

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

### DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CUATRO PISOS EN ESTRUCTURA DE ACERO Y ENTREPISOS DE CONCRETO

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

**Arturo Vicente Vera Nuñuvero**

**ASESOR: Ing. Cesar Aranís García Rosell**

Lima, Junio del 2016

## RESUMEN:

El tema comprende el análisis y diseño de un edificio multifamiliar en la ciudad de Lima sobre un terreno de 446 m<sup>2</sup>.

El edificio tiene 4 pisos y 1 semisótano. El área construida total del proyecto es de 1730.13 m<sup>2</sup>. El sistema estructural es en base a pórticos de acero con conexiones viga-columnas simples y arriostres especiales concéntricos para tomar el sismo. Todo el sistema estructural será en acero estructural ASTM-A572 Gr50 ó A992. Los techos son aligerados prefabricados FIRTH. Para la cimentación, se tiene una capacidad del terreno de 4 kg/cm<sup>2</sup>, se diseña usando zapatas aisladas y combinadas.

Se desarrolló primero un predimensionamiento de la estructura, se diseña las vigas y columnas por cargas de gravedad, luego se hace un análisis estático con los perfiles seleccionados y después un análisis estructural para hallar los perfiles usados para los arriostres sísmicos. Luego se desarrolla un modelo tridimensional para hacer el diseño por cargas de gravedad y de sismo. Los pisos fueron asumidos como diafragmas rígidos con 3 grados de libertad.

El proceso de análisis y diseño se realizó siguiendo la norma E.090 así como las especificaciones del AISC 360-10 y las consideraciones de las Seismic Provisions del AISC-341-10 para los elementos con responsabilidad sísmica.

Se realizó también un presupuesto para poder comparar el costo contra un edificio de concreto armado.



FACULTAD DE  
CIENCIAS E  
INGENIERÍA



PUCP

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño de un edificio multifamiliar de cuatro pisos en estructura de acero y entrepisos de concreto"  
 Área : Estructuras  
 Asesor : Ing. César Aranís García-Rossell  
 Alumno : ARTURO VICENTE VERA NUÑUVERO  
 Código : 2007.2214.2.412  
 Tema N° : 341  
 Fecha : Lima, 10 de abril de 2014



RESUMEN

Se realizará el diseño de un edificio multifamiliar de 4 pisos con un semisótano y azotea, los elementos estructurales tales como vigas, columnas y arriostres serán proyectados en acero estructural. Las losas serán de aligerado con viguetas FIRTH prefabricadas y concreto vaciado in situ. Se usará tabiquería convencional de 15 cm que dividen los ambientes del edificio. El edificio se encuentra en la ciudad de Lima y el suelo es una grava arenosa típica de Lima que presenta una capacidad admisible de 4 kg/cm<sup>2</sup>.

ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Antecedentes: No se han hecho muchos edificios de acero estructural en el Perú y los que se construyen son normalmente hechos para fines industriales y comerciales. Ya que el Perú ha vivido últimamente años en los que el sector construcción se ha desarrollado considerablemente y especialmente por el desarrollo inmobiliario es posible considerar alternativas diferentes a las usuales. Es por eso que se pensó en hacer el proyecto de un edificio de esqueleto metálico y entrepisos de concreto como se ha descrito anteriormente.

Justificación: La justificación se encuentra en el hecho de presentar un sistema constructivo mixto de esqueleto metálico y entrepisos de concreto el cual tiene entre otras ventajas la rapidez en el tiempo de construcción. Por otro lado este proyecto permitirá a través del presupuesto evaluar el costo por m<sup>2</sup> del sistema y poder compararlo con los sistemas tradicionales.

OBJETIVOS Y ALCANCES

Objetivo general: Estudiar una estructura metálica razonablemente económica capaz de resistir sismos y cumplir con las normas establecidas.

Objetivos específicos:

- Hacer el diseño estructural respetando la arquitectura del proyecto.

Alcances:

El diseño estructural del edificio, es decir el seleccionamiento de los perfiles de las vigas, columnas arriostres, conexiones y el diseño de los aligerados y cimentaciones.

Se efectuará una evaluación preliminar de la economía del proyecto llegando a estimar un costo por m<sup>2</sup> que permita su comparación con los sistemas en concreto armado y albañilería.



FACULTAD DE  
CIENCIAS E  
INGENIERÍA



**PUCP**

**MARCO TEÓRICO**

Se usaran las normas E.030 Norma Sismorresistente así como la Norma de Estructuras Metálicas E.090 que se encuentra en revisión estando está prácticamente terminada conforme a la última norma americana del AISC-360-2010. En el proyecto se usará un sistema de arriostres concéntricos especiales para tomar las fuerzas de inercia del sismo. Se considerará por esta razón un factor de reducción de 6. Todos los elementos estructurales y en especial sus conexiones se diseñaran bajo las recomendaciones de las provisiones sísmicas del AISC-341-2010. Se usará en el análisis y diseño del edificio el software ETABS.

**METODOLOGIA Y PLAN DE TRABAJO**

Se propone diseñar el edificio con el método LRFD. Siendo los pasos:

1. Primeramente se estructura el esqueleto estructural y se hace un predimensionamiento de los elementos basado en cargas de gravedad. En esta etapa se usara el software SAP 2000 predimensionando los arriostres con un análisis estático.
2. Se modela la estructura en el ETABS y se procede al análisis de acuerdo a las combinaciones de carga de gravedad y sismo de nuestra norma NTE-090, NTE-030 y la norma NTE-020.
3. Se procederá a diseñar los elementos por compresión, tracción, flexión, corte y flexo compresión verificando las condiciones de servicio en especial las deflexiones de las vigas y los desplazamientos laterales relativos entre los extremos de las columnas. Igualmente se diseñaran las conexiones para que tengan la ductilidad requerida en las normas americanas en especial las Provisiones Sísmicas del AISC-341-2010.
4. Finalmente se diseñara las cimentaciones.
5. Se desarrollara un presupuesto estimado que permita obtener un costo por m<sup>2</sup> para su comparación con los sistemas tradicionales.

**9. CRONOGRAMA:**

- Predimensionamiento de la estructura ..... 1 mes
- Modelación y Diseño de los Elementos y conexiones ..... 2 meses
- Diseño de las Cimentaciones..... 1 mes
- Presupuesto, Planos y Conclusiones .....1 mes

**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- NTE's: 020, 030, 050, 060, y 090-RNE.
- AISC 360-2010.
- SEISMIC PROVISIONS – AISC -2010.
- CONEXIONES PRECALIFICADAS AISC-358-11.
- MANUAL DE VIGUETAS FIRTH.
- DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO J. McCormac 2014.
- SEISMIC DESIGN MANUAL AISC-2010.
- MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION 14<sup>ava</sup>. Edición.
- DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES 14<sup>ava</sup>. Edición A. Nilson.
- ACI-318-11R.




NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



## INDICE

<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1.- Objetivos del proyecto.....	1
1.2.- Arquitectura.....	1
1.3.- Metodología de diseño.....	1
1.4.- Consideraciones para el diseño.....	3
<b>CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN</b> .....	4
2.1.- Columna Intermedia o Zipper.....	5
<b>CAPÍTULO III: PREDIMENSIONAMIENTO</b> .....	8
3.1.- Predimensionamiento de Vigas.....	8
3.1.1 Cargas sobre las vigas.....	8
3.1.2 Análisis de la viga.....	10
3.1.3 Diseño por flexión.....	12
3.2.- Predimensionamiento de Columnas.....	17
3.3.- Predimensionamiento de los Arriostres.....	20
3.3.1 Análisis estático.....	20
3.3.2 Análisis estructural para hallar fuerzas en los arriostres.....	24
3.3.3 Diseño de arriostres por compresión.....	28
3.3.4 Diseño de columna intermedia o zipper.....	30
<b>CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO</b> .....	32
4.1.- Condiciones Generales del Análisis.....	32
4.1.1 Consideraciones en el programa ETABS.....	33
4.2.- Peso del Edificio.....	33
4.3.- Configuración Estructural.....	34

4.4.- Excentricidad Accidental.....	36
4.5.- Modos y periodos resultantes.....	36
4.6.- Análisis Estático.....	37
4.7.- Análisis Dinámico.....	38
4.7.1.- Control de desplazamientos laterales.....	39
4.7.2.- Junta de separación sísmica.....	40
4.7.3.- Fuerzas Horizontales.....	40
<b>CAPÍTULO V: DISEÑO DE VIGAS.....</b>	<b>41</b>
5.1.- Diseño por flexión.....	41
5.2.- Diseño por corte.....	43
5.3.- Deflexiones.....	43
<b>CAPÍTULO VI: DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>44</b>
6.1.- Cargas en las columnas.....	44
6.2.- Diseño por flexocompresión.....	45
<b>CAPÍTULO VII: DISEÑO DE ARRIOSTRES.....</b>	<b>48</b>
7.1.- Cargas en los arriostres.....	48
7.2.- Diseño por compresión en los arriostres.....	49
<b>CAPÍTULO X: DISEÑO DE CONEXIONES.....</b>	<b>50</b>
8.1.- Conexión Viga – Arriostre – Columna.....	50
8.1.1.- Método de la Fuerza Uniforme.....	51
8.1.2.- Diseño del arriostre hacia la Cartela.....	54
8.1.3.- Diseño de la Cartela a la Viga.....	56
8.1.4.- Diseño de la Cartela a la Columna.....	57
8.1.5.- Diseño de la Viga a la Columna.....	58

8.2.- Diseño de Planchas Base.....	60
8.2.1.- Diseño por Aplastamiento de la Plancha Base.....	61
8.2.2.- Diseño por fuerzas cortantes.....	63
8.2.3.- Diseño por tensión.....	64
<b>CAPÍTULO IX: DISEÑO DEL ALIGERADO.....</b>	<b>65</b>
9.1.- Diseño por flexión.....	66
9.1.1.- Diseño por momento negativo de la losa.....	68
9.1.2.- Diseño por momento positivo de la losa.....	68
9.2.- Diseño por cortante.....	68
9.3.- Deflexiones en la losa.....	69
<b>CAPÍTULO X: DISEÑO DE LA CIMENTACION.....</b>	<b>70</b>
10.1 Diseño del Pedestal.....	70
10.1.1.- Diseño por Flexocompresión.....	70
10.1.1.- Diseño por Corte.....	72
10.1.1.- Diseño por Capacidad.....	72
10.2 Diseño de la Zapata Combinada.....	72
10.2.1.- Análisis de la zapata en la dirección X-X.....	74
10.2.2.- Diseño de la viga de cimentación.....	75
10.2.2.1.- Diseño por flexión de la viga de cimentación.....	75
10.2.2.2.- Diseño por cortante de la viga de cimentación.....	75
10.2.3.- Análisis de la zapata combinada en la dirección Y-Y.....	76
10.2.3.1.- Diseño por corte.....	77
10.2.3.2.- Diseño por punzonamiento.....	78
10.2.3.3.- Diseño por flexión.....	78

<b>CAPITULO XIV: DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....</b>	<b>78</b>
11.1.- Escaleras.....	78
11.1.1 Viga Longitudinal.....	79
11.1.1.1.- Cargas sobre la viga Longitudinal.....	79
11.1.1.2.- Análisis Estructural de la viga longitudinal.....	80
11.1.1.3.- Diseño por Flexión.....	81
11.1.2 Viga Cargadera.....	82
11.1.2.1.- Análisis Estructural de la viga cargadera.....	82
11.1.2.2.- Diseño por Flexión.....	83
11.2.- Cisterna.....	83
11.2.1.-Diseño de Muros.....	83
11.2.1.1.-Diseño por Flexión y Cortante.....	83
11.2.2.-Diseño de Techo y Losa de Fondo.....	84
<b>CAPÍTULO XII: PRESUPUESTO DEL EDIFICIO.....</b>	<b>85</b>
<b>CAPITULO XIII: CONCLUSIONES.....</b>	<b>85</b>
<b>CAPITULO XIV: BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>86</b>

## CAPÍTULO I:

### INTRODUCCIÓN

#### 1.1 Objetivos del proyecto:

La presente investigación consiste en el diseño estructural de un edificio destinado al uso de viviendas en acero estructural que se complementa con aligerados FIRTH. El edificio es un edificio multifamiliar que cuenta con 2 departamentos por piso y se encuentra en un terreno de aproximadamente 446 m<sup>2</sup> de área. El terreno tiene una capacidad portante de 4 kg/cm<sup>2</sup> y una profundidad de cimentación de -1.8 mts a nivel de piso terminado del semisótano. El edificio se encuentra en la ciudad de Lima. También se realiza el presupuesto del proyecto llegando a estimar un costo por m<sup>2</sup> que permita su comparación con los sistemas de concreto armado.

#### 1.2 Arquitectura:

- Es un edificio multifamiliar que presenta 1 semisótano que está a un nivel de -1.17 mts debajo del nivel del suelo. Tiene 4 pisos y una azotea. Los departamentos presentan sala, comedor, 3 dormitorios, 3 baños, cocina y lavandería. Se observa que el edificio tiene una rampa de acceso al área de estacionamientos. Los departamentos poseen un área de 139.6 m<sup>2</sup> y 152.2 m<sup>2</sup> en el primer piso y en los pisos típicos un área de 132.4 m<sup>2</sup>. La azotea es un ambiente común donde se puede apreciar un parapeto de 90 cm de alto en los bordes. La cisterna y el cuarto de bombas se encuentran enterrados en el jardín del edificio. El edificio no presenta ascensor pues el edificio no presenta los suficientes pisos ni altura como para necesitar uno.
- La tabiquería interior es albañilería de 15 cm de espesor así como los parapetos exteriores.

#### 1.3 Metodología de diseño:

La estructura es un multifamiliar que tiene 2 departamentos en un mismo piso. Analizando la arquitectura del edificio se considera que para contrarrestar la fuerza sísmica la estructura será un edificio con arriostres concéntricos especiales, siendo los arriostres los que absorberán la fuerza producida por el sismo.

La estructuración y predimensionamiento son pasos muy importantes ya que el proceso de diseño en acero es un proceso iterativo. En las estructuras de acero cuando se cambian los elementos sea por falta de resistencia o por falta de rigidez

en el sistema estructural, se presentan cambios en su comportamiento sísmico generando que cambien las fuerzas internas en la estructura y provocando que se puedan incrementar en algunos elementos.

El proceso para el diseño del edificio será:

1. Estructuración del edificio: Se ubica la posición de vigas, columnas y arriostres teniendo en cuenta que hay que encontrar simetría en el sistema, resistencia adecuada en los elementos así como la continuidad de los elementos resistentes al sismo en la estructura. Se define como serán las conexiones, si es que las vigas son continuas o simplemente apoyadas para definir el comportamiento deseado. Se establece de que tipo serán las conexiones que se presenten en la estructura.
2. Predimensionamiento de las vigas y columnas con un diseño basado en la flexión para vigas y compresión axial para columnas: Se hará el diseño solo por flexión de las vigas ya que se asume que el acero tiene una gran resistencia a la fuerza cortante. En este diseño no se considera la deflexión de las vigas. Se realiza un metrado de cargas para ver cuánto están cargando las columnas y se procede a diseñarlas por compresión axial pura para obtener un perfil.
3. Predimensionamiento de los arriostres: Se hallan los arriostres con las fuerzas del resultado de la acción del sismo sobre la estructura. Para hallarlos primero se hace un análisis estático, a continuación el análisis estructural para hallar las fuerzas que tienen estos y se procede a diseñarlos por compresión axial pura o tracción.
4. Con las vigas, columnas y arriostres seleccionados se procede a realizar el modelo estructural con el programa ETABS para hallar los momentos reales por la interacción de columnas y vigas, y luego se procede a diseñar las vigas y demás elementos.
5. Se diseñan las conexiones y se verá si estas necesitan algún requerimiento extra que por el cual se tenga que cambiar algún elemento.

Con este procedimiento se espera que el proceso iterativo se resuelva en el segundo paso y tercer paso, más evitar hacerlo en el cuarto ya que cambiar los elementos en este paso conlleva hacer un trabajo mucho mayor ya que se tendría que analizar las interacciones entre viga y columna, entre los arriostres, etc, mientras que en el segundo paso se podrían analizar estos elementos por separado.

#### 1.4 Consideraciones para el Diseño:

Para el siguiente proyecto se tendrá en cuenta ciertas consideraciones para el diseño:

- Cargas de diseño:

Para este caso se aplicó la norma E.020 de cargas, se divide las cargas en CM (Carga muerta): Es aquella que esta de forma permanente en la estructura, conformado por el peso propio de los elementos estructurales así como tabiques, piso terminado y el aligerado.

CV (Carga viva): Es la que no está de forma permanente en la estructura, se puede considerar el mobiliario que habrá en los departamentos así como el peso de las personas o cargas no convencionales como almacenaje de objetos, etc.

CS (Cargas de sismo): Es aquella que es producida por la acción sísmica.

CVr (Carga Viva en el techo): Es aquella carga que se presenta en el techo y que no es permanente.

CN (Carga de nieve): Carga de la nieve que se pueda presentar en los techos, como el edificio se realiza en la ciudad de Lima que no presenta nieve en todas las estaciones esta carga no será considerada.

CA (Carga de agua): Carga inicial de agua de lluvia o hielo. Como en el anterior caso esta carga tampoco será relevante para este proyecto.

- Las estructuras y elementos estructurales serán diseñados bajo la norma E 090. NORMA METALICA y a su vez basados en el método LRFD el cual dice que la resistencia de diseño debe ser mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas. Como se explica también en la norma la resistencia de diseño se determina para cada combinación de carga aplicable según el método LRFD. También se consideran las especificaciones del AISC 341 – Seismic Provisions.

- Las combinaciones de carga son las siguientes:

1.4 CM

1.2 CM + 1.6 CV + 0.5 (CVr ó CR ó CS)

1.2 CM + 1.6 (CVr ó R ó S) + (0.5 L ó 0.8 W)

1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L ó S ó R)

1.2 D ± 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S

0.9 D ± (1.3 W ó 1.0 CS)

Además la norma E.090 indica que para el método de diseño LRFD hay unos factores de reducción a los nominales que varían dependiendo del tipo de sollicitación.

- Normas empleadas:  
Norma E.020 de Cargas  
Norma E.090 de Estructuras Metálicas  
Norma E.030 - 2016 de Diseño Sismorresistente  
Norma E.060 de Concreto Armado

## CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN

La estructuración del edificio consiste en colocar elementos estructurales que tengan un adecuado comportamiento estructural de modo que pueda comportarse óptimamente en condiciones de estabilidad, rigidez y resistencia requeridas.

Para el edificio se usa un sistema de arriostres concéntricos especiales. Se seleccionó este sistema porque tiene mayor resistencia a la fuerza cortante de entrepiso producida por el sismo y constructivamente es más sencillo que el sistema de arriostres excéntricos. El factor de modificación de respuesta R según la norma E-030-Diseño Sismorresistente-2016 es de 8.

Para la estructuración del edificio se tendrá en cuenta algunos factores como:

- Se buscó la simetría a la hora de colocar las columnas y vigas.
- Se buscó la continuidad de los elementos como columnas, vigas y arriostres en todos los pisos para que no haya problemas de irregularidad torsional.
- Se consideró que debía haber arriostres en ambas direcciones para contrarrestar la acción sísmica en cada dirección.

Otros parámetros para la estructuración del edificio fueron:

- La escalera para esta estructura será metálica con protección contra el fuego. La escalera es de acero también y tendrá un diseño aparte, esta no se considera dentro del análisis sísmico.

- Algunas vigas son de 1 solo eje de simetría, estas son de una forma que se acopla perfectamente al aligerado evitando que sobresalga el peralte en estas vigas, este aligerado se construirá con viguetas FIRTH complementando con un acero negativo que atraviesa a la viga de acero por pequeños agujeros que no afectan las propiedades de la viga. Encima de la viga y el aligerado que son del mismo tamaño se coloca una capa de concreto de 5 cm. Se asume que todo este bloque de viga con el aligerado más la capa de concreto se comporta como un diafragma rígido.
- También se presentan vigas peraltadas que cargan a las vigas de 1 solo eje de simetría así como algunas que tienen una luz libre considerable u otras que están encima de los arriostres.
- Para la cimentación se usó zapatas aisladas y zapatas combinadas. Las columnas y los arriostres son las que trasladan las cargas axiales y fuerzas de sismo a la cimentación. Estas se apoyan en planchas de acero que a su vez están sobre pedestales de concreto que finalmente son las que transmiten las cargas hacia la cimentación.
- Por usar arriostres concéntricos especiales para la estructura se tiene que las conexiones piden vigas muy robustas para contrarrestar el efecto compresión-tracción que se da en los arriostres, pero como no se quiere usar vigas muy grandes se usara una columna en medio de los arriostres para contrarrestar este efecto.

