

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**“COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON  
UN SISTEMA DE TIJERALES Y DE PÓRTICOS”**

Tesis para obtener el Título de **Ingeniero Civil**, que presentan los bachilleres:

**David Hernán Goñi Vega**

**José Raúl Cáceres Calle**

**ASESOR: César André Burga Zeigner**

Lima, febrero 2018



## **Agradecimientos**

*A mis padres David y Gladys, por siempre acompañarme y apoyarme en este viaje largo, aconsejarme por la búsqueda de una vida llena de éxito, y por todo el amor y cariño brindado.*

*A mi hermano Jesús, por ser mi amigo, cómplice y consejero y siempre animarme en todos mis sueños y nunca dejarme caer.*

*A mi hermana Gladys, por ser la imagen de perseverancia y paciencia, por enseñar a seguir a delante y ser el mejor.*

*A mi hermano Miguel Ángel, por ser el menor y el mayor a la vez, por acompañarme y siempre tomarme como ejemplo, por permitirte mostrarte lo mejor de mí.*

*A mis abuelos Hilda, Jesús, Walter y Clorinda, por ser parte importante en mi formación y enseñarme de todo con mucha paciencia y cariño.*

David Goñi

*A mis padres Katherine y Luis, por enseñarme a luchar fervientemente por lo que quiero y demostrarme que nada llega sin un esfuerzo precedente. Por su amistad y amor incondicional y las lecciones aprendidas otorgadas.*

*A mi hermano Luis, por ser el mejor hermano, guía, por siempre creer en mí y orientarme. Por levantarme cuando más lo requería, por su amor sincero y apoyo desinteresado.*

*A mi hermana Gwendolyne, por irradiar ternura, honradez y hospitalidad que genera alegría diaria en mi vida.*

*A mis abuelos José, Víctor, Carmen y Elcira, por el amor brindado durante toda mi niñez y parte de mi adolescencia. Son el paradigma idóneo de seres humanos y padres.*

*A mis amigos Carlos, Sebastián, Anthony, Christian, Diego, Ricardo y David, por la amistad que me tienen desde siempre, por siempre motivarme día a día y demostrarme que amigos verdaderos existieron y existen en mi vida.*

José Cáceres

## Resumen

La presente tesis consiste en la preparación del comparativo técnico-económico para una nave industrial entre dos sistemas estructurales, el de pórticos de acero y tijerales sobre columnas de concreto armado. La nave industrial a diseñar estará situada en la zona industrial del Cercado de Lima y se utilizará para el almacén de materiales de construcción. El proyecto de ingeniería consta del predimensionamiento, estructuración, análisis y diseño de dos modelos (uno por cada sistema estructural). Los diseños respectivos se realizarán de acuerdo a los lineamientos estipulados en las normas vigentes descritas a continuación:

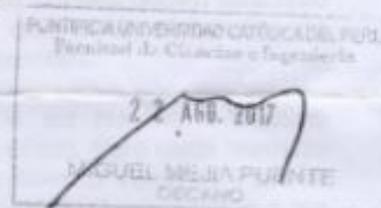
- ❖ Norma E020: Cargas
- ❖ Norma E030: Diseño Sismorresistente
- ❖ Norma E050: Suelos y Cimentaciones
- ❖ Norma E060: Concreto Armado
- ❖ Norma E070: Albañilería
- ❖ Norma E090: Estructuras Metálicas

La Norma E.090 de Estructuras Metálicas para el proceso de diseño se complementará con lo que dictamina la norma Americana AISC.

La estructura de la tesis está dividida en 6 sub-ítems que cubren la metodología y entregables del proyecto; el primer subtema relata la situación actual, la aspiración, estrategia y el alcance del proyecto. El segundo subtema expone el marco teórico que envuelve a los dos sistemas estructurales, el cual será necesario dominar para realizar el diseño de las configuraciones estructurales. El tercer subtema detalla el predimensionamiento y la estructuración de los elementos estructurales de cada sistema, El cuarto subtema comprende el análisis de los dos tipos de estructuras bajo cargas de gravedad que contiene el análisis de coberturas de techo, vigas y columnas para el caso de pórticos como también de los perfiles de acero existente en el sistema de tijerales, además del análisis por cargas de viento que afecta a ambos sistemas constructivos. El quinto subtema trata del análisis de desplazamientos para ambos sistemas estructurales dónde se considerará la ubicación del emplazamiento para obtener los desplazamientos, derivas y cortantes basales debido a solicitaciones sísmicas y de viento. En el sexto subtema se presenta el diseño del sistema de tijerales y pórticos. Posteriormente, en el séptimo subtema se realizan los metrados de casco estructural para ambos sistemas para luego realizar el presupuesto de los mismos y obtener las proporciones de costo para ambas estructuras para luego realizar la comparación técnica y económica entre los mismos. Finalmente, se detallan las conclusiones para el proyecto de tesis, dónde se discutirá qué sistema convendría utilizar para la construcción de la nave industrial contrastando conceptos económicos y técnicos que evidencien la mejor elección de la estructura a ejecutar.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Comparativo técnico-económico de una nave industrial con un sistema de tijerales y de pórticos"  
Área : Estructuras  
Asesor : César André Burga Zeigner  
Alumno : DAVID HERNÁN GOÑI VEGA  
JOSE RAÚL CACERES CALLE  
Código : 2011.4281.412  
2011.2275.412  
Tema N° : # 438  
Fecha : Lima, 18 de agosto del 2017



