <sub>o</sub> x E =	150.00	kg/m
M <sub>1</sub> = w L <sup>2</sup> /2 =	363.00	kg-m
M <sub>2</sub> = PL/4 =	0.00	kg-m
M <sub>t</sub> =	363.00	kg-m

Módulo de Sección Requerido: S <sub>r</sub> =	24.01	cm <sup>3</sup>
---	-------	-----------------

Verificación de la deformación:

$\delta_1 = 5wL^4/(384EI_x) =$	0.615	cm
$\delta_2 = wL^4/(48EI_x) =$	0.000	cm
Deformación total, $\delta =$	0.615	cm

Deformación permisible: $\delta_p = L/240 =$	0.917	cm para carga total
Deformación permisible: $\delta_p = L/300 =$	0.733	cm para carga viva

→ La deformación está dentro de los rangos permisibles OK

## D7. Parapetos

Las columnas metálicas ubicadas en los ejes A y D se colocan de tal manera que las vigas principales soportante de techo presentan unión a tope, de tal manera que las columnas se prolongan para conformar la fachada con la colocación de parapetos tal como se muestra en la sección estructural presentada en este documento.

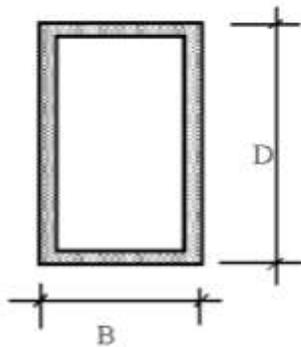
En esta condición se colocarán elementos de arriostre entre las columnas y elementos diagonales para la fijación de lámina durock, estos elementos no son estructurales sino para apoyo de forro.

### Viga de arriostre

Deberá ser capaz de transmitir la carga sísmica de 527 kg entre los ejes estructurales principales.

Módulo de elasticidad del acero, E =	2100,000.0 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Sección propuesta:</b>		
Punto de fluencia del acero, Fy =	2,520.00 kg/cm <sup>2</sup>			
Longitud de viga	6.00 m.		B =	4.0 plg
Longitud no arriestrada eje Y =	6.00 m.		D =	4.0 plg
Momento aplicado:	- kg-m		Espesor =	0.125 plg
Carga Axial:	527.00 kg			

### Propiedades de la sección:



Iy =	202.03	cm <sup>4</sup>
Ix =	202.03	cm <sup>4</sup>
Sx =	39.77	cm <sup>3</sup>
Sy =	39.77	cm <sup>3</sup>
A =	12.50	cm <sup>2</sup>
rx =	4.02	cm.
ry =	4.02	cm.
kL/rx =	209	
kL/ry =	209	

Fa =	247.701	kg/cm <sup>2</sup>
fa =	42.16	kg/cm <sup>2</sup>
Fb =	1,512.00	kg/cm <sup>2</sup>
fb =	0.00	kg/cm <sup>2</sup>

$$fa/Fa = 0.1702$$

$$fb/Fb = 0.000$$

fa/Fa > 0,15 : Usar la relación  $fa/Fa + Cm \times fb / ((1 - fa/F) \times fb/Fb)$  correg. 0.0000

**Suma total de relación de esfuerzos = 0.1702 OK**