### 2.1 Columna Intermedia o Columna Zipper:

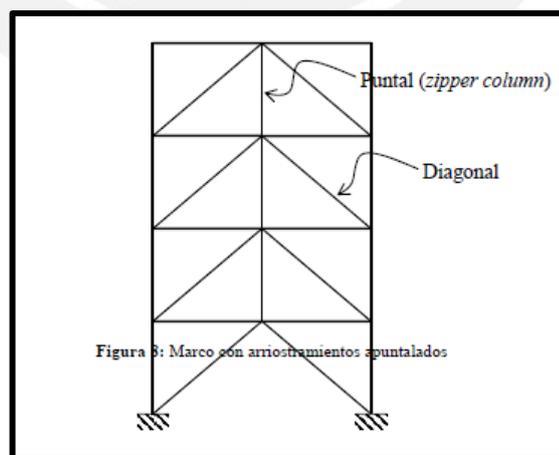


Figura 2.1: Vista en elevación de un pórtico con columna zipper

Fuente: Innovaciones en el diseño sísmico de estructuras de acero (Beltrán y Herrera)

- En el terremoto de Northridge se observó que cuando hay arriostres de V invertida se generan casos de piso blando ya que la fuerza sísmica se concentra en los arriostres del primer piso. Lo que ocurre es que en el primer piso se encuentra una fuerza desbalanceada que es generada por la tracción de un arriostre y la compresión de otro, esta fuerza desbalanceada actúa sobre la viga del primer piso. Los arriostres y las vigas de los pisos superiores no reciben esta fuerza porque no hay un elemento que amarre a las vigas para poder trasladar esta, por lo tanto el daño está concentrado en los arriostres del primer piso.
- Para contrarrestar este efecto estudios como el de Khatib (Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames - 1988) proponen que se coloque una columna en medio de los arriostres en todos los pisos menos en el primero, esto se hace para poder distribuir a los otros pisos la carga vertical desbalanceada generada en la unión de los arriostres con la viga, cuando ocurre el pandeo de las diagonales comprimidas. Se elige este sistema considerando que esta columna soporta la carga axial producida por la fuerza desbalanceada producto de la compresión de un arriostre y el otro que se encuentra a tracción, esto para no generar grandes esfuerzos en la viga.
- Estudios más recientes, como el de Yang (Design and Behavior of Zipper-Braced Frames - 2008) proponen también que los arriostres del piso superior se mantengan en el estado elástico así cuando fallen los arriostres la estructura estará soportada por el piso superior y las columnas evitando el colapso de la estructura. Para la presente tesis se considera las recomendaciones que nos da este estudio para el diseño de los elementos estructurales.

Con estos parámetros se propuso la siguiente estructuración:

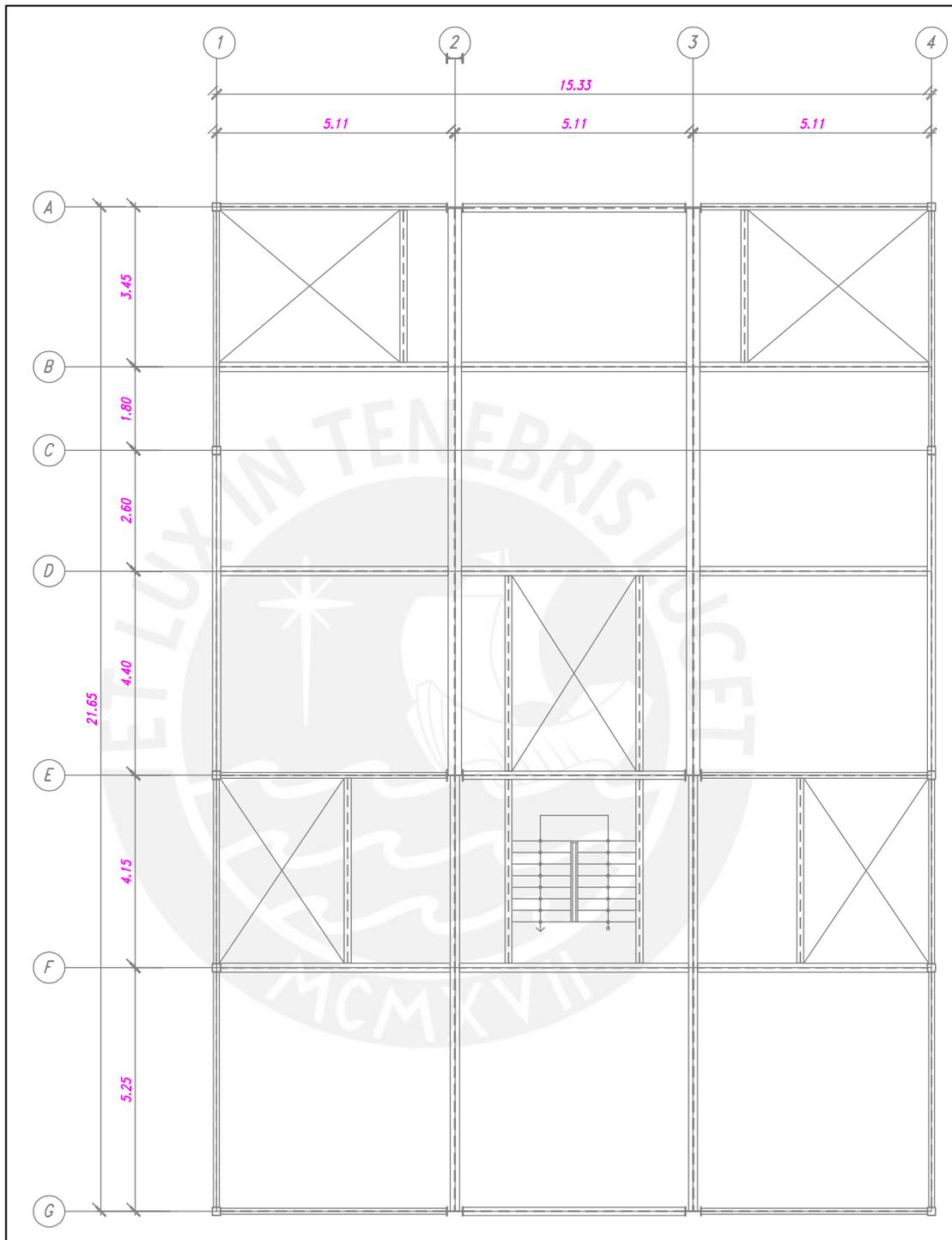


Figura 2.2: Vista en Planta de la posición de columnas y vigas

Fuente: Elaboración Propia

Los arriostres se colocan en la dirección X-X entre los ejes 2 y 3 en los ejes A,E y G. En la dirección Y-Y se colocan entre los ejes A y C, F y G en los ejes 1 y 4.

## CAPÍTULO III:

### PREDIMENSIONAMIENTO

El pre-dimensionamiento consiste en la elección de los perfiles de acero que van a constituir la estructura en base a un diseño que considera fuerzas de gravedad para las vigas y columnas así como solo fuerzas sísmicas para los arriostres. Las fuerzas que tienen los elementos se obtienen por un análisis que involucra a cada elemento por separado.

Para hallar las fuerzas en los arriostres se hace un análisis estático preliminar y luego se hace un análisis estructural para hallar las fuerzas en estos. El peso de los arriostres no se considera en este análisis estático preliminar ya que el peso de estos no es tan significativo a comparación de la estructura.

#### 3.1 Predimensionamiento de Vigas:

##### 3.1.1 Cargas sobre las vigas:

Al predimensionarse las vigas por cargas de gravedad es necesario hacer un metrado de cargas, para esto era necesario conocer la estructuración mostrada anteriormente, ahora se necesita saber cómo afectan las cargas a las vigas.

Para el análisis de cargas se sigue el siguiente procedimiento:

- Las vigas se llevan el peso de la mitad de cada aligerado que sostengan, pues son aligerados en una sola dirección. Si algún tabique está en el aligerado que sostiene la viga, la viga soportara la carga del tabique.

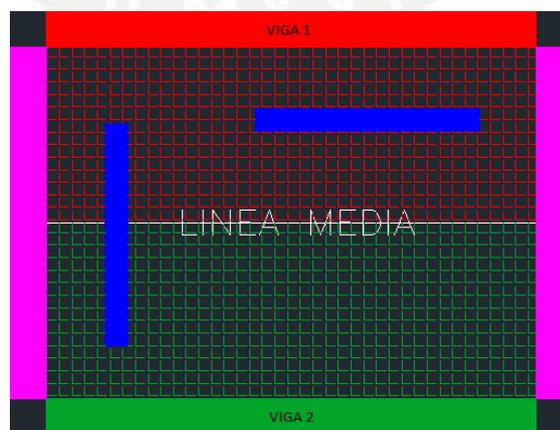


Figura 3.1 Distribución de cargas sobre vigas

Fuente: Elaboración Propia

- En esta imagen la parte roja y verde corresponden al área que sostiene cada viga. En este caso el área verde es lo que sostiene la viga 2 y el área roja lo que sostiene la viga 1.
- La figura azul corresponde a los muros de tabiquería, como se puede observar el tabique perpendicular a la línea media se divide en 2 áreas por lo que se repartirá en las 2 vigas considerando que el área del tabique que está en cada zona de influencia se ira como carga puntual a la viga a la que corresponde al área de carga.
- El tabique que esta paralelo a la viga se traslada como carga uniformemente repartida hacia la viga pero solo considerando la proyección de la longitud del tabique en la viga.

Se procede con el análisis y se muestran las características de los elementos a considerar en las cargas sobre las vigas:

#### Aligerado:

Se elegirá un aligerado con viguetas FIRTH, del manual técnico se obtiene el peso que le corresponde a un aligerado de 20 cm a 50 cm de espaciamiento. Sin embargo se agregara 2 cm más de concreto pues se quiere que el acero negativo traspase las vigas de acero y con 20 cm no hay suficiente espacio para que el concreto llene espacios vacíos entre el ala de la viga y el acero negativo. Para la zona entre el ala del concreto y el ala de la viga se usara un concreto autocompactado con piedra de huso 8.

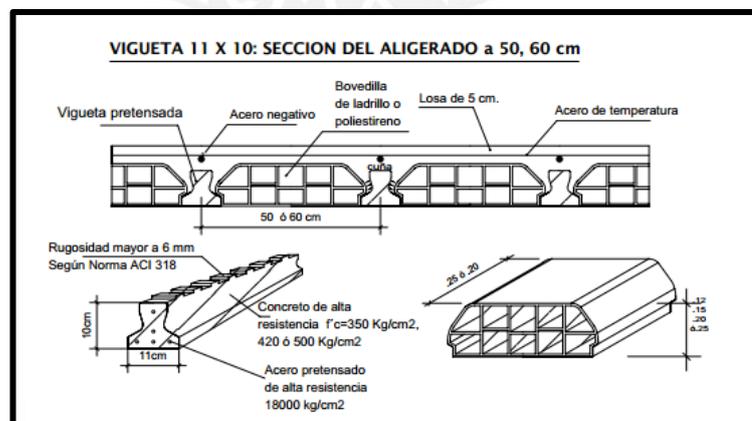


Figura 3.2: Vista de sección del aligerado FIRTH

Fuente: Manual FIRTH

Se tiene el peso del aligerado en la siguiente tabla tomada del manual FIRTH:

Tabla 3.1.- Cuadro Comparativo de Pesos de Losa

CUADRO COMPARATIVO DE PESOS DE LOSA					
ALTURA DE LOSA (cm)	LOSA TRADICIONAL	SISTEMA DE LOSA CON VIGUETAS FIRTH			
	ARCILLA (Kg/m <sup>2</sup> ) a 40 cm	LOSA CON VIGUETA SIMPLE		LOSA CON VIGUETA DOBLE	
		ARCILLA (Kg/m <sup>2</sup> )	POLIESTIRENO (Kg/m <sup>2</sup> )	ARCILLA (Kg/m <sup>2</sup> )	POLIESTIRENO (Kg/m <sup>2</sup> )
17 a 60 cm	270	245	180	250	200
17 a 50cm	270	245	180	290	230
20 a 60 cm	300	275	210	310	245
20 a 50 cm	300	280	210	345	280
25 a 60 cm	350	330	250	395	320
25 a 50cm	350	335	250	430	350
30 a 50 cm	400	400	300	515	420

Fuente: Manual FIRTH

El aligerado tendrá una altura de 20 cm por lo que tendrá un peso de 280 kg/m<sup>2</sup> ya que se considera que la separación entre viguetas es de 50 cm, pero se tendrá que considerar primero una altura de 2 cm más de concreto armado y luego una altura de 5 cm de concreto de piso terminado que también sirve para poder reforzar la zona y ayudar a que se genere un diafragma rígido. Por consecuencia se tendrá un peso extra de 48 kg/m<sup>2</sup> por los 2 cm de concreto armado y por el piso terminado de 100 kg/m<sup>2</sup>, por lo que el peso total del aligerado será de 428 kg/m<sup>2</sup>.

#### Tabiques:

Se considera que la tabiquería es de ladrillos de arcilla y será de 15 cm de espesor en todos los tabiques. Además se considera la tabiquería tiene un peso específico de 1800 kg/m<sup>3</sup> por lo tanto para un ancho de 15 cm así como una altura de 2.4 mts entre cada nivel el peso lineal del tabique será de 0.648 ton/m.

#### 3.1.2 Análisis de la viga:

Se analiza la parte más crítica de la viga, es decir donde haya mayor carga por gravedad.

- Cargas del tabique:

Para el análisis se toma como ejemplo la viga del eje B, se puede observar que esta carga tabiquería que va paralela a la viga así como algunas en sentido transversal a esta. Como se explicó las cargas paralelas serán asumidas como carga lineal y en el caso de las cargas transversales se asumirá cargas puntuales.

Se presentan 2 muros que están en el área de influencia de la viga y que son paralelas por lo tanto se tendrá como carga lineal:

Carga lineal de muro:  $2$  (cantidad de muros) \*  $0.15$  (ancho de muro) \*  $2.4$  (altura de muro) \*  $1.8$  (peso específico de la tabiquería) =  $1.296$  ton/m esto también estará representado como:

Tabla 3.2.- Cargas de tabiques paralelos a la viga

Longitud Total de la viga	5.11		
	Punto inicial	Punto final	Carga (ton)
Tabique 1 Paralelo a la viga	0	5.11	0.648
Tabique 2 Paralelo a la viga	0	5.11	0.648
	TOTAL		1.296

Para este caso se ve que la carga paralela se presenta en toda la longitud de la viga pero también ocurre que no se presenta en toda la longitud sino más bien solo en algunas partes, es por eso que se coloca en la tabla el punto inicial y final indicando donde se presenta esta. Como estos puntos son referenciales nunca la distancia hasta el punto final puede ser mayor que la longitud total.

Asumiremos las cargas transversales como puntuales, para estas cargas necesitamos saber la carga y a su vez la longitud con respecto al punto inicial.

Tabla 3.3.- Cargas de tabiques transversales a la viga

Longitud Total de la viga	5.11
Carga ton/m	0.648

	Longitud del muro transversal	Distancia al punto inicial	Carga (ton)
Carga tabique transversal 1	1.65	2.56	1.0692
Carga tabique transversal 2	1.6	2.18	1.0368
Carga tabique transversal 3	1.6	2.93	1.0368
Carga tabique transversal 4	0.28	1.41	0.18144
Carga tabique transversal 5	0.28	2.56	0.18144
Carga tabique transversal 6	0.28	3.7	0.18144

Se define longitud del muro transversal a la viga como la longitud del muro que está dentro de la zona de influencia de la viga y que multiplica a la carga lineal, luego este valor se presenta en la viga como carga puntual.

- Carga muerta del aligerado sobre la viga:

Se define como longitud transversal a la dimensión transversal a la viga del área que carga la viga:

Longitud transversal (m) \* Carga muerta (ton/m<sup>2</sup>) = Carga Lineal (ton/m)

$$3.93 \text{ mts} * 0.428 \text{ ton/m}^2 = 1.682 \text{ ton/m}$$

- Carga viva:

La carga viva es una carga lineal sobre la viga, al ser esta de 0.2 ton/m<sup>2</sup> se multiplica este valor por la longitud transversal para hallar la carga lineal sobre la viga. En conclusión:

Longitud transversal (m) x Sobrecarga (ton/m<sup>2</sup>) = Carga viva lineal (ton/m)

$$3.93 \text{ mts} * 0.2 \text{ ton/m}^2 = 0.786 \text{ ton/m}$$

Se analiza la viga como si fuera simplemente apoyada. Se colocan las cargas presentadas en las tablas y se hace el análisis, para esto solo se hará el análisis con las combinaciones que involucren solo cargas de gravedad: 1.4D y la combinación de 1.2D + 1.6L.

Tabla 3.4.- Momentos máximos en la viga con cargas últimas

Combinación	M.max (ton.m)
1.4D	18.57
1.2D + 1.6L	20.02

Se hace lo mismo con todas las vigas y se tendrá los momentos máximos para cada una.

### 3.1.3 Diseño por flexión:

Normalmente cuando una viga tiene cargas lo más probable es que la viga tienda a pandearse también en el plano transversal a su eje mayor disminuyendo la resistencia por flexión en su lado mayor a menos que haya elementos que la

arriostren y no permitan el pandeo. Esto quiere decir que la resistencia por flexión depende de la longitud espaciada que hay entre arriostres laterales de una viga, a esta la definiremos como longitud de soporte lateral ( $L_b$ ).

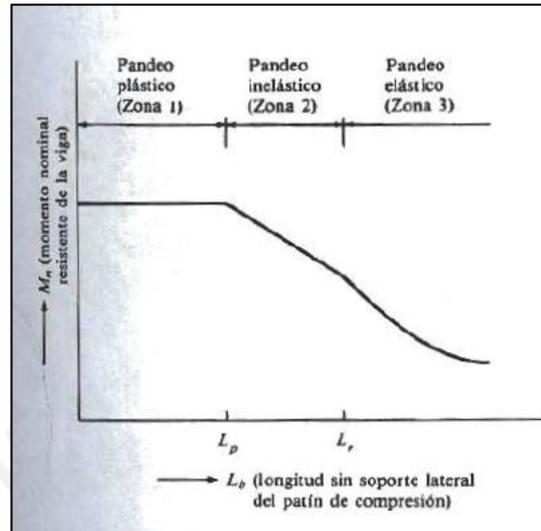


Figura 3.3: Momento nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente, del patín de compresión

Fuente: McCormac 2014

En el gráfico observamos cómo varía el momento nominal de la viga frente a una mayor longitud de soporte lateral, a una mayor longitud  $L_b$  tendrá menor resistencia. Se puede ver que se diferencian en zonas dependiendo de la longitud.

En el caso de las vigas de este proyecto, éstas son arriostradas por el mismo aligerado ya que las viguetas con el concreto le proporcionan rigidez y hacen que las vigas estén arriostradas lateralmente, por lo tanto la longitud  $L_b$  es igual a 0.

Si la longitud sin soporte lateral está en la zona 1, es decir en la zona donde  $L_b$  es menor a  $L_p$ , la resistencia a la flexión de la viga es:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_u = \phi_b M_n \quad \phi_b = 0.9$$

Siendo  $F_y$  la fluencia del acero y  $Z$  el módulo plástico.

Para el diseño de las vigas de acero se busca que el perfil a usar tenga mayor módulo plástico al requerido, es por eso que se halla el módulo plástico solicitado

ya que la fluencia es la misma y los momentos no cambian, luego se busca un perfil que vaya de acuerdo a lo solicitado.

Para la viga donde hemos hallado los momentos se asume que el  $F_y$  es de 50 ksi por lo tanto:

$$Z_x \text{ requerida} = \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

$$M_u \text{ (ton.m)} * 7.23 = M_u \text{ (klb.pie)}$$

$$Z_x \text{ requerida} = \frac{144.805}{0.9(50)}$$

Tabla 3.5.- Momentos máximos y módulo plástico requerido

EJE X	M máx. (ton.m)			M máx. (klb.pie)	Zxx requerido (in3)
	1.4D	1.2D+1.6L	Máximo	Máximo	
Viga Eje B	18.57	20.02	20.02	144.805	38.61

Se usa una viga de un solo eje de simetría para este caso. Lo que se hace es soldar planchas de acero de acero  $F_y=50$  ksi para formar la viga.

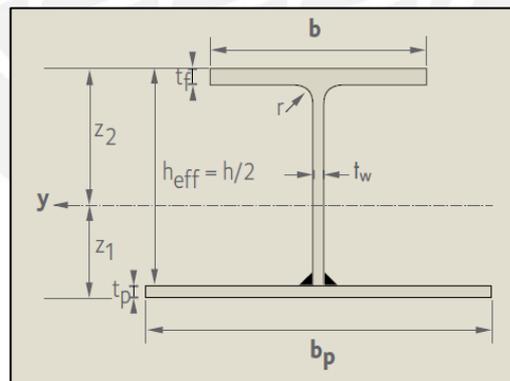


Figura 3.4: Vista de Perfil tipo IFB

Fuente: Catálogo ArcelorMittal – Slim Floors

Se construye una viga con un alto de 22 cm para que pueda tener el peralte correspondiente, se le denominara VIG220:

Tabla 3.6.- Propiedades de la viga VIG220

	milímetros	pulgadas
b	200	7.87
b <sub>p</sub>	400	15.75
t <sub>p</sub>	12	0.47
t <sub>f</sub>	12	0.47
t <sub>w</sub>	9	0.35
Heff	220	8.66

Se tienen las propiedades de este:

$$h = Heff$$

$$d = Heff + t_p = 8.66 + 0.47 = 9.13 \text{ pulg}$$

$$A = b_f * t_f + b_p * t_p + (h - t_f) * t_w = 7.87 * 0.47 + 15.75 * 0.47 + 8.19 * 0.35 = 13.96 \text{ in}^2$$

$$Z_{xx} = \frac{b_f * d^2}{4} - \frac{(b_f - t_w) * h^2}{4}$$

$$Z_{xx} = \frac{15.75 * 9.13^2}{4} - \frac{(15.75 - 0.46) * 8.66^2}{4} = 41.54 \text{ in}^2$$

Tabla 3.7.- Módulo plástico requerido y perfil seleccionado

EJE X	Zxx requerido (in3)	Perfil seleccionado	Zxx Perfil (in3)
Viga Eje B	38.61	VIG220	41.54

En esta parte solo se tendrá en cuenta las solicitudes por gravedad. Se debe tener en cuenta que en las vigas que están sobre los arriostres deben ser peraltadas pues la conexión pueda solicitar un mayor peralte para poder desarrollar la soldadura o colocar los pernos según lo que se requiera, empezaremos usando un perfil de W14, si es que la solicitud es menor se irá cambiando a un peralte menor. Usaremos el perfil W14 de menor peso en este caso W14x22.