RESUMEN

La presente tesis se basa en el comparativo técnico económico de una nave industrial con sistema de tijerales y de pórticos. Para ello se realizará el diseño de ambos sistemas estructurales bajo los lineamientos de la Norma E.090 para el diseño de acero y la Norma E.060 para el diseño de elementos de concreto. Una vez concluido el diseño, se procederá a realizar el metrado respectivo del casco estructural, así mismo, el presupuesto, y, finalmente, se obtendrá un ratio por metro cuadrado respectivamente y se realizará la comparación respectiva.

ANTECEDENTES

En los últimos años, en el Perú, el uso de naves industriales ha ido en aumento, debido al incremento de las pequeñas y micro empresas enfocadas en el ámbito industrial.

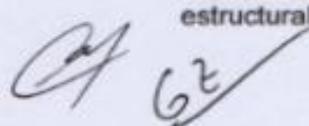
JUSTIFICACIÓN

En el Perú se desarrollan naves industriales basados en un sistema de tijerales y, además, en un sistema de pórticos; sin embargo, el país presenta déficit en estudios técnico-económicos de dichos sistemas estructurales, es por eso que no se tiene información relevante que avale el comportamiento estructural y costo de estos tipos de emplazamientos referenciales.

OBJETIVOS

Objetivo general:

Obtener ratios de costo de casco estructural de una nave industrial que presenta dos sistemas constructivos, mediante un proceso integral de diseño y comparar parámetros estructurales establecidos



Objetivos específicos:

- Conocer las características los sistemas de cobertura de tijerales y sistemas aporticados.
- Realizar el diseño estructural de sistemas de tijerales y sistemas aporticados.
- Realizar el metrado y presupuesto de sistemas de tijerales y sistemas aporticados a partir del diseño realizado.
- Obtener ratios de costo de sistemas de tijerales y sistemas aporticados

ALCANCE

Diseño estructural: para ambos sistemas se debe determinar que perfiles deben utilizarse para los tijerales, vigas o columnas. Además, se realizará el diseño de elementos de concreto como son vigas soleras, columnetas, columnas y cimentaciones.

Metrado de carga: cuantificar las cargas portantes existentes en nuestra estructura considerando las cargas vivas, muertas y accidentales (sismo y viento). Para cada metrado por separado se deberán de considerar las disposiciones de las normas vigentes. Para el caso de las cargas muertas, vivas y de viento se utilizará la Norma E.020 relacionada a las Cargas; para el caso del análisis sísmico se utilizará la Norma E.030 relacionada al Diseño Sismorresistente.

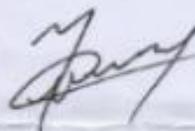
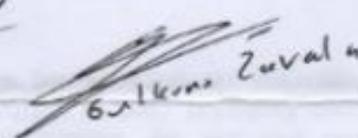
Costo técnico de los dos sistemas: una vez concluido el diseño, se realizará el metrado del casco estructural de cada sistema y finalmente se calculará el respectivo precio.

Comparación económica de los sistemas: una vez obtenido el precio de cada sistema, se determina el ratio constructivo y se compara.

Para que ambos presupuestos sean comparables se deben dejar en unidades de soles por metros cuadraros (s/. / m<sup>2</sup>).