Tabla 3.8.- Módulo plástico requerido para vigas en el eje X

EJE X	M máx. (ton.m)			M máx. (klb.pie)	Zxx requerido (in3)
	1.4D	1.2D+1.6L	Máximo	Máximo	
Viga Eje A	4.942	5.804	5.804	41.98	11.19
Viga Eje D	13.314	14.18	14.18	102.56	27.35
Viga Eje E	12.11	14.38	14.38	104.01	27.73
Viga Eje F	15.89	16.82	16.82	121.66	32.44
Viga Eje G	7.476	8.776	8.776	63.48	16.93

Tabla 3.9.- Perfil seleccionado para vigas en el eje X

EJE X	Zxx requerido (in3)	Perfil seleccionado	Zxx Perfil (in3)
Viga Eje A	11.19	W14x22	33.2
Viga Eje D	27.35	VIG220	41.54
Viga Eje E	27.73	W14x22	33.2
Viga Eje F	32.44	VIG220	41.54
Viga Eje G	16.93	W14x22	33.2

Tabla 3.10.- Módulo plástico requerido para vigas en el eje Y

EJE Y	M máx. (ton.m)			M máx. (klb.pie)	Zxx requerido (in3)
	1.4D	1.2D+1.6L	Máximo	Máximo	
Viga Eje 1	19.63	22.61	22.61	163.54	43.61
Viga Eje 2	94.49	103.11	103.11	745.80	198.86
Viga Eje 3	94.49	103.11	103.11	745.80	198.86
Viga Eje 4	19.63	22.61	22.61	163.54	43.61

Tabla 3.11.- Perfil seleccionado para vigas en el eje Y

EJE Y	Zxx requerido (in3)	Perfil seleccionado	Zxx Perfil (in3)
Viga Eje 1	43.61	W14x30	47.3
Viga Eje 2	198.86	W18x106	230
Viga Eje 3	198.86	W18x106	230
Viga Eje 4	43.61	W14x30	47.3

Se escoge el perfil W18x106 para las vigas de eje 2 y 3 ya que se quiere que el peralte sea como máximo de 18 pulgadas y se escoge este perfil pues cumple el módulo plástico solicitado y se encuentra en los perfiles que tiene en el mercado la compañía TRADISA.

### 3.2 Predimensionamiento de las Columnas

Sabemos que las columnas al interactuar con las vigas presentan momentos, aunque por ser un sistema arriostrado no son tan grandes y son irrelevantes para el predimensionamiento. Para predimensionarlas se asume que las vigas no trasladan momentos a las columnas por lo tanto se diseñan por compresión axial. Tampoco se considera el peso propio de las columnas pues estos son mucho menores comparados con los pesos por carga muerta por lo tanto no tienen influencia en esta parte del diseño.

Haremos una introducción al diseño por cargas axiales, el diseño por carga axial está influenciado directamente por un valor que se le llama la longitud efectiva de la columna, a este se denomina por  $KL$  siendo  $L$  la longitud de la columna mientras que  $K$  es el factor por el que se debe multiplicar para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de esta.

A continuación vemos algunos valores correspondientes a los factores  $K$ :

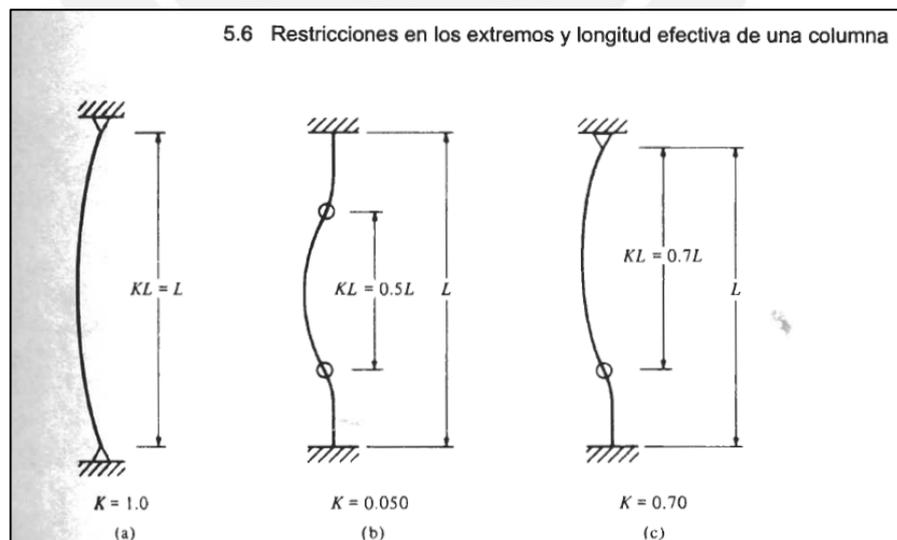


Figura 3.5: Valores de  $K$  (longitud efectiva de la columna)

Fuente: McCormac 2014

Cuando el sistema estructural se basa en un sistema de pórticos arriostrados el factor K es igual a 1. Por lo tanto para el predimensionamiento asumiremos que el factor K es igual a 1.

La resistencia a la compresión de un elemento está dada por:

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

$$P_u = \phi_c * A_g * F_{cr} \text{ con } \phi_c = 0.85$$

Pero el  $F_{cr}$  depende de cuán esbelta es la columna. Las columnas se dividen en cortas, intermedias y largas, y a medida que la columna sea corta tendrá mayor resistencia. Esto se mide con la relación:

$$\frac{KL}{r} \text{ Siendo } r \text{ el radio de curvatura propio de la sección.}$$

Las fórmulas para hallar el  $F_{cr}$  se dividen en 2: uno para pandeo elástico y otro para pandeo inelástico. Para ambas ecuaciones se define una variable:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Para hallar el  $F_{cr}$  se muestran 2 ecuaciones que incluyen efectos como los esfuerzos residuales así como la falta de rectitud inicial de las columnas.

La siguiente fórmula es de carácter empírico y es para hallar el  $F_{cr}$  cuando está en el intervalo inelástico.

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \text{ para } \lambda_c \leq 1.5$$

La otra ecuación se presenta para el intervalo elástico y tiene la característica de multiplicarse por 0.877 por considerar el efecto de la falta de rectitud.

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_y \text{ para } \lambda_c > 1.5$$

Se puede ver que el diseño es un proceso por tanteo ya que primero se necesita saber las propiedades como el radio de curvatura de la columna para luego proceder a calcular su resistencia, para simplificar los cálculos ya que esto es un predimensionamiento lo que se va a hacer es usar un  $KL/r = 50$  para proceder a iniciar los cálculos:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{50}{\pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.66$$

$$\text{Como } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \rightarrow F_{cr} = 41.67 \text{ ksi}$$

Las columnas también deben cumplir el requerimiento del AISC para sistemas de arriostres concéntricos especiales en las que las relaciones ancho – espesor de las columnas cuadradas deben ser menores al valor de la siguiente fórmula:

$$\frac{\text{Ancho}}{\text{Espesor}} \leq 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Y para las columnas de perfil W se debe tener:

$$\text{Ala} = \frac{\text{Ancho}}{\text{Espesor}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Alma} = \frac{\text{Largo}}{\text{Espesor}} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Se toma como ejemplo la columna que tiene mayor carga, que es la que está en la intersección entre los ejes 2 y E:

$$P_u = 608.9 \text{ ksi} \rightarrow A_{min} = \frac{608.9}{41.67} = 14.61 \text{ in}^2$$

Se elegirá una columna de W14x68 de  $F_y = 50 \text{ ksi}$ . Las propiedades de esta sección son:

Radio de giro:  $R_y = 2.46 \text{ pulg.}$

Área:  $20 \text{ Pulg}^2$ .

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 102.36 \text{ pulg}}{2.46 \text{ pulg}} = 41.6$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{41.6}{\pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.55$$

$$\text{Como } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \rightarrow F_{cr} = 44.06 \text{ ksi}$$

$$P_n = \phi_c * A_g * F_{cr} = 0.85 * 44.06 * 20 = 749.02 \text{ klb}$$

Para la elección de las columnas se tomó en cuenta no solo la capacidad resistente sino también que cumpla las relaciones ancho-espesor para que sea un elemento sísmicamente compacto.

Tabla 3.12.- Columnas: Cargas Solicitadas y Resistencia de las columnas

	MAX kips	Perfil seleccionado	Resistencia KIPS
EJE 1-A	67.69	COL180X180X12MM	484.07
EJE 1-B-D	151.72	COL180X180X12MM	484.07
EJE 1-E	200.93	COL180X180X12MM	484.07
EJE 1-F	160.91	COL180X180X12MM	484.07
EJE 1-G	61.9	COL180X180X12MM	484.07
EJE 2-A	383.26	W14X53	552.42
EJE 2-G	258.17	W14X53	552.42

Para los ejes 3 y 4 se eligen las mismas columnas que el eje 2 y 1 respectivamente.

### 3.3 Predimensionamiento de los arriostres:

Se ha elegido el sistema de arriostres concéntricos especiales como sistema estructural. Se hace un análisis estático y luego se procede a realizar el análisis estructural para poder medir las fuerzas que están en el arriostre y poder dimensionarlo. El peso se halla considerando la carga muerta y el 25% de la carga viva.

El método para hallar el tamaño de los arriostres consiste en determinar la fuerza cortante generada por el sismo en la base y luego se distribuye a los pisos superiores.

#### 3.3.1 Análisis Estático:

Se hace un análisis estático de la estructura sin considerar el peso de los propios arriostres pero con los pesos de las columnas y vigas que se hallaron en el predimensionamiento. Los pesos de los arriostres son mucho menores si se comparan con el peso del edificio por la carga muerta y carga viva por lo que no considerarlos no cambiaría considerablemente las fuerzas que tienen los arriostres.

Después de esto se obtendrá la cortante basal que servirá para hallar las dimensiones de los arriostres.

Tal como se estipula en la norma peruana E.030 Norma Sismorresistente - 2016 se consideraron los siguientes factores:

1. Factor de zona (Z): La edificación por estar en la ciudad de Lima pertenece a la zona sísmica 4 y le corresponde un valor de 0.45.
2. Coeficiente de uso (U): La estructura por estar destinada a viviendas y estar destinada a un uso común tendrá el valor de 1.
3. Tipo del suelo: La estructura estará cimentada sobre la grava típica de la ciudad de Lima. Para este tipo de suelo la norma específica:  
 $S=1$   
 $T_p = 0.4$
4. Coeficiente de reducción sísmica (R): En nuestro caso se ha elegido un sistema de arriostres concéntricos especiales y se tiene como coeficiente el valor de 8.
5. Factor de amplificación sísmica (C): Representa la amplificación del sistema estructural respecto a la aceleración del suelo y depende del periodo de la estructura, para hallar esto es importante saber la altura del edificio así como el sistema estructural a usar. El periodo se halla con la altura del edificio que en este caso es 11.98 mts.

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{11.98}{45}$$

La norma indica que para pórticos de acero arriostrados se usa como valor de  $C_t$  45.

Entonces se tiene que el periodo es:

$$T = 0.266$$

Como se usara el mismo sistema estructural para las 2 direcciones asumiremos que el periodo será el mismo cuando haya movimiento sísmico en las 2 direcciones:

$$C_{xy} = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.4}{0.266} = 3.76$$

Como este valor es mayor a 2.5 y este a su vez es el máximo valor posible se tomara 2.5.

Siguiendo el procedimiento para saber las fuerzas que tendrá cada arriostre, el primer paso es calcular el peso de la estructura. Se debe considerar el peso propio así como el peso de la tabiquería.

Para calcular el peso de la estructura la norma dice que el peso se calculara adicionando un porcentaje de la carga viva, en nuestro caso por ser edificación común el 25%. Después de obtener el peso se calculara la cortante en cada piso por medio de un análisis estático.

Se asume que el periodo es el mismo para los 2 sentidos, en el eje X y en el eje Y. Se muestran los resultados del análisis estático en ambas direcciones siguiendo los procedimientos dictados por la norma E.030:

Tabla 3.13.- Pesos de los niveles del edificio

PESO DEL EDIFICIO: Nro Pisos: 04 y un semisótano

Nivel	Area (m2)	ton/m2	Peso(ton)
PISO5	245.05	0.64	156.04
PISO4	245.05	0.94	231.40
PISO3	245.05	0.94	231.40
PISO2	245.05	0.94	229.27
PISO1	288.93	0.90	263.16
			<b>1111.28</b>

Mostraremos una tabla en la cual se mostrara los niveles y las fuerzas cortantes que hay en estos pisos y que son sacados del análisis estático de la estructura:

Tabla 3.14.- Parámetros sísmicos usados en la dirección X-X

#### ANALISIS SISMICO X-X

Num. Pisos: 5.00  
**Peso Total (P): 1111.28 Ton**

**Coeficientes ZUCS**

Zona 3	Z =	0.45
Edificación Común	U =	1.00
$2.5(Tp/T) \leq 2.5$	C =	2.50
Suelo RIGIDO (S1)	S =	1.00
Sistema Arriostrado Concéntricamente	R =	8.00

ZUCS/R: **14.06%** (Porcentaje del Peso)

(ZUCS/R)P = **156.27 Tn**

A su vez se muestra el siguiente cuadro en el cual se presentan las fuerzas cortantes repartidas a través de los pisos.

Tabla 3.15.- Fuerza cortante por piso en la dirección X-X

Piso	H (m)	P (Tn)	P.H (Tnxm)	%V	Vpiso (Tn)
AZOTEA	11.98	166.87	1869.40	26.96	42.13
PISO4	9.36	244.18	2165.94	31.24	48.81
PISO3	6.74	244.18	1559.66	22.49	35.15
PISO2	4.12	244.18	944.60	13.62	21.29
PISO1	1.50	259.05	394.73	5.69	8.90
			<b>6,934.34</b>	<b>100.00</b>	<b>156.27</b>

Tabla 3.16.- Parámetros sísmicos usados en la dirección Y-Y

**ANÁLISIS SISMICO Y-Y**

Num. Pisos: 5.00

**Peso Total (P): 1111.28 Ton**

**Coeficientes ZUCS**

Zona 3	Z =	0.45
Edificación Común	U =	1.00

2.5(Tp/T)<=2.5	C =	2.50
Suelo RIGIDO (S1)	S =	1.00
Sistema Arriostrado Concéntricamente	R =	8.00

ZUCS/R: **14.06%** (Porcentaje del Peso)

(ZUCS/R)P = **156.27 Tn**

Tabla 3.17.- Fuerza cortante por piso en la dirección Y-Y

Piso	H (m)	P (Tn)	P.H (Tnxm)	%V	Vpiso (Tn)
PISO5	11.98	156.04	1869.40	26.96	42.13
PISO4	9.36	231.40	2165.94	31.24	48.81
PISO3	6.74	231.40	1559.66	22.49	35.15
PISO2	4.12	229.27	944.60	13.62	21.29
PISO1	1.50	263.16	394.73	5.69	8.90
			<b>6,934.34</b>	<b>100.00</b>	<b>156.27</b>

### 3.3.2 Análisis Estructural para hallar las fuerzas en los arriostres

Luego se procede a hallar las fuerzas en los arriostres, para esto se puede asumir que la rigidez que proporciona cada arriostre en cada sentido es de un valor referencial de 1, es decir como son 4 arriostres en el eje Y, este tendría un valor de 4 ya que hay 4 arriostres y en el eje X tendría un valor de 3 ya que son 3 arriostres. Se analizara la zona que presenta más esfuerzos. Para el análisis no se considera la columna Zipper ya que el uso de esta columna ayuda a que el edificio tenga un óptimo comportamiento y aunque genera que los arriostres tengan menor fuerza por sismo esta reducción no es significativa.

Rx = 1 y Ry= 1 (Valores referenciales de rigidez en cada dirección por cada arriostre)

Se distribuirá la fuerza cortante total, es decir el Vx o el Vy total entre los arriostres. Nos ayudaremos con esta fórmula:

$$V_{1x} = (R_1) \left[ \frac{V_x}{\Sigma R_x} \pm \frac{(V_x e)(d)}{\Sigma R_y d^2} \right]$$

e: excentricidad requerida por torsión.

d: distancia del arriostre hacia el centro de rigidez.

R1: Valor referencial del arriostre 1 según lo que se asumió, en este caso será de 1.

Vx: Fuerza cortante total generada por el sismo en la dirección X.

$\Sigma R_x$  : Sumatoria total de rigideces referenciales en la dirección X.

$\Sigma R_y d^2$ : Sumatoria de rigideces referenciales en el eje Y multiplicados por la distancia de cada arriostre hacia el centro de rigidez en la dirección y-y.

$V_{1x}$ : Fuerza provocada por el sismo en el arriostre.

Se asume que la excentricidad es la fuerza multiplicada por el 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

Por eso la excentricidad para cada eje es:

Tabla 3.18.- Excentricidades en cada dirección

	D	0.05*D
E x-x	21.65	1.0825
E y-y	15.33	0.7665

Para simplificar los cálculos se asume que el centro de rigidez está en el centro del edificio por lo cual la distancia del arriostre hasta el centro de rigidez para el arriostre 1, es 10.82, luego se halla la sumatoria de la rigidez referencial de cada arriostre, esto nos da un valor de 3 ya que son 3 arriostres. Luego se tiene la sumatoria de la rigidez referencial por la distancia, lo que hallaremos con la siguiente tabla. Para un piso típico:

Tabla 3.19.- Sumatoria de la rigidez referencial de cada arriostre multiplicada por la distancia del arriostre al centro de rigidez en la dirección X-X

Rx	EJE X	
	d	Rx D <sup>2</sup>
1	10.82	117.1
1	1.43	2.0
1	9.40	88.4

$\Sigma R_x D^2$	207.5
------------------	-------

Tabla 3.20.- Sumatoria de la rigidez referencial de cada arriostre multiplicada por la distancia del arriostre al centro de rigidez en la dirección Y-Y

Ry	EJE Y	
	d	Ry D <sup>2</sup>
2	7.67	235.32
2	7.67	235.32

$\Sigma R_y D^2$	470.63
------------------	--------

Se ve que en el EJE Y se coloca 2 en los arriostres, eso se da porque en cada lado hay 2 arriostres y no uno como hay en el EJE X. Con estos datos podemos resolver la ecuación:

$$V_{1x} = (1) \left[ \frac{V_x}{3} \pm \frac{(V_x * 1.0825)(10.82)}{470.63} \right]$$

Por lo que:

$$V_{1x} = 0.358$$

Por lo tanto se hace el análisis y se obtiene las fuerzas que hay en los diferentes pisos:

$$V_{1-2do\ piso} = 0.358V_x$$

Se muestra el cuadro en el que se puede apreciar la cortante acumulada producida por la fuerza sísmica que hay en los pisos:

Tabla 3.21.- Fuerzas cortantes en cada piso:

		Cortante acumulada
Piso	Vpiso (Ton)	Vx acum (Ton)
PISO5	42.13	42.13
PISO4	48.81	90.94
PISO3	35.15	126.09
PISO2	21.29	147.38
PISO1	5.69	156.27

Por lo tanto se tiene que:

$$V\text{-}2\text{do piso} = 0.358 \cdot 147.38 = 52.76 \text{ ton}$$

$$V\text{-}3\text{er piso} = 0.358 \cdot 126.09 = 45.14 \text{ ton}$$

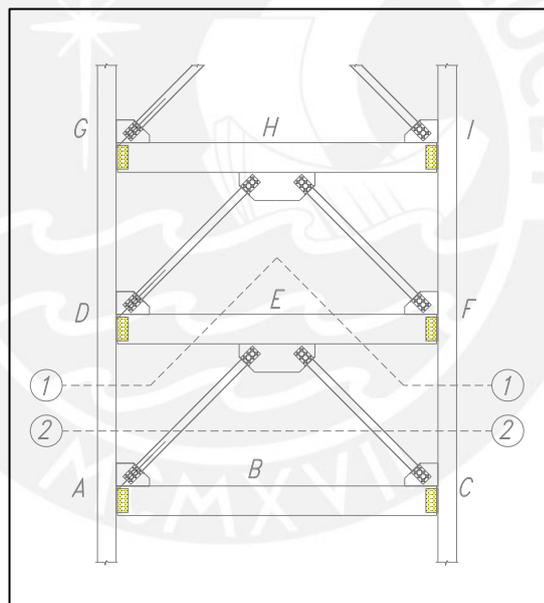


Figura 3.6: Vista de Pórticos con Arriostres sin Columnas Zipper

Fuente: Elaboración Propia

Se hace un análisis para obtener las fuerzas:

En la sección 1-1:

En el punto A

$$\Sigma F_y = 0 = -\frac{2.6}{3.645} (P_{AE}) - \frac{2.6}{3.645} (P_{CE})$$

$$P_{AE} = -P_{CE}$$

Si se toma de referencia en el punto E:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$P_{DE} = -P_{EF}$$

Para la sección 2-2:

$$\Sigma F_x = 0 = 52.76 - \frac{2.555}{3.645}(P_{AE}) + \frac{2.555}{3.645}(P_{CE})$$

Como

$$P_{AE} = -P_{CE}$$

$$52.76 = 2 * \frac{2.555}{3.645}(P_{AE})$$

$$P_{AE} = 37.63$$

$$P_{CE} = -37.63$$

Para la sección 1-1:

$$\Sigma F_x = 0 = 52.76 + P_{DE} - P_{EF}$$

Como:

$$P_{DE} = -P_{EF}$$

$$P_{DE} = 26.38$$

$$P_{EF} = -26.38$$

Las fuerzas de gravedad en los arriostres son muy bajas en comparación con las fuerzas sísmicas por lo que se obviarán para este predimensionamiento.

### 3.3.3 Diseño de Arriostres por compresión

Se diseña el arriostre por compresión axial pura ya que los arriostres no tienen momentos, así que aplicaremos los mismos principios que al momento de diseñar las columnas.

Se diseña el arriostre Pae de la figura mostrada del que ya se tiene las fuerzas mostradas anteriormente.

Se tiene las fuerzas por cargas de sismo:

P sismo:  $\pm 37.63$  ton ó 82.8 kips

Se usan perfiles de  $F_y = 50$  ksi, para esto se asume que:

$$\frac{KL}{r} = 50$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{50}{3.1416} * \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.66$$

Se aplica la ecuación para valores  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.66^2}) 50 = 41.66 \text{ ksi}$$

$$P_u = \phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi F_{cr}} = \frac{82.8}{0.85 * 41.66} = 2.34 \text{ pulg}^2 = 15.097 \text{ cm}^2$$

Es importante tener en cuenta que según las nuevas disposiciones sísmicas para sistemas arriostres concéntricos especiales se tiene que las relaciones ancho espesor para secciones cuadradas deben cumplir ciertos requisitos como:

$$\frac{\text{Ancho}}{\text{Espesor}} \leq 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

La relación ancho-espesor debe ser menor a este valor:

$$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 15.413$$

Se usan tubos cuadrados de 100 mm de largo y 8 mm de espesor ya que tiene un área de 29.4 cm<sup>2</sup> y cumple con el requerimiento antes mencionado.

Tabla 3.22.- Relación Límite de Ancho - Espesor

	Relación límite de ancho-espesor	
	Alas	Alma
REQUISITO	15.64	15.64
PERFIL 100 x 100 x 8 mm	12.50	12.50

PERFIL 100 x 100 x 8 mm

$A_g = 29.4 \text{ cm}^2 = 4.56 \text{ in}^2$

$R_x = 3.77 \text{ cm} = 1.484 \text{ in}$

$R_y = 3.77 \text{ cm} = 1.484 \text{ in}$

- Resistencia a la Compresión:

Longitud =

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 * 143.52}{1.484} = 96.71$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{96.71}{3.1416} * \sqrt{\frac{50}{29000}} = 1.278$$

Se aplica la ecuación para valores  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{1.278^2}) 50 = 25.24 \text{ ksi}$$

$$P_u = \phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g = 0.85 * 25.24 \text{ ksi} * 4.56 \text{ in}^2 = 97.83 \text{ kips}$$

- Resistencia a la tracción:

$$P_u = \phi P_n = \phi F_y \cdot A_g = 0.90 * 50 \text{ ksi} * 4.56 \text{ in}^2 = 205.2 \text{ kips}$$

Se ve que el perfil tiene la resistencia adecuada.

### 3.3.4 Diseño de columna intermedia o Zipper:

La columna zipper se diseña con la fuerza generada por el desbalance de la acción de tracción-compresión en las riostras.

Esta fuerza es:

$$P_{un} = (P_t - P_c) * \text{sen} \alpha$$

$\alpha$  es el ángulo que forma las riostras con la horizontal.

Según el AISC 341 – Seismic Provisions para la fuerza de tensión máxima (Pt), la riostra desarrollara su resistencia a fluencia especificada en la siguiente fórmula en la cual  $A_g$  es el área bruta de la sección y  $R_y$  un coeficiente  $R_y$  que depende del

tipo de material y forma de la riostra a usar como en este caso el acero es de grado 50 y de sección cuadrada,  $R_y$  es 1.1:

$$P_t = R_y F_y A_g$$

Para la riostra en compresión el AISC-341 Seismic Provisions nos dice que para un sistema de arriostres concéntricos especiales el arriostre tiene una fuerza ( $P_c$ ) que alcanza el 30% de su resistencia en compresión:

$$P_c = 0.3P_n$$

Para el perfil seleccionado en el arriostre que es un tubo cuadrado de 100 x 100 x 8 mm se tiene:

$$P_t = R_y F_y A_g = 1.1 * 50 \text{ ksi} * 4.56 \text{ in}^2 = 251 \text{ kips}$$

$$P_c = 0.3P_n = 0.3 * 115.09 \text{ kips} = 34.53 \text{ kips}$$

$$P_{un} = (251 - 34.53) \text{ sen } 45.5^\circ = 154.4 \text{ kips}$$

Se diseña la columna zipper a compresión axial, se elige el perfil 120 x 120 x 8 mm, la longitud es de 2.6 mts ó 102.4 pulg.

PERFIL 120 x 120 x 8 mm

$$A_g = 35.84 \text{ cm}^2 = 5.56 \text{ in}^2$$

$$R_x = 4.584 \text{ cm} = 1.805 \text{ in}$$

$$R_y = 4.584 \text{ cm} = 1.805 \text{ in}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 * 102.4}{1.805} = 56.71$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{56.71}{3.1416} * \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.75$$

Se aplica la ecuación para valores  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.75^2}) * 50 = 39.51 \text{ ksi}$$

$$P_u = \phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g = 0.85 * 39.51 \text{ ksi} * 5.56 \text{ in}^2 = 186.73 \text{ kips}$$

Para el diseño de la columna se tendrá en cuenta solo el efecto de la compresión axial.

## CAPÍTULO IV:

### ANÁLISIS SÍSMICO

Se usa el programa ETABS para conocer el comportamiento que tiene la estructura por el sismo. Para esto se usa los parámetros que se especificaron en el análisis estático para el predimensionamiento de los arriostres.

Como ya antes se han hallado las fuerzas por cargas de gravedad y se ha diseñado por estas, ahora veremos cómo actúa la estructura frente a un sismo y también la interacción que tiene las vigas con las columnas y arriostres.

Mediante este análisis obtendremos las principales respuestas a la estructura las cuales son:

- Los periodos y modos de vibración
- La fuerza cortante basal y los desplazamientos laterales
- Fuerzas internas en los elementos resistentes.

Se usara un análisis modal espectral. Para el análisis se considera un sismo que tendrá un espectro definido por la norma E.030. En este análisis se hallan las fuerzas internas y desplazamientos en la edificación por efectos del sismo. Para este análisis se utilizó un modelo tridimensional utilizando el programa ETABS.

El proceso para diseñar el edificio es un proceso iterativo, por lo que primero se verifica que la estructura cumpla las solicitaciones sísmicas, luego se calculan las fuerzas internas y a continuación se diseña los elementos del edificio y si se observa que las fuerzas requeridas son mayores se tendrá que cambiar los elementos y luego proceder a un nuevo análisis sísmico, verificar que cumpla las solicitaciones sísmicas y luego hacer el diseño. Con la ayuda del programa se podrá ejecutar las iteraciones de una manera rápida y efectiva aunque el predimensionamiento se hizo precisamente para que no se itere muchas veces.

#### 4.1 Condiciones generales del análisis:

- Los parámetros que se consideran de la norma Sismorresistente fueron definidos en el capítulo anterior en el predimensionamiento de los arriostres.

- El peso del edificio considera el peso propio de los arriostres, vigas y columnas así como el peso de la tabiquería.

#### 4.1.1 Consideraciones en el programa ETABS:

- Se considera que los arriostres soportan la fuerza sísmica y que las vigas son simplemente apoyadas. Por lo tanto es posible considerar en el modelo que las vigas no presenten momentos generando que las conexiones solo se diseñen por fuerzas cortantes.
- No se consideró que el semisótano presente un apoyo horizontal por acción del suelo ya que este solo tiene 1.15 mts de profundidad, por lo que en el modelo en ETABS se tienen los 4 pisos y el semisótano incluido.
- Se considera que en la unión entre las vigas y losas aligeradas existe una cohesión fuerte que genera el diafragma rígido en todo el piso, se considera que cada piso se comporta como este.
- La altura típica considerada fue de 2.62 mts ya que es la altura que va de piso a piso.

#### 4.2 Peso del Edificio:

La norma indica que el peso debe ser calculado considerando un porcentaje de la carga viva y la carga muerta. Este porcentaje varía dependiendo de qué tipo es la categoría en la que se encuentra el edificio. Como el edificio se encuentra en la categoría C (Edificaciones Comunes) el porcentaje a añadir será del 25% de la carga viva. Los pesos los hallaremos considerando los elementos seleccionados en el predimensionamiento:

Tabla 4.1.- Peso por piso del edificio:

Nivel	Área (m <sup>2</sup> )	ton/m <sup>2</sup>	Peso(ton)
PISO5	245.05	0.69	168.14
PISO4	245.05	1.00	246.27
PISO3	245.05	1.00	245.47
PISO2	245.05	1.00	245.74
PISO1	288.93	0.90	260.52
			<b>1168.06</b>

## 4.3 Configuración estructural:

Irregularidades estructurales en altura:

1. Irregularidad de Rigidez – Piso Blando: Según la norma E-030 Diseño Sismorresistente-2016 se considera que es irregular cuando la deriva de entrepiso es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor de la deriva en el entrepiso inmediato superior y se considera que tiene una irregularidad extrema de rigidez cuando esa misma relación es superior a 1.6, para esto hallamos las derivas después de efectuar el análisis sísmico y podemos observar para las derivas en X:

Tabla 4.2.- Tabla de derivas y relación entre derivas de pisos continuos en la dirección X-X:

Piso	Carga	$\Delta REL$	$\Delta PISO/\Delta PISO$ inm.
PISO5	SX	0.0037	1.375
PISO4	SX	0.0051	1.165
PISO3	SX	0.0060	1.000
PISO2	SX	0.0060	1.360
PISO1	SX	0.0044	

Y también se analiza las derivas en Y:

Tabla 4.3.- Tabla de derivas y relación entre derivas de pisos continuos en la dirección Y-Y:

Piso	Carga	$\Delta REL$	$\Delta PISO/\Delta PISO$ inm.
PISO5	SY	0.0032	1.397
PISO4	SY	0.0045	1.240
PISO3	SY	0.0057	1.009
PISO2	SY	0.0057	1.397
PISO1	SY	0.0041	

Vemos que no hay irregularidad.

2. Irregularidad de Masa: Todos los pisos tienen el mismo tipo de estructuración por lo que la diferencia de masas no es mayor al 150 % de la

masa de un piso adyacente como indica la norma por lo que se puede decir que no hay este tipo de irregularidad.

3. Irregularidad Geométrica Vertical: Todos los pisos presentan formas similares y las áreas son parecidas exceptuando en el 1er piso que es el 110% del área de los pisos superiores, esto es menor de lo que se especifica en la norma 130%.
4. Discontinuidad en los sistemas resistentes: No existe la discontinuidad en ambas direcciones.

Irregularidades estructurales en planta:

1. Irregularidad torsional: Para que una estructura sea considerada irregular se tendrá que considerar que en las 2 direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea mayor a 1.2 veces el desplazamiento del centro de masas del mismo piso. Y en los casos en los cuales el desplazamiento promedio sea menor al 50 %. Analizamos la dirección en X-X y en Y-Y:

Tabla 4.4.- Tabla de desplazamiento relativo máximos y del centro de masa en la dirección X-X:

Piso	Carga	$\Delta REL$	$\Delta REL CM$	$\Delta REL / \Delta REL CM$
PISO5	SX	0.0037	0.0032	1.17
PISO4	SX	0.0051	0.0046	1.12
PISO3	SX	0.0060	0.0055	1.09
PISO2	SX	0.0060	0.0055	1.09
PISO1	SX	0.0044	0.0041	1.07

Tabla 4.5.- Tabla de desplazamiento relativo máximos y del centro de masa en la dirección Y-Y:

Piso	Carga	$\Delta REL$	$\Delta REL CM$	$\Delta REL / \Delta REL CM$
PISO5	SY	0.0032	0.0032	1.00
PISO4	SY	0.0045	0.0044	1.03
PISO3	SY	0.0057	0.0057	1.00
PISO2	SY	0.0057	0.0057	1.00
PISO1	SY	0.0041	0.0041	1.00

Se puede observar que la relación entre la deriva máxima y la del centro de masas es menor a 1.2 por lo tanto no presenta irregularidad torsional.

2. Esquinas entrantes: Debe cumplirse a la vez, que las esquinas entrantes deben ser mayores al 20% de la correspondiente dimensión total en planta, en el edificio no hay esquina que sea mayor a esta área por lo tanto no presenta irregularidad de este tipo.
3. Discontinuidad del diafragma: En este edificio no existe tipo de discontinuidades ya que todos los pisos presentan similares características en todos sus pisos.
4. Sistemas no Paralelos: No existe este tipo de irregularidad pues los arriostres están colocados uniformemente en la estructura.

No presenta ninguna irregularidad por lo tanto el valor de R es igual a 8 en ambas direcciones.

#### 4.4 Excentricidad Accidental:

La norma E.030-Diseño Sismorresistente-2016 indica que se debe considerar una excentricidad accidental a la dirección del sismo, esto es:

Tabla 4.6.- Excentricidades en cada dirección:

DIRECCIÓN	X-X	Y-Y
DIMENSIÓN DE EDIFICACIÓN	15.65	21.65
5% (L)	0.7825	1.0825

#### 4.5 Modos y Periodos Resultantes:

Como el edificio presenta 5 pisos y se tiene 3 grados de libertad por cada piso, se presentan 15 modos en la estructura.

Tabla 4.7.- Modos y Periodos de la Estructura:

Modo	Periodo	UX	UY
1	0.530	77.30	0.00
2	0.526	0.00	77.27
3	0.362	0.23	0.00
4	0.180	17.14	0.01
5	0.179	0.01	18.27

6	0.124	0.03	0.00
7	0.105	0.00	3.12
8	0.101	3.81	0.00
9	0.080	0.00	1.06
10	0.076	0.94	0.00
11	0.070	0.21	0.00
12	0.068	0.00	0.27
13	0.064	0.30	0.00
14	0.053	0.02	0.00
15	0.044	0.01	0.00

Podemos observar que en la dirección del Eje X el movimiento queda definido por el modo 1 y en la dirección Y-Y queda definido por el modo 2 teniendo un periodo de 0.53 para el primer modo y 0.526 para el segundo. Podemos observar que los periodos son casi el doble de lo que hemos hallado, de esto se puede concluir que el análisis estático preliminar hecho para los arriostres es conservador y por lo tanto las fuerzas de diseño final son menores por lo que en algunos arriostres se puede disminuir de tamaño.

#### 4.6 Análisis Estático

El análisis consiste en el mismo que se hizo la vez anterior para hallar los arriostres, lo que se hará ahora será hallar la cortante basal de la estructura tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y considerando los arriostres, para ello utilizaremos la relación especificada en la Norma E.030. Se considera los parámetros para el análisis sísmico usado para el predimensionamiento de los arriostres:

Tabla 4.8.- Parámetros sísmicos usados en la dirección X-X

#### ANALISIS SISMICO X-X

Num. Pisos: 5.00  
**Peso Total (P): 1119.8 Ton**

**Coeficientes ZUCS**

Zona 3	Z =	0.45
Edificación Común	U =	1.00
$2.5(Tp/T) \leq 2.5$	C =	1.89
Suelo RIGIDO (S1)	S =	1.00
Sistema Arriostrado Concéntricamente	R =	8.00

ZUCS/R: **10.61%** (Porcentaje del Peso)

(ZUCS/R)P = **118.85 Tn**

Tabla 4.9.- Parámetros sísmicos usados en la dirección Y-Y

**ANÁLISIS SISMICO Y-Y**

Num. Pisos: 5.00

**Peso Total (P): 1119.81 Ton**

**Coeficientes ZUCS**

Zona 3	Z =	0.45
Edificación Común	U =	1.00
$2.5(Tp/T) \leq 2.5$	C =	1.90
Suelo RIGIDO (S1)	S =	1.00
Sistema Arriostrado Concéntricamente	R =	8.00

ZUCS/R: **10.69%** (Porcentaje del Peso)

(ZUCS/R)P = **119.75 Tn**

**4.7 Análisis Dinámico:**

En el caso de edificaciones convencionales se utiliza el procedimiento de combinación espectral. El espectro de aceleraciones queda definido como:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

#### 4.7.1 Control de Desplazamientos Laterales

Al ser una estructura de acero se tiene que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso aceptable es de 0.01, a su vez se tendrá que multiplicar el valor de desplazamiento por 0.75 el valor de R ya que estos son hechos en el estado elástico y la norma específica que se debe comparar los valores para el estado inelástico.

Tabla 4.10.- Derivas máximas en la dirección X-X

NIVEL	Deriva Maxima X	0.75*R*Deriva Maxima	LIMITE PERMITIDO
5	0.0006	0.0037	<b>0.01</b>
4	0.0009	0.0051	<b>0.01</b>
3	0.0010	0.006	<b>0.01</b>
2	0.0010	0.006	<b>0.01</b>
1	0.0007	0.0044	<b>0.01</b>

Tabla 4.11.- Derivas máximas en la dirección Y-Y

NIVEL	Deriva Maxima Y	0.75*R*Deriva Maxima	LÍMITE PERMITIDO
5	0.0005	0.0032	<b>0.01</b>
4	0.0008	0.0045	<b>0.01</b>
3	0.0010	0.0057	<b>0.01</b>
2	0.0010	0.0057	<b>0.01</b>
1	0.0007	0.0041	<b>0.01</b>

Podemos ver que la deriva cumple con las solicitudes por norma, si se hubiera disminuido la rigidez de la estructura, es decir tener una deriva mayor se hubiera tenido problemas en el diseño ya que se cuidó que la estructura cumpla la regularidad por rigidez y que el cociente entre derivas sea menor a 1.4 ya que si no se reduciría el factor R por lo que se tendría fuerzas sísmicas más grandes y perfiles de mayor peso, así mismo reducir rigidez llevaría también a que los perfiles sean más grandes. Lo que se quiso fue optimizar el peso de la estructura por lo

tanto el diseño se basó en encontrar un equilibrio para que la estructura cumpla las solicitaciones por rigidez y diseño y el peso sea el más óptimo.

#### 4.7.2 Junta de Separación Sísmica

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima  $s$  para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. La norma establece que esta separación no sea menor que:

1.  $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
2.  $S = 0.006h$
3.  $S > 3\text{cm}$

Donde  $h$  es la medida de la altura del edificio desde el nivel natural.

1. La norma nos dice que el edificio se retira de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables distancias no menores a  $2/3$  del desplazamiento máximo, por lo que analizaremos en el caso del eje x-x y el eje y-y.

$$\text{Desp máx (X-X)} = 1.11 \cdot 0.75 \cdot 8 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\text{Desplazamiento en X: } 2/3 (6.66 \text{ cm}) = 4.44 \text{ cm}$$

$$\text{Desp máx (X-X)} = 1.01 \cdot 0.75 \cdot 8 = 6.06 \text{ cm}$$

$$\text{Desplazamiento en X: } 2/3 (6.06 \text{ cm}) = 4.04 \text{ cm}$$

2. La edificación presenta una altura de 11.98 metros a nivel de azotea y tomando el segundo criterio se obtiene:

$$S = 0.006 \cdot 1198 = 7.2 \text{ cm}$$

3. Indica que  $s > 3\text{cm}$ .

De los siguientes valores tomamos el más crítico por lo que  $S = 7.2 \text{ cm}$ . en la dirección X-X y  $S = 7.2 \text{ cm}$  en la dirección Y-Y.

#### 4.7.3 Fuerzas Horizontales

La edificación al considerarse regular debe contar con una cortante en la base no menor al 80% del valor de  $V$  calculado en el análisis estático en el eje X y en el eje Y ya que es regular en ambos sentidos.

Tabla 4.12.- Fuerza Cortante en ETABS:

Fuerza Cortante (Etabs)		
Fuerza Cortante	V dinámico (Tn.)	V estático (Tn.)
Sismo XX	98.49	118.85
Sismo YY	98.36	119.75

		Factor de Amplificación
80% V est XX	95.08	1
80% V est YY	95.80	1

Por lo tanto se amplifican las fuerzas en la dirección X-X pero no en el otro sentido.

## CAPÍTULO V:

### DISEÑO DE VIGAS

Después de haber hallado las fuerzas que son generadas por el sismo, se procede a realizar el diseño por flexión, corte y deflexiones de las vigas. Se tomara como ejemplo la viga más larga.

#### 5.1 Diseño por Flexión:

Para el diseño por flexión se tienen 3 condiciones básicas:

- 1.- Ley de Hooke: Las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos.
- 2.- Hipótesis de Navier: Una sección plana permanece plana después de la aplicación de la cargas.
- 3.- Las deformaciones internas son pequeñas y despreciables.

La norma peruana nos dice que la resistencia nominal en flexión es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de (a) fluencia, (b) pandeo lateral torsional, (c) pandeo local del ala y (d) pandeo local del alma. La norma indica que mientras el valor de  $L_b$  es menor al de  $L_p$  solamente es aplicable el estado límite de fluencia, esto se da porque la losa confina la viga y reduce el  $L_b$  al valor de 0, la resistencia de diseño a flexión se da por medio de la fórmula:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Veamos a continuación el diseño de la siguiente viga:

Diagramas de momento:

Carga muerta:

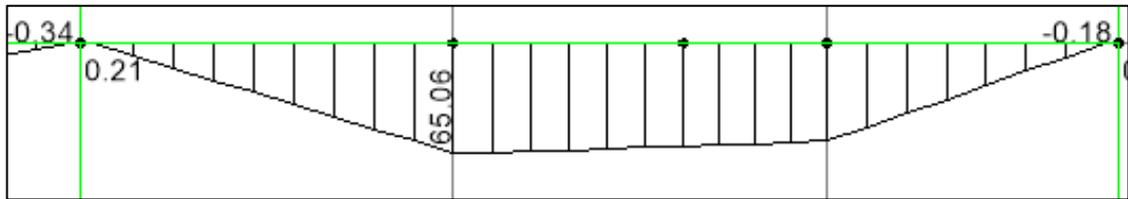


Figura 5.1: Vista de Momentos por carga muerta en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

Carga viva:

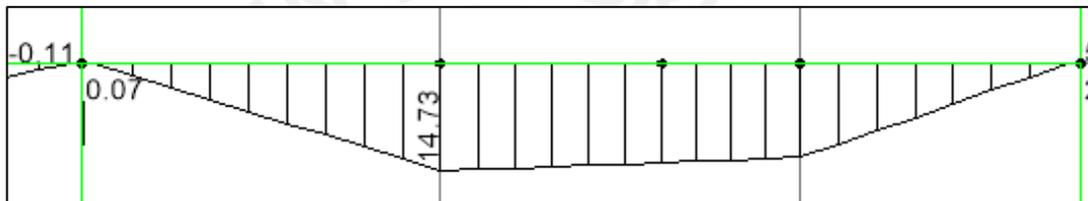


Figura 5.2: Vista de Momentos por carga viva en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

Las cargas por sismo son nulas ya que el arriostre es el elemento que se lleva la fuerza producida por el sismo entonces la viga es un elemento que es diseñado por fuerzas de gravedad. Las conexiones se diseñaran a corte en esta viga.

Las vigas están arriostradas lateralmente por el aligerado Firth haciendo que estas estén en la zona plástica donde desarrollan su mayor capacidad a flexión y se usa la fórmula:

$$M_n = \phi_b * F_y * Z_{xx}$$

El máximo momento que regirá el diseño se da por la combinación de 1.2D + 1.6L.

$$M_u = 1.2 * (65.06) + 1.6 * (14.73) = 101.64 \text{ ton.m} = 8819.3 \text{ klb.in}$$

Hallaremos el modulo plástico requerido para hallar la viga para saber el elemento requerido:

$$Z_{xx} \text{ requerida} = \frac{8819.3 \text{ klb.in}}{0.9 * 50 \text{ ksi}} = 195.984 \text{ in}^3$$

Al ver los perfiles que vende la compañía FIERRO TRADI S.A., elegimos el perfil W18x106 ya que su módulo de sección plástica es de 230 pul<sup>3</sup> y la viga que es inmediatamente inferior del mismo peralte (W18) no cumple la solicitación. También escogemos esta viga porque no se puede tener un peralte mayor ya que no se cumpliría la altura mínima de piso a techo.

Por lo tanto:

$$M_n = \phi_b * F_y * Z_{xx} = 0.9 * 50 * 230 = 10350 \text{ klb. in} = 119.28 \text{ ton. m}$$

Entonces podemos observar que la sección cumple el requerimiento de cargas.

### 5.2 Diseño por Corte

Según la norma la resistencia al cortante varía dependiendo de la relación que haya entre la altura libre del alma y el espesor de esta, según el perfil elegido vemos que:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{18.7}{0.59} = 31.69$$

Para  $F_{yw} = 50 \text{ ksi}$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1098}{\sqrt{F_{yw}}} = 59.11$$

Cuando se tiene un valor menor a 59.11 como es nuestro caso la fuerza cortante nominal se define por:

$$V_n = 0.6 * F_{yw} * A_w$$

$$V_n = 0.6 * 50 \text{ ksi} * (0.59 \text{ in} * 18.7 \text{ in}) = 331 \text{ kips} \text{ ó } 150.45 \text{ ton}$$

La carga última es de 64.36 ton, esto es menor a la resistencia y por lo tanto cumple.

### 5.3 Deflexiones:

Las deflexiones máximas permitidas por la norma son L/360 para vigas, el manual LRFD nos da una fórmula para hallar las deflexiones máximas para vigas con sección I:

$$\Delta L = \frac{ML^2}{C_1 I_x}$$

En esta expresión

M: Es el momento generado por la carga viva en el centro del claro en  $\text{klb}\cdot\text{pie}$ .

L: Es la longitud de la luz libre de la viga en pies.

C: Es una constante que se usa dependiendo de la forma de la carga, en este caso por tener la carga una configuración parecida a una carga lineal se usara el factor 161.

I: Es el momento de Inercia en  $\text{pulg}^4$ .

$$\frac{ML^2}{C_1 I_x} = \frac{111.16 \text{ klb}\cdot\text{pie} * (40.19 \text{ pies})^2}{161 * 1910 \text{ pulg}^4} = 0.584 \text{ pulg}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{482.28 \text{ pulg}}{360} = 1.34 \text{ pulg}$$

Como podemos observar la deflexión es menor a lo indicado en la norma.

## CAPÍTULO VI:

### DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas se diseñan por flexo compresión. En este caso se toma como ejemplo la columna más cargada, la que está entre los ejes 2 y E. No se considera el peso propio en los cálculos pues estos son menores comparados con la carga muerta, viva y de sismo.

Al tener un pórtico arriostrado el valor de K en las columnas será igual a 1. El valor de K es igual a 1 porque normalmente cuando se tiene una estructura arriostrada los extremos de la columna no pueden moverse lateralmente entre sí por lo que el valor máximo que puede tener es 1.

#### 6.1 Cargas en las columnas:

Tabla 6.1.- Cargas y momentos en las columnas

	Fuerza Axial (ton)	M xx (ton.m)	M yy (ton.m)
CARGA MUERTA	164.44	0.139	0.183
CARGA VIVA	36.78	0.047	0.031
SISMO XX	62.35	5.428	0.011
SISMO YY	0.01	0.002	0.990

Para estos valores se tienen las siguientes combinaciones

Tabla 6.2.- Cargas y Momentos últimos en las columnas

	Fuerza Axial (ton)	M x-x (ton.m)	M y-y (ton.m)
1.2D + 1.6L	256.18	0.24	0.27
1.2D + 0.5L + SXX	278.07	5.62	0.25
1.2D + 0.5L + SYY	215.73	0.19	1.23
0.9D + SXX	210.35	5.55	0.18
0.9D + SYY	148.00	0.13	1.15

Podemos ver que los valores máximos son 1.2 D + 0.5 L + SXX, se elige esta combinación para el diseño y vemos que los momentos no son muy grandes. La longitud de la columna es

$$L = 2.62 \text{ mts} * 3.28 \text{ pies/metros} = 8.6 \text{ pies.}$$

#### 6.2 Diseño por Flexocompresión:

También es importante precisar que cuando la columna está sometida a momentos, esta se desplaza lateralmente en su plano de flexión y el resultado será un momento producido por la deflexión multiplicada por la carga axial, a este momento se le llama momento de segundo orden. Estos momentos generados por la deflexión en la columna son considerados por el programa ETABS por lo que hacer este análisis no es necesario.

Como el valor de  $P_u$  es mucho mayor a los momentos se puede observar que el diseño será prácticamente por fuerza axial, por lo tanto:

Para hallar el perfil primero usaremos:

$$\frac{KL}{r} = 50$$

$$P_u = 278.07 \text{ ton o } 611.75 \text{ klb}$$

Usaremos la fórmula

$$P_u = \phi_c * A_g * F_{cr}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{50}{\pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.66$$

Cuando se tiene un valor de  $\lambda_c < 1.5$  se usa la fórmula para hallar el  $F_{cr}$ :

$$F_{cr} = [0.658^{\lambda_c^2}] * F_y = [0.658^{0.66^2}] * 50 = 41.66$$

$$P_u = 611.75 \text{ klb} = 0.85 * 41.66 * A_g$$

$$A_g = 17.28 \text{ pul}^2$$

Se elige una sección que cumpla el criterio de ser sísmicamente compacta según las disposiciones del AISC 2005:

Para columnas de perfil W en un sistema de arriostres concéntricos especiales la relación ancho-espesor de la columna debe cumplir:

$$Ala = \frac{\text{Ancho}}{\text{Espesor}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.225$$

$$Alma = \frac{\text{Largo}}{\text{Espesor}} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.88$$

Al ver secciones que cumplan con estos requerimientos se mantiene la elección hallada en el predimensionamiento de una columna W14x68.

$$A_g = 20 \text{ pulg}^2$$

$$B = 10 \text{ pulg}$$

$$T_f = 0.72 \text{ pulg}$$

$$H = 14 \text{ pulg}$$

$$T_w = 0.415 \text{ pulg}$$

Para hallar la relación ancho-espesor del ala se considera la mitad del ancho total de la viga.

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{5}{0.72} = 6.94$$

Se halla la relación ancho-espesor del alma:

$$\frac{l}{t_w} = \frac{14}{0.415} = 33.74$$

Se puede ver que ambos valores son menores a las relaciones especificadas por lo tanto cumplen con las solicitaciones.

$$r_x = 6 \text{ pulg}$$

$$r_y = 2.46 \text{ pulg}$$

Para el lado del momento X-X el factor K es igual a 1 y la longitud es 2.62 metros ó 8.6 pies

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 * 8.6 * 12}{6} = 17.2$$

Para el lado del momento Y-Y el factor K es igual a 1:

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 8.6 * 12}{2.46} = 41.95$$

Nos regimos por el  $KL/r$  de mayor valor, ya que quiere decir que en ese lado es más esbelto.

$$\lambda_c = \frac{41.95}{\pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.55$$

$$F_{cr} = [0.658^{\lambda_c^2}] * F_y = [0.658^{0.55^2}] * 50 = 44.06$$

$$P_u = \phi_c * A_g * F_{cr} = 0.85 * 44.05 * 20 = 749.02 \text{ klb}$$

Según la norma la interacción está limitada por las ecuaciones dependiendo de la relación entre la resistencia nominal y la resistencia requerida:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Como la relación entre fuerzas axiales es de

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{611.75 \text{ klb}}{749.02 \text{ klb}} = 0.82$$

Se usará la columna hallada en el predimensionamiento es decir W14x68.

Pero este perfil el valor de  $L_p$  es de 8.69 pies por lo tanto su capacidad de momento es:

$$Z_{xx} = 115 \text{ in}^3$$

$$M_{n-xx} = \phi * F_y * Z_{xx} = 0.9 * 50 * \frac{115}{12} = 431 \text{ klb.ft} = 59.6 \text{ ton.m}$$

$$Z_{yy} = 36.9 \text{ in}^3$$

$$M_{n-yy} = \phi * F_y * Z_{yy} = 0.9 * 50 * \frac{36.9}{12} = 138 \text{ klb.ft} = 19 \text{ ton.m}$$

Y tenemos la fórmula especificada para flexocompresión:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.82 + \frac{8}{9} \left( \frac{5.62}{59.6} + \frac{0.25}{19} \right) \leq 1$$

$$0.82 + \frac{8}{9} \left( \frac{5.62}{59.6} + \frac{0.25}{19} \right) = 0.92$$

El valor es menor a 1 por lo tanto cumple la sollicitación de cargas.

## CAPÍTULO VII:

### DISEÑO DE ARRIOSTRES

Los arriostres se diseñan por fuerzas de compresión o tracción, en estos casos analizaremos los casos más críticos con las fuerzas obtenidas en el programa ETABS. Se muestra como ejemplo el diseño en el arriostre del eje E en el primer piso.

#### 7.1 Cargas en los arriostres:

Carga muerta: -20.19 ton

Carga viva: -3.77 ton

Carga sismo  $\pm 23.85$  ton

Se ve que el caso más crítico es para el caso de:

$$1.2D + 0.5L + EXX$$

Se tiene que tomar en cuenta el factor de amplificación en el eje X-X al comparar el análisis estático con el dinámico.

$$1.2 * 20.19 + 0.5 * 3.77 + 23.85 = 49.96 \text{ ton} = 109.92 \text{ klb}$$

7.2 Diseño por compresión en los arriostres:

Se tiene que considerar un perfil sísmicamente compacto para perfiles rectangulares o cuadrados en riostras:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 15.41$$

Se diseñara por compresión pero se inicia para el proceso de tanteos con un valor de:

$$\frac{KL}{r} = 50$$

$$\frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 15.92 * 0.0415 = 0.66$$

$$F_{cr} = 41.66$$

$$P_u = 109.92 \text{ klb} = \phi * A_g * 41.66$$

$$A_g = 3.1 \text{ pul}^2 = 20.03 \text{ cm}^2$$

Se elegirá un perfil 120 x 120 x 8 mm

$$A_s = 35.84 \text{ cm}^2 \text{ ó } 5.56 \text{ in}^2$$

$$r_x = 4.584 \text{ cm} = 1.805 \text{ pul}$$

$$r_y = 4.584 \text{ cm} = 1.805 \text{ pul}$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{143.52 \text{ pulg}}{1.805 \text{ pulg}}$$

$$\lambda_c = \frac{79.74}{\pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 1.054 \leq 1.5$$

$$F_{cr} = [0.658^{1.054^2}] * 50 = 31.41 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = \phi * A_g * F_{cr} = 0.85 * 31.41 \text{ ksi} * 5.56 \text{ in}^2 = 148.44 \text{ klb}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow 109.92 \text{ klb} \leq 148.44 \text{ klb}$$

Por lo tanto se ve que se cumple el requerimiento por compresión.

Para el diseño de los arriostres del último piso se diseñan en el estado elástico por lo tanto se crea un modelo colocando el espectro especificado por la norma y no se aplica el coeficiente de reducción R, luego se obtiene la fuerza en el arriostre del último piso:

$$P_u = 124.25 \text{ klb} \leq 148.44 \text{ klb}$$

Se ve que las fuerzas son menores a la resistencia entonces se usa este arriostre para el último piso.

## CAPÍTULO VIII:

### CONEXIONES

#### 8.1 Conexión Viga – Arriostre - Columna:

Se tomara como ejemplo la conexión donde se encuentra el arriostre, la viga y la columna.

Tenemos los datos

Columna W14x68

d = 14 pulg.                      Ag = 20 pulg<sup>2</sup>                      Tf = 0.72 pulg

bf = 10 pulg.                      Tw = 0.415 pulg

Arriostre: Tubo 120 x 120 x 8 mm

d = 4.724 pulg.                      Ag = 5.56 pulg<sup>2</sup>                      Tf = 0.32 pulg

bf = 4.724 pulg.                      Tw = 0.32 pulg.

Viga W14x30

d = 13.84 pulg.                      Ag = 8.85 pulg<sup>2</sup>                      Tf = 0.385 pulg.

$bf = 6.73$  pulg.

$Tw = 0.27$  pulg.

Al diseñar conexiones en un sistema de arriostres concéntricos especiales las conexiones tienen ciertos requerimientos. Estos deben diseñarse por capacidad asumiendo que los arriostres llevan su máxima capacidad en tracción y el 30 por ciento de su capacidad en compresión, esto según el AISC 341 Seismic Provisions, y no las fuerzas halladas por el análisis. Se hace esto pues se quiere proteger las zonas más vulnerables, en este caso las conexiones en los edificios.

Tracción en los arriostres:

$$T_u = R_y * F_y * A_g$$

$$T_u = 1.1 * 50 \text{ ksi} * 5.56 \text{ pulg}^2 = 305.8 \text{ kips o } 139 \text{ ton}$$

Compresión en los arriostres:

$$\phi P_n = 148.44 \text{ kips} \quad \phi = 0.85$$

$$1.1 * R_y * P_n = 1.1 * 1.1 * (148.44/0.85) = 211.31 \text{ kips ó } 96.05 \text{ ton}$$

#### 8.1.1 Método de la Fuerza Uniforme:

Se escoge este método de tal forma que no hayan momentos flectores en las tres interfaces de la conexión: cartela a viga, cartela a columna y viga a columna. En ausencia de momento, estas conexiones se diseñan a corte.

Se define:

$-\alpha$  : Distancia desde la cara de la columna hasta el centroide de la interfase cartela-viga.

$-\beta$  : Distancia desde el límite de la viga hasta el centroide de la interfase cartela-columna.

$-e_b$ : La mitad del peralte de la viga.

$-e_c$ : La mitad del peralte de la columna.

Para que se cumpla lo antes mencionado, la siguiente expresión debe ser cumplida:

$$\alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c$$

Se muestra a que corresponde cada valor gráficamente en la siguiente figura:

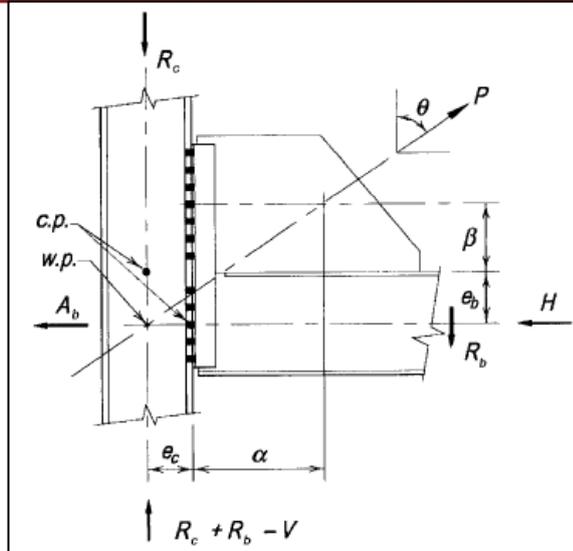


Figura 8.1: Símbolos para el diseño de la conexión

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

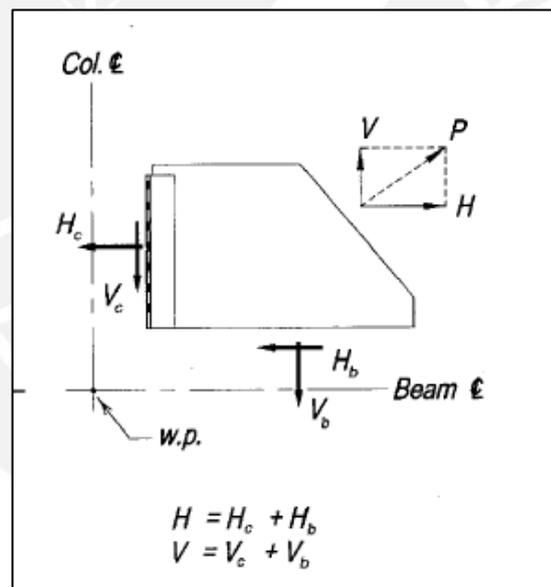


Figura 8.2: Diagrama de Fuerzas para la cartela

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13<sup>th</sup>

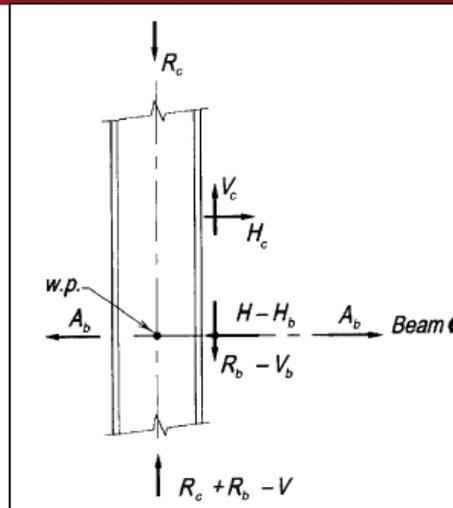


Figura 8.3: Diagrama de fuerzas en la columna

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

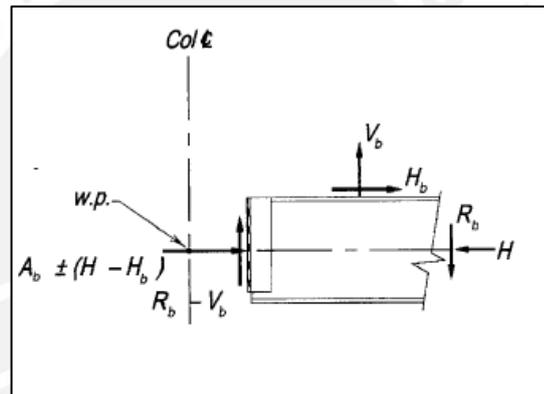


Figura 8.4: Diagrama de fuerzas en la viga

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

Por geometría se obtiene:

$$\Theta = 44.556^\circ \quad \tan(44.56) = 0.985$$

$$e_b = d_{\text{columna}}/2 = 6.92 \text{ pulg}$$

$$e_c = d_{\text{viga}}/2 = 7.09 \text{ pulg}$$

Se elige un  $\alpha$  y se va tanteando la geometría:

$\alpha = 19 \text{ cm}$  ó  $7.48 \text{ pulg}$ , por lo tanto usando la ecuación se obtiene  $\beta = 20 \text{ cm}$  ó  $7.87 \text{ pulg}$ .

Como se puede apreciar en la siguiente figura, se tiene la fuerza  $P$  que está repartida en  $V$  y  $H$ .

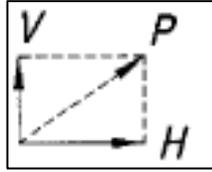


Figura 8.5: Distribución de fuerzas

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

Se sabe también que  $H = H_c + H_b$  y  $V = V_c + V_b$ . Esto quiere decir que la fuerza tiene que repartirse en la columna y en la viga.

Con esto se halla el valor  $r$ :

$$r = \sqrt{(a + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 20.76 \text{ pulg}$$

El valor  $r$  es el valor de la hipotenusa del triángulo con catetos  $a + e_c$  y  $\beta + e_b$ . Esto para poder distribuir la fuerza que hay en el arriostre en la viga y la columna.

La fuerza  $P = 305.8 \text{ kips}$

Se halla las fuerzas horizontales y verticales en las vigas y columnas:

$$V_c = \frac{\beta}{r} P = 115.98 \text{ kips}$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} P = 104.38 \text{ kips}$$

$$H_b = \frac{a}{r} P = 110.18 \text{ kips}$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} P = 101.92 \text{ kips}$$

### 8.1.2 Diseño del arriostre hacia la cartela:

El arriostre y la cartela están conectadas por medio de pernos y una doble plancha de acero  $F_y = 50 \text{ ksi}$  y diseñada para la fuerza de tracción y compresión en los arriostres.

- Falla de pernos por corte:

Se analiza la fuerza cortante que hay en los pernos por lo tanto se tiene la fuerza solicitada que en este caso es de 305.8 kips ya que se asume que el arriostre trabaja a tracción y la capacidad cortante de un perno de 1" de diámetro A-490-X es de 70.7 kips cuando trabaja a doble cortante y se considera que esta empernado de tal forma que sienta el contacto con la plancha en su parte lisa y no estriada. Por la figura de la conexión se ve que el perno trabaja a doble cortante.

$$\frac{305.8 \text{ kips}}{70.7 \text{ kips}} \approx 5 \text{ Pernos}$$

- Falla por tracción de la plancha:

$$0.9 * 50 * \text{Area Neta} \geq 305.8 \text{ kips}$$

El perno tiene una holgura de 1/8", es decir el diámetro del agujero es de 1 - 1/8".

Se halla el espesor de la plancha donde están conectados los pernos a la cartela, se verifica su capacidad a tracción ya que este es el caso más crítico, se ve que el ancho a analizar será de 16 cm.

$$\text{Area Neta} = (17 - 2.85 * 2) * \text{Espesor} = 11.3 \text{ cm} * e = 4.45 \text{ pulg} * e$$

$$0.9 * 50 * 4.45 \text{ pulg} * e \geq 305.8 \text{ kips} \rightarrow e = 1.527 \text{ pulg} \text{ ó } 38.7 \text{ mm}$$

Se escoge dos planchas de 20 mm de espesor cada una.

- Falla por tracción de la cartela:

Como se tienen 2 planchas se escogen dos planchas de 25 mm de espesor cada una.

Se halla el espesor de la misma cartela:

$$\text{Area Neta} = 21.5 \text{ cm} * \text{Espesor} = 21.5 \text{ cm} * e = 8.47 \text{ pulg} * e$$

$$0.9 * 50 * 8.47 \text{ pulg} * e \geq 305.8 \text{ kips} \rightarrow e = 0.8 \text{ pulg} \text{ ó } 20 \text{ mm}$$

Se escoge un espesor de 20 mm.

- Falla por compresión de la cartela:

Las Seismic Provisions nos dice que la cartela se debe diseñar con la fuerza de  $1.1 \cdot R_y$  por la capacidad en compresión de los arriostres. El  $R_y$  se define como 1.6 ya que para cartelas de acero grado 50 se tiene este valor.

$$1.1 \cdot R_y \cdot P_n = 1.1 \cdot 1.6 \cdot 174.64 = 307.37 \text{ kips}$$

Para la plancha de 20 mm de espesor ó 0.787 pulg.

$$r = \frac{0.787 \text{ pulg}}{\sqrt{12}} = 0.23 \text{ pulg}$$

Con  $K=1.2$ , la distancia promedio de pandeo es 52 cm ó 20.47 pulg:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2 \cdot 20.47 \text{ pulg}}{0.23 \text{ pulg}} = 106.8$$

De la tabla 4-22 del AISC Steel Construction Manual 13th:

Se tiene  $\phi F_{cr} = 19.5 \text{ ksi}$

Se define el ancho para la evaluación a compresión que es el ancho de la cartela a 5 cm de la plancha conectada y perpendicular al arriostre. Esta distancia es aproximadamente 53 cm ó 20.86 pulg.

$$\phi R_n = \phi F_{cr} \cdot A_g = 19.5 \text{ ksi} \cdot (20.86 \text{ pulg} \cdot 0.787 \text{ pulg}) = 325.05 \text{ kips} > 307.37 \text{ kips}$$

Por lo tanto cumple lo solicitado.

- Resistencia al aplastamiento del perno:

$$\phi \cdot 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u = 0.75 \cdot 2.4 \cdot 1 \text{ pulg} \cdot 1.968 \text{ pulg} \cdot 65 \text{ ksi} = 230.25 \text{ kips por perno}$$

$$\text{Resistencia total} = 230.25 \text{ kips por perno} \cdot 5 \text{ pernos} = 1151.25 \text{ kips}$$

### 8.1.3 Diseño de la Cartela a la Viga:

Es resistida por una soldadura en la interfase entre viga y la cartela.

La capacidad de la soldadura por longitud es:

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi \cdot (\text{resistencia nominal de la soldadura}) \cdot (\text{garganta } t) \cdot (\text{longitud de la soldadura})$$

$$\phi = 0.75$$

Resistencia nominal de la soldadura =  $0.6 * FeXX$  (se usarán electrodos de 70 ksi por lo tanto  $FeXX = 70$  ksi)

Garganta de la soldadura =  $0.707 * \text{espesor de soldadura}$

$$\text{Resistencia de diseño} = 0.75 * 0.707 * (0.6 * 70) * 1\text{pulg} * (\text{espesor de soldadura})$$

$$\text{Resistencia de diseño} = 22.27 * (\text{espesor de soldadura})$$

Por pulgada, el esfuerzo en la soldadura es el siguiente:

El destaje que se le hace a la viga es de 2 cm ó 0.79 pulg.

$$L_w = 2 * \alpha - 0.79 = 2 * 7.48 - 0.79 = 14.17 \text{ pulg.}$$

$$f_x = \frac{H_b}{2(Lw)} = \frac{110.18}{2 * 14.17} = 3.89 \text{ ksi}$$

$$f_y = \frac{V_b}{2(Lw)} = \frac{101.92}{2 * 14.17} = 3.596 \text{ ksi}$$

$$f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{3.89^2 + 3.596^2} = 5.3 \text{ ksi}$$

El tamaño requerido de la soldadura sería:

$$t_{\text{soldadura}} = \frac{5.3}{22.27} = 0.24 \text{ pulg}$$

Entonces:

$$t_{\text{soldadura}} = 0.24 \text{ pulg} = 6.096 \text{ mm}$$

Se elegirá una soldadura de 8mm o 0.314 pulg.

Se comprueba la capacidad cortante de la viga W14x30 para ver si puede soportar las cargas:

$$V_n = 0.6 * F_{yw} * A_w = 0.6 * 50 \text{ ksi} * 3.53 \text{ pulg}^2 = 105.9 \text{ kips} \geq V_b$$

8.1.4 Diseño de la Cartela a la Columna:

Es resistida por una soldadura en la interfase entre viga y la cartela.

Por pulgada, el esfuerzo en la soldadura es el siguiente.

$$L_w = 2 * \beta = 15.74 \text{ pulg.}$$

- Se halla el espesor de la plancha que esta soldada a la columna:

$$f_x = \frac{H_c}{2(Lw)} = \frac{104.38}{31.49} = 3.315 \text{ ksi}$$

$$f_y = \frac{V_c}{2(Lw)} = \frac{115.98}{31.49} = 3.683 \text{ ksi}$$

$$f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{3.315^2 + 3.683^2} = 4.955 \text{ ksi}$$

El tamaño requerido de la soldadura seria:

$$t_{\text{soldadura}} = \frac{4.955}{22.27} = 0.222 \text{ pulg}$$

Entonces:

$$t_{\text{soldadura}} = 0.222 \text{ pulg} = 5.64 \text{ mm}$$

Se elegirá una soldadura de 6mm o 0.236 pulg.

#### 8.1.5 Diseño de la Viga a la Columna:

Para evitar que la conexión sea a momento se pondrá la plancha de conexión entre la viga y columna no debajo de la cartela sino en una zona donde la cartela ya no se encuentre encima de la viga. Esta plancha que tendrá pernos solo soportara fuerzas cortantes y estará unida a la viga por medio de una soldadura y estará empernada a la columna. Se deja un pedazo de la viga adherida a la columna y esta viga estará unida por medio de una soldadura de penetración total en la misma a la columna. Se puede apreciar la forma de la conexión en la siguiente figura:

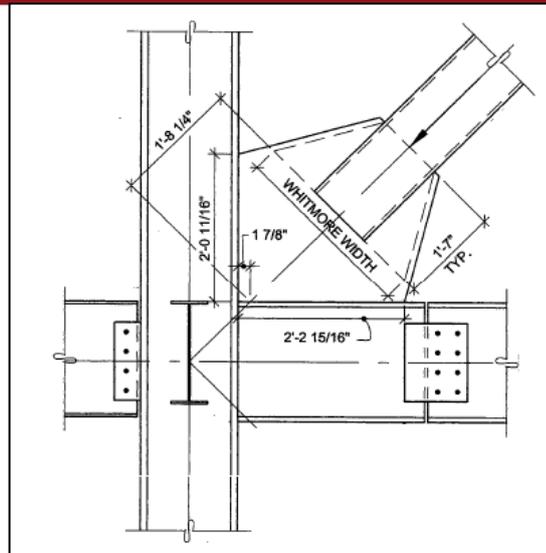


Figura 8.4: Forma de la conexión

Fuente: AISC 327-05 Seismic Design Manual

Fuerza cortante por carga muerta: 8.07 kips

Fuerza cortante por carga viva: 1.41 kips

$R_b$ : Fuerzas cortantes por cargas de gravedad

$$V_b + R_b = 101.92 - (1.2 * 8.07 + 0.5 * 1.41) = 91.53 \text{ kips}$$

Peralte de la Viga W14x30: 13.84 pulg ó 35.15 cm

- Se halla el espesor de la plancha:

Longitud de la plancha: = 32 cm ó 12.6 pulg

$$f_y = \frac{V_b + R_b}{L} = \frac{89.98}{12.6} = 7.14 \text{ ksi}$$

El espesor requerido por fuerzas de la plancha en la zona viga-columna será:

$$t_{plancha} = \frac{7.14}{50} = 0.143 \text{ pulg} = 3.63 \text{ mm}$$

También hay que tener en cuenta que la plancha al estar unida por soldadura a la viga, se debe considerar como espesor mínimo de esta el espesor de la soldadura más 1/8 de pulgada.

$$f_y = \frac{V_b + R_b}{2 * L} = \frac{89.98}{2 * 12.6} = 3.57 \text{ ksi}$$

El tamaño requerido de la soldadura sería:

$$t_{soldadura} = \frac{3.57}{22.27} = 0.16 \text{ pulg}$$

Entonces:

$$t_{soldadura} = 0.16 \text{ pulg} = 4.064 \text{ mm}$$

Se elegirá una soldadura de 5 mm y una plancha de 9 mm.

- Diseño de pernos:

Se analiza la capacidad de los pernos para fuerzas de corte:

Se usarán pernos de 3/4" de tipo A490-X

$$\frac{\phi R_n}{N} \leq 24.9 \rightarrow \frac{91.53 \text{ kips}}{24.9 \text{ kips/perno}} \approx 4 \text{ pernos}$$

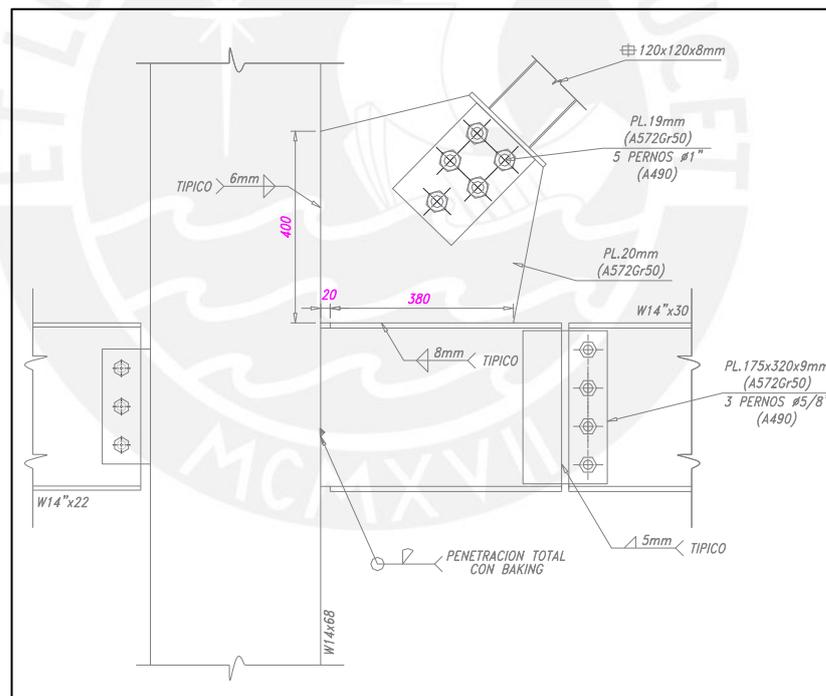


Figura 8.6: Conexión Viga – Columna - Arriostre

Fuente: Elaboración Propia

## 8.2. Diseño de Planchas Base:

Cuando analizamos las cargas que hay en la planchas base, se observa que los casos críticos son en los que hay una gran fuerza axial con poco momento. Esto se

debe a que el edificio tiene arriostres, lo que hace que no se presenten momentos importantes en la base. Se presenta baja excentricidad cuando este no supera la sexta parte del largo de la plancha, esto según el AISC – Design of Column Base Plates.

Se determina las fuerzas y momentos últimos para la columna más cargada (columna entre el eje 2 y E):

$$P_u = 317.83 \text{ ton } \text{ ó } 700 \text{ kips}$$

$$V_u = 40.82 \text{ ton } \text{ ó } 105.38 \text{ kips}$$

$$M_u = 5.62 \text{ ton.m } \text{ ó } 487.8 \text{ kips.pulg}$$

$$\text{Excentricidad} = 1.76 \text{ cm}$$

Se tiene  $\text{Largo}/6 = 56\text{cm}/6 = 9.33 \text{ cm}$ , como 1.76 cm es menor a este valor se considera que la plancha base presenta baja excentricidad.

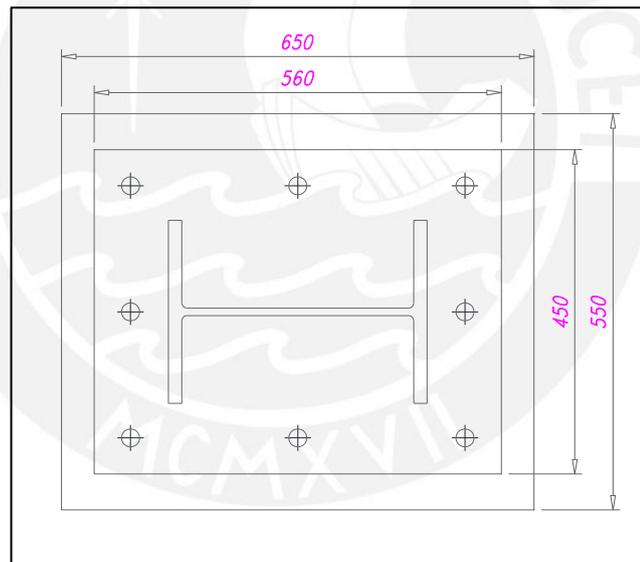


Figura 8.7: Plancha Base

Fuente: Elaboración Propia

### 8.2.1 Diseño por Aplastamiento de la Plancha Base

- Esfuerzo de aplastamiento: Se usará un concreto de 280 kg/cm<sup>2</sup> ó 4 ksi para las zapatas en este proyecto y se escoge una plancha base de 45 cm de ancho por 56 cm de largo y un pedestal de 55 cm de ancho por

65 cm de largo. Transformamos estas unidades al sistema americano y resolvemos las ecuaciones.

$$f_p = 0.85 * \phi_c * f'_c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_p = 0.85 * 0.6 * 4 \text{ ksi} * \sqrt{\frac{21.65 * 25.6}{17.72 * 22.05}} = 2.44 \text{ ksi}$$

- Cuando se tiene baja excentricidad los esfuerzos en la plancha se hallan con la fórmula:

$$\frac{P}{B \times N} \pm \frac{M * c}{I}$$

Siendo:

P: Carga última

N y B: Dimensiones de la plancha base. (Largo y Ancho)

M: Momento último.

I: Inercia de la Plancha Base

c: Es la mitad de N.

$$\frac{700}{17.72 * 22.05} \pm \frac{487.8 * \left(\frac{22.05}{2}\right)}{\frac{17.72 * 22.05^3}{12}}$$

$$1.792 \pm 0.338 = 2.19 \text{ ksi}, 1.45 \text{ ksi}$$

Los esfuerzos serán: 2.19 ksi y 1.45 ksi. Estos valores son menores al esfuerzo de aplastamiento.

- Para hallar el momento Mplu:

Se halla el esfuerzo en:

$$\frac{N - 0.95d}{2} = 4.29$$

Siendo d el peralte de la viga W14x68.

A esa distancia medida del borde de la plancha base hacia la columna, se halla el momento para diseñar la plancha base.

$$\frac{(2.19 - 1.45)}{22.05} = \frac{x - 1.45}{(22.05 - 4.29)}$$

$$x = 2.05 \text{ ksi}$$

$$M_{plu} = \frac{2.05 * 4.29^2}{2} + \frac{(2.19 - 2.05) * 4.29}{2} * \left(\frac{2}{3} * 4.29\right)$$

$$M_{plu} = 19.24 \text{ pulg.} - \text{kips/pulg}$$

- Se halla el espesor de la plancha con la fórmula:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * M_{plu}}{0.90 * F_y}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * 19.24}{0.90 * 50}} = 1.31 \text{ in} = \text{aprox } 33.21 \text{ mm}$$

Se usa una plancha de 38 mm de espesor.

### 8.2.2 Diseño por fuerzas cortantes:

Se asume que la fuerza cortante es soportada por las llaves de corte. Para este se vio que la sección crítica es en el pedestal de los ejes 2 y A.

- Se tienen las fuerzas axiales en la plancha base:

Sismo en XX = 81.06 ton

Carga Muerta = 113.07 ton

Carga Viva = 23.95 ton

- Fuerzas cortantes:

Sismo en XX = 23.77 ton

Carga Muerta = 9.84 ton

Carga Viva = 2.18 ton

El caso más crítico es en el que hay poca carga axial ya que no habría mucha fricción por lo que la cortante que actuaría sería mayor.

Combinación del LRFD: 0.9D + SX (Se considera que la fuerza en el arrioste es la fuerza de sismo)

Carga Axial =  $0.9 \cdot 113.07 \text{ ton} - 81.06 \text{ ton} = 20.7 \text{ ton}$  ó 45.55 kips

Fuerza Cortante =  $0.9 \cdot 9.84 + 23.77 = 32.63 \text{ ton}$  ó 71.79 kips

Se asume que el coeficiente de fricción entre el concreto y el acero es de 0.55

$$V_{lg} = 71.79 \text{ kips} - 0.9 \cdot 0.55 \cdot 45.55 \text{ kips} = 49.24 \text{ kips}$$

Se tiene que el área requerida para la plancha de corte es:

$$A_{lg} = \frac{V_{lg}}{0.85 \cdot \phi_c \cdot f'_c} = \frac{49.24 \text{ kips}}{0.85 \cdot 0.6 \cdot 4} = 24.13 \text{ in}^2 \text{ ó } 155.87 \text{ cm}^2$$

Entonces se escoge una plancha 25 cm de ancho por 7 cm de alto, esto sin contar el grout que existe en la base. Esto se suelda a la plancha con una soldadura de penetración.

25 cm = 9.84 pulg y 7 cm = 2.76 pulg

$$M_{lg} = \frac{49.24 \text{ kips}}{9.84 \text{ pulg}} \cdot \frac{2.76 \text{ pulg}}{2} = 6.9 \text{ pulg} - \text{kips/pulg}$$

$$t_{lg} = \sqrt{\frac{4M_{lgu}}{0.9F_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 6.9}{0.9 \cdot 50}} = 0.783 \text{ pulg} = 1.989 \text{ cm}$$

Se usara una plancha de 25 cm por 7 cm de alto con un espesor de 2 cm y de grado 50.

### 8.2.3 Diseño por tensión:

Se debe considerar que en algunos casos la fuerza de sismo en tracción es más alta que el peso por carga muerta y por carga viva por lo tanto para este caso se debe considerar que las fuerzas son soportadas por los pernos, estos son del tipo ASTM A193 Grado B7. La carga última se considera la combinación 0.9D+SXX. Se calcula para el pedestal que se encuentra entre los ejes A y 1.

Pu = 37.35 ton ó 82.17 kips (en tracción)

Se colocaran por geometría 4 pernos en la estructura por lo que se tiene que la fuerza en cada perno será de:

$$P_u / 6 = 82.17/6 = 13.7 \text{ kips}$$

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 * \phi_t * F_u} = \frac{13.7 \text{ kips}}{0.75 * 0.75 * 125} = 0.195 \text{ pulg}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{A_g * 4}{\pi}} = 0.49 \text{ in}$$

Se elegirá un perno de 1/2" de diámetro.

Para hallar la longitud requerida del perno se tiene que:

$$L_h = \frac{\left(\frac{T_u}{2}\right)}{0.7 * f_c * d} = \frac{\left(\frac{13.7 \text{ kips}}{2}\right)}{0.7 * 4 * 0.5} = 4.9 \text{ in ó } 12.45 \text{ cm}$$

Sin embargo se elegirá una longitud de 30 cm, mucho mayor a los 12.45 cm exigidos.

## CAPÍTULO IX:

### DISEÑO DEL ALIGERADO

Para el aligerado se usó viguetas FIRTH, estas se acoplaron a las vigas de acero. Se tiene 3 consideraciones que generan el diafragma rígido que se asumió para el diseño:

1. Se usa relleno con concreto en la parte superior, una losa de 5 cm que puede considerarse como piso terminado y un relleno en la llegada de la viga para generar el diafragma rígido.
2. Se coloca acero negativo en las losas, estas se colocan y traspasan la viga, este reforzamiento permite generar continuidad en el aligerado lo que ayuda a generar el diafragma rígido.
3. El fierro de temperatura también ayuda a generar este diafragma rígido, el fierro de temperatura también traspasara la viga pero este y el hueco del acero negativo que traspasa la viga son tan delgados que no afectan de manera significativa las propiedades del elemento.

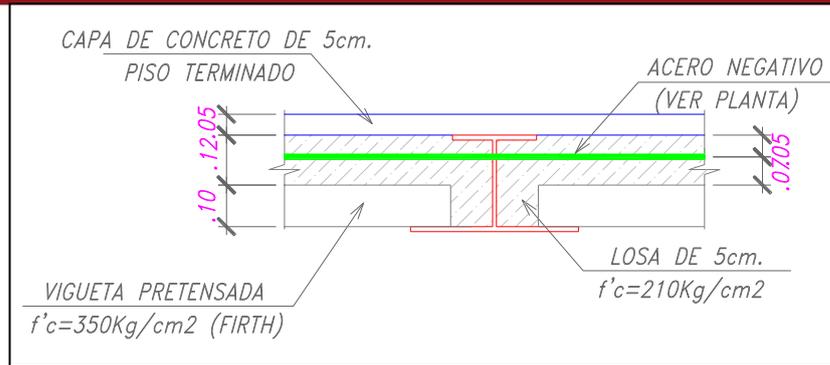


Figura 9.1: Vista del aligerado con el acero negativo

Fuente: Elaboración Propia

9.1 Diseño por flexión:

La losa aligerada se diseña por vigueta por lo tanto el metrado de cargas también deberá hacerse por vigueta considerando que la vigueta está cada 50 cm ya que en la configuración del aligerado tipo FIRTH lo hemos puesto de esa manera y también se debe considerar que el aligerado tiene concreto de resistencia a la compresión de 210 kg/cm<sup>2</sup>, también se debe considerar que se ha agregado 2 cm más de concreto armado en la superficie, esto para que el concreto pueda llegar a la zona que esta entre el ala superior de la viga y la vigueta.

Tabla 9.1.- Cargas muertas y vivas:

CARGA MUERTA		
Peso Propio	280	kg/m <sup>2</sup>
2 cm de concreto armado	48	kg/m <sup>2</sup>
Piso Terminado	100	kg/m <sup>2</sup>

CARGA VIVA		
Sobrecarga	200	kg/m <sup>2</sup>

Tabla 9.2.- Cargas lineales sobre la vigueta de aligerado:

CARGA MUERTA			Longitud	Pesos Parciales	
Peso Propio	0.28	ton/m <sup>2</sup>	0.5	0.14	ton/m
2 cm de concreto armado	0.048	ton/m <sup>2</sup>	0.5	0.024	ton/m
Piso Terminado	0.1	ton/m <sup>2</sup>	0.5	0.05	ton/m
			TOTAL	0.214	ton/m
			TOTAL Amplificado	0.30	ton/m (1.4CM)

CARGA MUERTA		Longitud	Peso de la tabiquería	
Peso Tabiques	0.648 ton/m	0.5	0.324	ton

CARGA VIVA		Longitud	Pesos Parciales	
Sobrecarga	0.2 ton/m <sup>2</sup>	0.5	0.1	ton/m
		TOTAL	0.1	ton/m
		TOTAL Amplificado	0.17	ton/m

Tomaremos como ejemplo el aligerado del primer piso que comprende desde el eje A al eje E. A continuación se muestran los diagramas de carga muerta (CM), carga viva (CV) y momento flector (DMF) para una viga del aligerado:

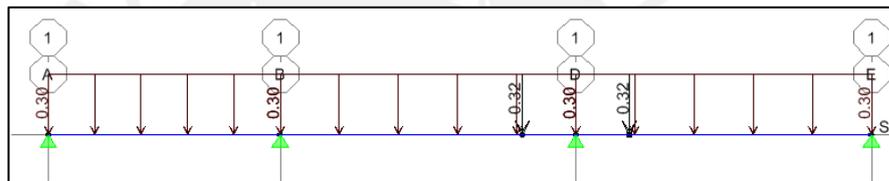


Figura 9.2: Diagrama de Momento Flector Carga Muerta – Aligerado

Fuente: Elaboración Propia

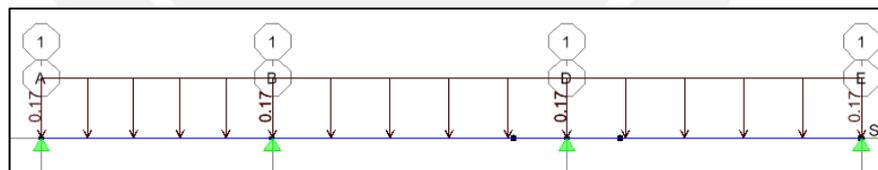


Figura 9.3: Diagrama de Momento Flector Carga Viva – Aligerado

Fuente: Elaboración Propia

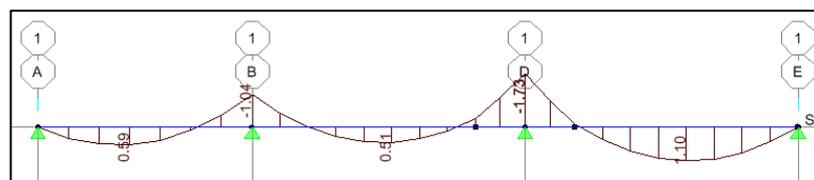


Figura 9.4: Diagrama de Momento Flector con la combinación 1.4D + 1.7L

Fuente: Elaboración Propia

9.1.1 Diseño por momento negativo de la losa:

Se calcula el acero de modo convencional como si fuera una losa aligerada normal. Del diagrama de momento flector hallaremos el  $M_u$  y luego al utilizar las siguientes fórmulas obtendremos un área de acero requerida para cada sección:

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

$$K_u = \phi f'_c w (1 - 0.59w)$$

$$w = \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Tabla 9.3.- Diseño del apoyo B y D

	EJE B	EJE D
Base (cm)	11	11
Altura (cm)	22	22
Peralte efe. (cm)	17.5	17.5
Mu (Tn-m)	0.70	1.23
Ku=Mu/bd <sup>2</sup>	20.78	36.51
$\rho$	0.59%	1.11%
As Calc. Bd (cm <sup>2</sup> )	1.14	2.14
As seleccionado	1 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"

9.1.2 Diseño por momento positivo de la losa:

Se usan las tablas de diseño del manual, donde se puede ver que el máximo momento positivo es 740 kg.m por lo tanto escoge la vigueta tipo V-101 que tiene una capacidad de momento positivo de 940 kg.m.

9.2 Diseño por cortante:

Las viguetas se diseñaron de tal forma que la sección de concreto resista las fuerzas cortantes.

$$\phi V_c \geq V_u$$

La resistencia del concreto viene dada por la siguiente expresión; en el caso de aligerados se permite un aumento del 10% de la resistencia sin embargo en el caso de los ensanches corridos no se puede considerar esta sobrerresistencia.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d \quad \text{para aligerados}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d \quad \text{para ensanche corrido}$$

Se muestra las fuerzas cortantes del aligerado

Tabla 9.4.- Diseño por fuerza cortante del aligerado:

	Apoyo eje B	Apoyo eje D
Base negativa (b-)	0.12 m	0.12 m
Recubrimiento (d')	0.045 m	0.045 m
Peralte Efectivo (d)	0.175 m	0.175 m
Vu	0.87 ton	1.56 ton
$\phi V_c$	1.5 ton	1.5 ton

Podemos apreciar que no se cumple la solicitud por fuerza cortante en el apoyo del eje D. Se debe considerar que el ensanche por cortante tendrá una longitud de 50 cm de largo ya que solo se necesita en los extremos por ser estos más críticos.

Tabla 9.5.- Diseño por fuerza cortante del aligerado con ensanche:

	Apoyo eje D
Base negativa (b-)	0.50 m
Recubrimiento (d')	0.025 m
Peralte Efectivo (d)	0.175 m
Vu	1.56 ton
$\phi V_c$	5.712 ton

### 9.3 Deflexiones en la losa

Se toman las consideraciones del caso para las viguetas que no cumplen con los requisitos de la norma sobre luces libres tomando las recomendaciones de luces máximas de viga del Manual FIRTH.

En este caso las V-101 tiene como luz máxima 4.5 metros y las V-102 tiene como luz máxima 5.5 metros. Así mismo se usan viguetas V-105 para zonas con más carga, pero estas que tiene como luz máxima 8.5 metros. Se usarán estos 3 tipos de viguetas para las losas aligeradas.

## CAPÍTULO X:

### DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

#### 10.1 Diseño del pedestal:

Se diseña por flexo compresión el pedestal que está entre los ejes 2 y E. Se considera que la fuerza cortante en la plancha base produce momentos en la unión del pedestal con la zapata. El valor de ese momento es el largo del pedestal multiplicado por la fuerza cortante.

Tabla 10.1.- Fuerzas Axiales, fuerzas cortantes y momentos sobre el pedestal

Carga	Carga Axial	Vx (Cortante)	Vy (Cortante)	Momento X-X	Momento Y-Y
MUERTA	178.82	13.52	0.21	-0.183	0.139
VIVA	39.47	2.51	0.04	-0.031	0.047
SISMO XX	83.51	23.34	0.01	0.011	5.428
SISMO YY	0.01	0.01	0.44	0.999	0.002

Se presentan las cargas últimas halladas con la norma de Concreto Armado E.060:

Tabla 10.2.- Cargas Axiales últimas en el pedestal

Carga	Carga Axial	Momento X-X	Momento Y-Y
MUERTA	178.82	13.70	0.349
VIVA	39.47	2.54	0.087
SISMO XX	83.51	23.35	5.438
SISMO YY	0.01	1.00	0.442

#### 10.1.1 Diseño por flexocompresión

Se diseña la columna por fuerza axial pura y a la hora de hacer el diseño de plancha base se asumió que el pedestal es de 55 cm por 65 cm.

Se elige 4 fierros en las esquinas de 1" y 8 fierros de ¾". Se usan estribos de 3/8". Se colocan los fierros de 1" en las esquinas y en el resto de ¾".

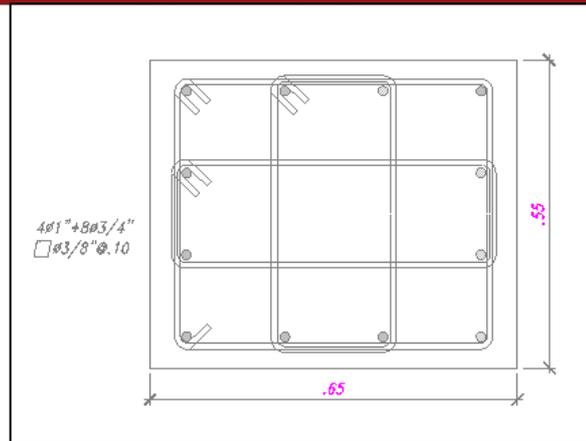


Figura 10.1: Fierros y estribos en una sección típica del pedestal de concreto

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 10.3.- Fuerza axial y momento último en el pedestal:

Combinaciones	Carga Axial	M x-x
1.4CM+1.7CV	317.45	23.50
1.25(CM+CV)+CSX	356.37	43.65
1.25(CM+CV)-CSX	189.35	-3.05
0.9CM+CSX	244.45	35.68
0.9CM-CSX	77.43	-11.02

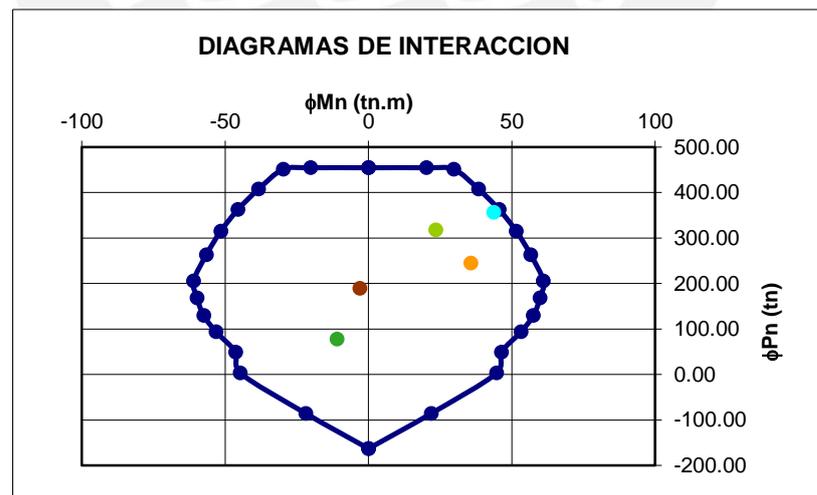


Figura 10.2: Diagrama de interacción de columnas en el eje X-X

Fuente: Elaboración Propia

### 10.1.2 Diseño por corte

Dado que las fuerzas de corte calculadas en el análisis son relativamente bajas el diseño de capacidad es el que prevalece. Las fórmulas utilizadas para calcular la resistencia por corte del concreto y el refuerzo máximo a considerar son:

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

### 10.1.3 Diseño por capacidad:

Se ve que el Mpr máximo (resistencia probable cuando se producen rótulas plásticas) es para la combinación de 0.9CM + SXX

- a)  $V_{pr} = (M_{pr} + M_{nl}) / h_n = (58.01 * 2) / 1.2 \text{ mt} = 96.7 \text{ ton.m}$
- b) 0.9CM + SXX = 35.68 ton

$V_u = 96.7 \text{ Ton}$ , mayor de a) y b)

Para  $P_u = 244.45 \text{ ton}$

$b = 55 \text{ cm}$  y  $d = 65 \text{ cm}$

$\phi V_c = 40.11 \text{ Ton}$

Se usaran estribos de 3/8" dispuestos como en la figura 10.1.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{96.7}{0.85} - 40.11 = 73.65 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{4 * 0.71 * 4200 * 59}{73650} = 9.55 \text{ cm}$$

Se elegirá estribos repartido 1@5, Rto@10 cm.

### 10.2 Diseño de la Zapata Combinada:

Se muestra el diseño de una zapata combinada, en este caso la zapata que une los pedestales de los ejes que se encuentran en la intersección de los ejes 2-A y 3-A. A los pedestales los llamaremos P1 y P2 respectivamente:

Se muestra la carga que se tiene sobre los pedestales:

Tabla 10.4.- Fuerza axial y momentos en el pedestal P1 (2-A):

P1	P (ton)	M xx	Myy
CM	113.07	0.121	0.402
CV	23.95	0.02	0.094
SX*	81.06	4.311	0.005
SY*	0.05	0.008	0.483

Tabla 10.5.- Fuerza axial y momentos en el pedestal P2 (3-A):

P2	P (ton)	M xx	Myy
CM	113.07	0.123	0.402
CV	23.95	0.02	0.094
SX*	-81.06	-4.311	0.005
SY*	-0.05	-0.008	0.483

Se muestran los 2 casos de carga que pasan en la zapata, uno con cargas de gravedad y otro con cargas sísmicas:

Vemos que en cargas de gravedad la fuerza sobre las zapatas es:

$$P1 = P2 = 113.07 + 23.95 = 137.02 \text{ ton}$$

Y con cargas sísmicas:

$$P1 = 113.07 + 23.95 + 81.06 = 218.08 \text{ ton}$$

$$P2 = 113.07 + 23.95 - 81.06 = 55.96 \text{ ton}$$

Se tiene que la resultante y el momento en el centro de la zapata son:

$$\frac{P1 * d}{2} - \frac{P2 * d}{2} = M$$

$$P1 + P2 = R$$

Siendo d la distancia que hay entre ejes de columnas, en este caso es de 5.11 mts.

Tabla 10.6.- Fuerza axial resultante y momentos en la zapata:

	R (Resultante)	M (Momento)
CM + CV	274.04	0
CM + CV + CS	274.04	414.22

Para hallar los esfuerzos hacia el terreno se consideran el peso propio de la zapata así como el peso de la tierra que está por encima de la zapata. Como la carga sísmica tiene momentos importantes se tantea con valores para el ancho y largo de la zapata para poder hallar los esfuerzos en el terreno.

Luego de un proceso de tanteos, se llegó a que la zapata tendrá un largo de 9.50 mts y ancho de 1.80 mts, con esos datos se sacó el peso de la tierra que está encima de la zapata así como el peso propio de esta. Se considera que la zapata es de 0.8 mts.

#### 10.2.1 Análisis de la zapata en la dirección X-X

Se halla el esfuerzo por Meyerhoff:

$$\sigma = \frac{P}{2 * \left(\frac{B}{2} - e\right) * L}$$

Se tienen los pesos sobre la zapata considerando el peso propio así como el peso de la tierra considerando una profundidad de 1.8 mts de altura y peso específico del suelo 1.8 kg/m<sup>3</sup>:

Tabla 10.7.- Cargas sobre el suelo:

P gravedad + sxx	274.04 Ton
P. tierra	30.33 Ton
P. viga de cimentación	4.56 Ton
P. propio	32.83 Ton
<b>P TOTAL</b>	<b>341.76 Ton</b>

Se tiene que la excentricidad es:

$$e = \frac{414.22 \text{ ton} \cdot \text{m}}{341.76 \text{ ton}} = 1.212 \text{ m}$$

Entonces se tiene el esfuerzo en la dirección más larga:

$$\sigma = \frac{340.05}{2 * \left(\frac{9.50}{2} - 1.212\right) * 1.8} = 26.7 \text{ ton/m}^2$$

Podemos apreciar que este esfuerzo es menor al esfuerzo admisible del suelo.

Se usa una viga de cimentación que ira por encima de la zapata, esta será diseñada asumiendo que los esfuerzos del suelo sobre la zapata irán hacia esta viga. Los esfuerzos últimos se generan con las cargas últimas en concreto armado,

se observa que los máximos esfuerzos se conseguirán con la combinación 1.4D + 1.7L.

$$(1.4 \cdot 113.07 \text{ ton} + 1.7 \cdot 23.95 \text{ ton}) \times 2 \text{ (nro de zapatas)} = 398.03 \text{ ton}$$

$$W_u \text{ viga} = \frac{398.03 \text{ ton}}{9.5 \text{ mts}} = 41.83 \text{ ton/m}$$

### 10.2.2 Diseño de la viga de cimentación

Se diseña la viga de cimentación por flexión y por corte, se analiza la viga como si estuviera simplemente apoyada en los pedestales.

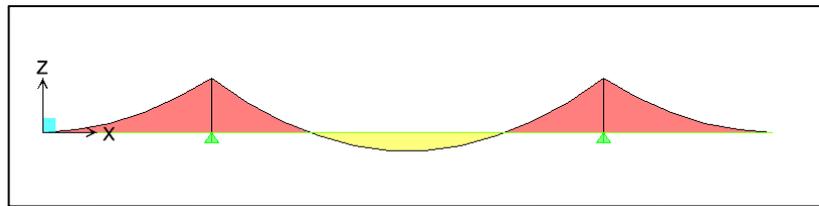


Figura 10.3: Diagrama de momentos en el eje X-X

Fuente: Elaboración Propia

#### 10.2.2.1 Diseño por flexión de la viga de cimentación:

Se tienen los momentos máximos en las reacciones y en el medio de la viga:

Tabla 10.7.- Momentos en la viga:

	Momento en el medio de la viga	Momento en el pedestal
Base (cm)	50	50
Altura (cm)	100	100
Peralte efe. (cm)	92	92
Mu (Tn-m)	34.25	77.09
Ku=Mu/bd <sup>2</sup>	8.09	18.22
$\rho$	0.22%	0.51%
As Calc. Bd (cm <sup>2</sup> )	10.11	23.60

Se usa 3 fierros de 1" para el momento en medio de la viga y 5 fierros de 1" para el momento en las reacciones.

#### 10.2.2.2 Diseño por cortante de la viga de cimentación:

Se tiene la fuerza cortante máxima cerca al pedestal.

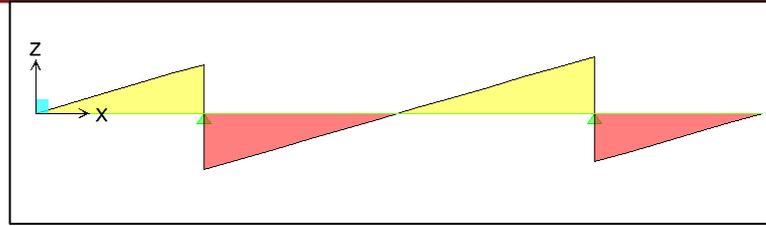


Figura 10.4: Diagrama de fuerzas cortantes en el eje X-X

Fuente: Elaboración Propia

Se tiene que el  $V_u$  a una distancia “d” de la cara, siendo d el peralte efectivo de la viga, es de 58.89 ton:

Se tiene que la capacidad por corte del concreto es de:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.53 * \sqrt{280} * 50 * 92 = 40.8 \text{ ton}$$

Entonces se tiene:

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{58.89}{0.85} - 40.8 = 28.48 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 92}{28480} = 19.27 \text{ cm}$$

Seleccionamos estribos de 3/8” 1@10, 5@15, Rto @20.

### 10.2.3 Análisis de la zapata combinada en la dirección Y-Y

La zapata también tiene que analizarse en la otra dirección, aquí se tiene el momento generado por ser una zapata excéntrica.

Se halla entonces los esfuerzos en la zapata, se usa el sismo en la dirección X-X porque este dará un mayor momento a la zapata ya que se tiene que multiplicar la carga axial por la excentricidad y la mayor carga axial la da el sismo en la dirección X-X:

Tabla 10.7.- Cargas sobre el suelo:

P gravedad + sxx	274.04 Ton
P. tierra	30.33 Ton
P. vc	4.56 Ton
P. propio	32.83 Ton
<b>P TOTAL</b>	<b>341.76 Ton</b>

Como se tiene el ancho de la zapata de 1.8 mts y el ancho de la viga 0.5 mts. La excentricidad es:

$$e = \frac{1.8 - 0.5}{2} = 0.65 \text{ mts}$$

$$M = 0.65 \text{ mt} * 274.04 \text{ ton} = 178.13 \text{ ton.m}$$

Se tiene la excentricidad y luego se procede a hallar los esfuerzos por Meyerhoff:

$$e = \frac{178.13 \text{ ton.m}}{341.76 \text{ ton}} = 0.52 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{341.76}{2 * \left(\frac{1.8}{2} - 0.52\right) * 9.5} = 47.34 \text{ ton/m}^2$$

Esto es menor a la capacidad portante del terreno en sismo que es 48 ton/m<sup>2</sup> ya que se amplifica la capacidad portante del suelo en 20% más cuando se tiene sismo.

#### 10.2.3.1 Diseño por corte:

La fuerza cortante se debe tomar a una distancia  $d$  de la cara la fuerza cortante última estará definida por:

$$V_u = \sigma_{diseño} * x * L$$

$$\sigma_{diseño} = \sigma_u - (\sigma_{tierra} + \sigma_{zapata})$$

El esfuerzo de diseño es con las cargas amplificadas, se trabaja con la combinación 1.4D+1.7L:

$$(1.4 * 113.07 \text{ ton} + 1.7 * 23.95 \text{ ton}) * 2 \text{ (nro de zapatas)} = 398.03 \text{ ton}$$

Y el momento es  $M = 398.03 \text{ ton} * 0.65 \text{ mts} = 258.72 \text{ ton.m}$ , con esto se saca el esfuerzo de diseño:

$$\sigma_{diseño} = \frac{398.03}{2 * \left(\frac{1.8}{2} - 0.65\right) * 9.5} = 83.8 \text{ ton/m}^2$$

$$x = (B - \text{ancho de la viga}) - d$$

$$x = 1.8 - 0.5 - 0.7 = 0.6$$

$$V_u = 83.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.6 * 1 = 50.28 \text{ ton}$$

Se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * L * d = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 70}{1000} = 52.77 \text{ ton}$$

Se puede ver que cumple la sollicitación por cortante.

10.2.3.2 Diseño por punzonamiento:

$$V_{\text{punzonamiento}} = \sigma_u * (A_{\text{zapata}} - A_o)$$

$$A_o = [B - ((\text{ancho de la viga}) + d/2)] * L = [1.8 - (0.5 + 0.7/2)] * 9.5 = 9.025 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{punzonamiento}} = 83.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 9.025 \text{ m}^2 = 756.25 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{280} * L * d$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 1.06 * \sqrt{280} * 950 * 70}{1000} = 1002.59 \text{ ton}$$

10.2.3.3 Diseño por flexión:

Se halla la cantidad de acero requerida para un metro.

$$b = 1 \text{ mt}$$

$$M_u = \frac{\sigma_u * (\text{volado}^2) * b}{2}$$

$$\text{Volado} = 1.3 \text{ mts} \rightarrow M_u = \frac{83.8 * 1.3^2 * 1}{2} = 70.81 \text{ ton.m}$$

$$K_u = \frac{70.81 \text{ ton.m}}{100 \text{ cm} * 70^2 \text{ cm}^2} = 14.45 \rightarrow \rho = 0.40\% \rightarrow A_s = 28.09 \text{ cm}^2 \text{ para } 1 \text{ mt}$$

Se colocara  $\phi 3/4'' @ 10 \text{ cm}$ .

## CAPÍTULO XI:

### DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

11.1 Escalera:

La escalera estará formada por 2 ángulos de acero de 2" x 2" x 1/4" y una plancha de acero de 6 mm, luego encima de este se recubrirá de concreto de 4 cm y luego se coloca un acabado encima del concreto.

La podemos clasificar en la tipología de zanca para escalera de dos tramos con un descanso intermedio. Para la determinación del peso de los escalones sobre la viga se ha multiplicado el volumen de un escalón por el peso específico del acero luego

añadiéndose el volumen del concreto por el número de escalones de cada zanca y se ha dividido entre la longitud de la zanca.

Características de la escalera:

Altura de piso a piso: 2.62 metros

Contrapaso: 16.375 cm

Numero de pasos: 8 por tramo

Dimensión del paso: 25 cm

Hallaremos el peso lineal de la escalera sin considerar el peso propio de los elementos metálicos, luego hallaremos el momento requerido y se elegirá el perfil. Es necesario tener un poco de holgura ya que no consideramos el peso propio de la viga que carga la escalera.

Se hará el diseño de 2 vigas, uno la llamaremos viga longitudinal que es la que carga los peldaños de la viga y la otra la llamaremos viga cargadera que es la que carga esta viga longitudinal.

#### 11.1.1 Viga Longitudinal

##### 11.1.1.1 Cargas sobre la Viga Longitudinal:

Peso ángulos y plancha base:

$$7850 \text{ kg/m}^3 * 0.00242 \text{ m}^2 = 19 \text{ kg/m (para 1 metro lineal)}$$

Concreto:

$$2400 * 0.04 * 0.25 = 24 \text{ kg/m (para 1 metro lineal)}$$

Tabla 11.1.- Cargas lineales sobre la viga longitudinal

TIPO DE CARGA	Peso superficial (kg/m <sup>2</sup> )	Longitud	Carga lineal (q) kg/m
<b>Carga muerta</b>			
Peso Escalones	43	0.575	24.725
Peso Barandilla			19
		<b>TOTAL (kg/m)</b>	<b>43.73</b>

<b>Carga viva</b>			
Sobrecarga de uso	400	0.575	230
		TOTAL (kg/m)	230

Metrado en la viga por cargas de gravedad		
CM (Kg/m)	CV (Kg/m)	1.2D+1.6L (Kg/m)
43.73	230	247.68

Se calculara el segundo tramo que es el más desfavorable:

#### 11.1.1.2 Análisis Estructural de la viga longitudinal

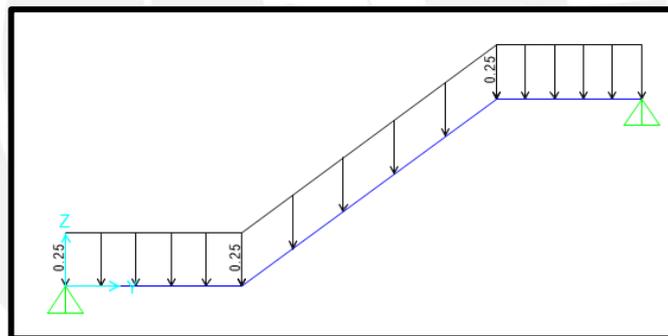


Figura 11.1: Vista de las cargas últimas sobre la viga longitudinal en SAP 2000

Fuente: Elaboración Propia

Después de analizar en el SAP 2000 se ve que el momento máximo es 1.022 ton.m ó 88.68 klb.in.

Se halla el perfil como en el caso de las vigas, verificando la sección plástica requerida y comparándola con la del perfil elegido. Se diseña por flexión asumiendo que el  $L_p$  es igual a 0 y que el acero es de tipo  $F_y = 50 \text{ ksi}$ .

$$Z_{xx} \text{requerida} = \frac{88.678 \text{ klb.in}}{0.9 * 50 \text{ ksi}} = 1.97 \text{ in}^3$$

Se seleccionara una vigueta de 100 mm de ancho por 220 mm de ancho por 4.5 mm de espesor.

Tabla 11.1.- Perfil seleccionado para viga

	Zxx requerido (in <sup>3</sup> )	Perfil seleccionado	Zxx perfil
Escalera	1.97	100x200x4.5 mm	10.37

11.1.1.3 Diseño por Flexión:

Ahora se diseñara con el perfil seleccionado ya que se tiene el peso total de la estructura:

Tabla 11.2.- Cargas lineales sobre la viga longitudinal de la escalera

TIPO DE CARGA	Peso superficial (kg/m <sup>2</sup> )	Zona de influencia (m)	Carga lineal (q) kg/m
<b>Carga muerta</b>			
Peso Escalones de Acero	47.1	0.575	32.2
Peso Barandilla			19.0
Peso propio			20.57
		TOTAL (kg/m)	71.77
<b>Carga viva</b>			
Sobrecarga de uso	400	0.575	230
		TOTAL (kg/m)	230

Después del análisis se tienen los momentos:

Tabla 11.3.- Momentos máximos en la viga

Momentos máximos (ton.m)
1.2D+1.6L
1.104

Tabla 11.4.- Módulo plástico requerido y perfil seleccionado de viga

	Zxx requerido (in <sup>3</sup> )	Perfil seleccionado	Zxx perfil
Escalera	2.13	100x250x4.5 mm	10.37

Vemos que el Zxx requerido es menor al Zxx del propio elemento por lo que nos quedaremos con el modelo seleccionado.

### 11.1.2 Viga Cargadera

#### 11.1.2.1 Análisis estructural de la viga cargadera:

Esta viga carga a las vigas que cargan a los peldaños, está ubicada en el descanso ya que en la parte que llega al piso lo carga la propia viga proyectada. Esta viga se apoya en las columnas que se presentaron en la estructuración.

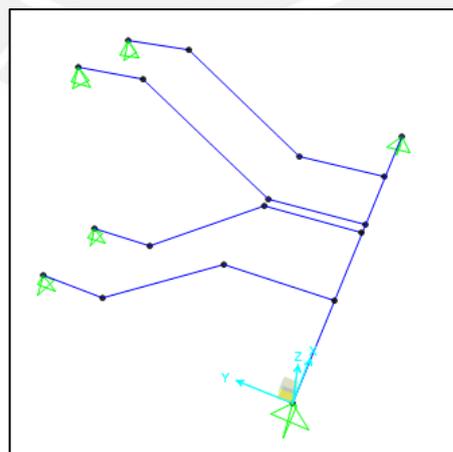


Figura 11.2: Imagen del modelo estructural en SAP 2000.

Fuente: Elaboración Propia

Después del análisis se tienen los momentos:

Tabla 11.5.- Momentos máximos en la viga

Momentos máximos (ton.m)
1.2D+1.6L
3.52

11.1.2.2 Diseño por Flexión:

Se escoge un perfil de 150x250x6 mm.

Tabla 11.6.- Módulo de sección y perfil seleccionado

	Zxx requerido (in <sup>3</sup> )	Perfil seleccionado	Zxx perfil
Escalera	6.78	150x250x6 mm	23.77

11.2 Cisterna

11.2.1 Diseño de Muros

11.2.1.1 Diseño por Flexión y Cortante:

La fuerza más crítica es cuando actúa el suelo en reposo y no hay agua que ayude a controlar el empuje del suelo, es por eso que se calcula la fuerza en los muros cuando actúa solo el suelo.

La figura muestra la sección de la cisterna y se calcula el muro con los extremos simplemente apoyados debido a las restricciones de las losas con una carga triangular.

Se obtiene el empuje del suelo, con la siguiente fórmula:

$$W_u = 1.8 * \gamma * K_a * h$$

Donde:

$$\gamma = \text{Peso volumétrico del suelo} = 1.9 \text{ ton/m}^3$$

$$K_a = 0.4$$

$H =$  altura total de la cisterna = 1.95 mts

Por eso la carga es  $W_u = 1.8 * \gamma * K_a * h = 1.8 * 1.9 * 0.4 * 1.95 = 2.6676$  ton/m

Se elegirá un muro de 20 cm entonces se tiene que:

Tabla 11.7.- Acero seleccionado en los muros de cisterna:

	Mu (ton.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As	As Elegido
Acero Positivo	0.634	1	As min $0.002 * 100 * 20 = 4$ cm <sup>2</sup> As min una malla = 2 cm <sup>2</sup>	Doble malla $\phi 3/8 @ 25$ cm
Acero Negativo			As min $0.002 * 100 * 20 = 4$ cm <sup>2</sup> As min una malla = 2 cm <sup>2</sup>	Doble malla $\phi 3/8 @ 25$ cm

Como vemos el acero mínimo es mayor al requerido por lo tanto se coloca el acero mínimo en ambas direcciones. Aunque se coloca un poco más del mínimo ya que se quiere controlar mejor las fisuras.

Luego se revisa la fuerza cortante:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (20 - 5) = 9.8 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.74 \text{ ton}$$

Se tiene que  $V_u \leq \phi V_c$ , OK.

### 11.2.2 Diseño de Techo y Losa de Fondo

Se considera una sobrecarga de 250 kg/m<sup>2</sup>, los momentos generados por esta sobrecarga da momentos que están por debajo del acero mínimo. Por ello se diseña la losa de techo con As mínimo =  $0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6$  cm<sup>2</sup>.

Se coloca más de la cuantía de acero mínima para controlar fisuras

Acero Colocado = Doble malla  $\phi 3/8 @ 20$  cm.

La losa de fondo también se diseña con el acero mínimo y se colocó también la misma distribución de acero para controlar las fisuras.

## CAPÍTULO XII:

### PRESUPUESTO DEL EDIFICIO

El costo por m<sup>2</sup> será de 639.92 soles por m<sup>2</sup>. Mientras que el costo por m<sup>2</sup> de casco en concreto armado de tipo media es de 652.5 soles por m<sup>2</sup> y de tipo normal es de 576.64 soles por m<sup>2</sup>. Los precios unitarios de acero son los que se manejan en el mercado incluyendo las conexiones mientras que el costo por m<sup>2</sup> en concreto armado es sacado de la revista Constructivo. Esto corresponde al precio de la parte de estructuras de la edificación, no se considera los acabados. En el precio en se está considerando que el precio de la protección anti-fuego corresponde al 15% de la estructura metálica (Estimado). Se considera el uso de MONOKOTE de W.R GRACE firma americana, este revestimiento antifuego tipo YESO se aplica por lanzamiento sobre la perfilería con un espesor determinado para una resistencia al fuego en unidades de tiempo de 2 horas y media. Se detalla el presupuesto en el anexo correspondiente. Se puede concluir que cuando el edificio entra en la categoría de edificio lujoso, de primera o media el acero tiene precios competitivos contra el concreto armado pero si el edificio entra en la categoría normal o económica el concreto tiene el menor precio de construcción. Los precios de construcción son hechos con precios unitarios para la ciudad de Lima.

Se detalla el presupuesto en el anexo correspondiente.

## CAPÍTULO XIII:

### CONCLUSIONES:

1. El sistema de acero estructural tiene precios que pueden competir con el concreto armado pero en edificios que se pueden considerar para sectores A-B, si se quiere vivienda económica los edificios de concreto armado tienen precios más competitivos.
2. El sistema de arriostres concéntricos especiales hace que se tenga una estructura más robusta de lo normal, ya que las conexiones son más robustas por lo que se tiene que tener en cuenta que al hacer un edificio de estas características tendrá un peso mayor a las cuantías que se obtengan por ser un edificio de arriostres concéntricos especiales.
3. Se vio que en la cimentación se tiene zapatas excéntricas, al tener un sistema arriostrado concéntricamente se pudo observar que las columnas

no tienen momentos importantes que afecten el diseño de la estructura pero si se tomó en cuenta que estos momentos se transforman en 2 fuerzas axiales, una que comprime a una columna del arriostre y una que ejerce tracción a la otra, es por eso que se hizo una zapata combinada de tal manera que la zapata pueda controlar a las 2 fuerzas ya que al sumarlas el momento por excentricidad es menor a que si se trabajara una independiente de la otra.

4. El modelo diseñado se basa en columnas, vigas y elementos de acero estructural pero se complementa con losas aligeradas FIRTH, esto ya es usado en otros países como España ya que su implementación es mucho más rápida, en esos casos se usa un techo que tiene otras características pero se quiso adoptar al caso peruano usando viguetas FIRTH. En cuanto a la fabricación de la estructura, la perfilería de acero ASTM A992, Gr 50 se adquirirá de importación a través de comercializadores peruanos, el criterio es adquirir los perfiles “CUT TO LENGTH” y habilitados en sus extremos para las conexiones, así como se solicita que vengan con el “WASH PRIMER” que constituye la pintura base adquiriéndose una cantidad de dicha pintura para resanes. Esto hace que el tiempo de fabricación se reduzca aunque habría algunos elementos que se tienen que fabricar con planchas soldadas por lo que este tiempo se estima en que sería un 10% del tiempo del montaje.

### **CAPÍTULO XIII:**

#### **BIBLIOGRAFÍA:**

- Mc Cormac. Diseño de estructuras de acero 5ta Edición.
- Diseño sismorresistente de construcciones de acero – ALACERO
- AISC Steel Construction Manual 14 edition.
- SEAOC Seismic Design Manual– Building Design Examples
- Roy Becker (1995). Seismic Design of Special Concentrically Braced Steel Frames
- Sections and Merchant Bars – Arcelormittal – lim Floor
- Juan Felipe Beltrán y Ricardo Herrera (2002) Innovaciones en el diseño sísmico de estructuras de acero.

- Khatib (I. F., Mahin, S. A. and Pister, K. S.) (1988). Seismic behavior of concentrically braced steel frames. Earthquake Engineering Research Center, University of California. Report No. UCB/EERC-88/01
- Chuang – Sheng Yang, Roberto T. Leon, Reginald DesRoches (2007). Design and behavior of zipper-braced frames
- AISC 327-05, Seismic Design Manual
- AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- AISC Design of Column Base Plates.
- Manual de viguetas FIRTH.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.020 Cargas, 2006.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.030 Diseño Sismorresistente, 2016.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.060 Concreto Armado, 2009.
- Ottazzi G. 2007. Diseño en concreto armado Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Revista Constructivo Edición 111 Octubre 2015 – Noviembre 2015.