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



## TABLA DE CONTENIDOS

INDICE DE FIGURAS .....	V
INDICE DE TABLAS .....	VIII
<b>CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
1.1. LA PRÁCTICA ACTUAL .....	1
1.2. OBJETIVO Y JUSTIFICACIÓN .....	1
1.2.1. <i>Establecimiento del problema</i> .....	1
1.2.2. <i>Descripción General</i> .....	1
1.2.2.1. Sistema de Tijerales .....	1
1.2.2.2. Sistema de pórticos de acero .....	2
1.2.3. <i>Justificación</i> .....	2
1.3. ASPIRACIÓN, OBJETIVO Y ESTRATEGIA .....	2
1.4. ALCANCE .....	3
1.4.1. <i>Análisis estructural</i> .....	3
1.4.2. <i>Diseño estructural</i> .....	3
1.4.3. <i>Costo técnico de los dos sistemas</i> .....	4
<b>CAPÍTULO 2 : MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>4</b>
2.1. MÉTODO DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO .....	4
2.1.1. <i>Diseño por resistencia</i> .....	4
2.1.2. <i>Elementos horizontales y verticales</i> .....	5
2.1.2.1. Diseño por flexión .....	5
2.1.2.2. Diseño por flexocompresión .....	6
2.1.2.3. Diseño por cortante .....	7
2.2. MÉTODO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO .....	7
2.2.1. <i>Miembros en tracción</i> .....	9
2.2.2. <i>Miembros en compresión</i> .....	9
2.2.2.1. Elementos a compresión formados por perfiles unidos por conectores .....	11
2.2.3. <i>Miembros en flexión</i> .....	11
2.2.5. <i>Miembros en flexocompresión</i> .....	17
<b>CAPÍTULO 3 : ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>20</b>
3.1. ESTRUCTURACIÓN .....	20
3.2. PREDIMENSIONAMIENTO .....	23
3.2.1. <i>Predimensionamiento del sistema de tijerales</i> .....	23
3.2.2. <i>Predimensionamiento de sistema de pórticos</i> .....	25
<b>CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS DE CARGAS DE GRAVEDAD Y DE VIENTO.....</b>	<b>26</b>
4.1. CARGAS DE GRAVEDAD .....	26
4.1.1. <i>Carga muerta</i> .....	26
4.1.2. <i>Carga viva</i> .....	27
4.2. CARGA DE VIENTO .....	27
<b>CAPÍTULO 5 : ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS .....</b>	<b>29</b>

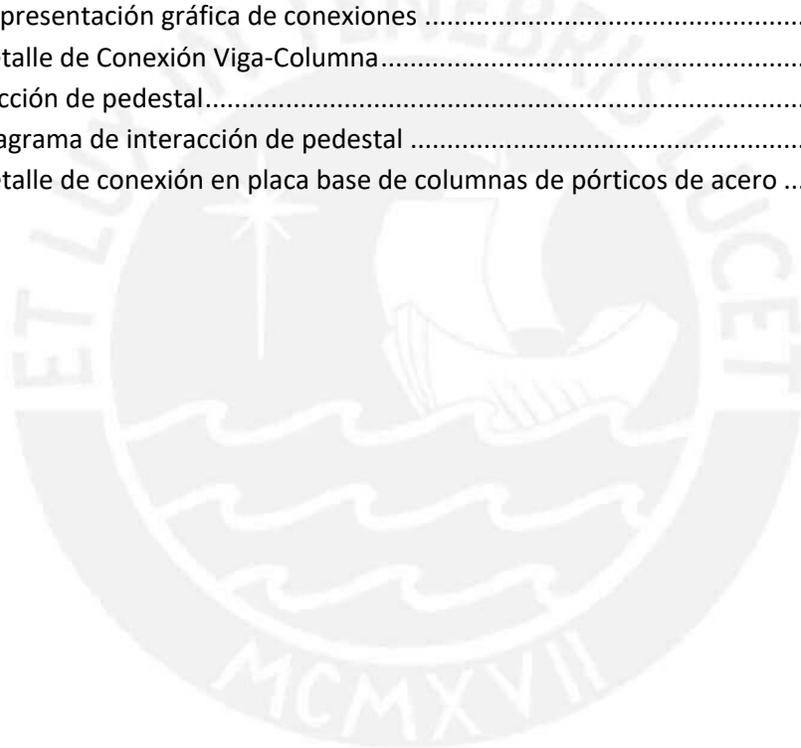
5.1. ANÁLISIS SÍSMICO .....	29
5.1.1. <i>Parámetros sísmicos para ambos sistemas constructivos</i> .....	29
5.1.2. <i>Modos y periodos</i> .....	30
5.1.3. <i>Análisis estático</i> .....	31
5.1.3.1. Análisis del sistema de tijerales (columnas en voladizo) .....	31
5.1.3.2. Análisis del sistema de pórticos.....	32
5.1.4. <i>Análisis dinámico</i> .....	32
5.2. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS POR VIENTO.....	33
<b>CAPÍTULO 6 : DISEÑO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>34</b>
6.1. DISEÑO DE SISTEMA DE TIJERALES .....	34
6.1.1. <i>Elementos de acero estructural</i> .....	34
6.1.1.1. Diseño de tijerales .....	34
6.1.1.2. Diseño de vigueta VC-1.....	39
6.1.1.3. Diseño de cerramiento lateral .....	43
6.1.1.4. Diseño de conexiones .....	49
6.1.2. <i>Elementos de albañilería</i> .....	51
6.1.3. <i>Elementos de concreto armado</i> .....	53
6.1.3.1. Diseño de columna de concreto armado.....	53
6.1.3.2. Diseño de viga de concreto armado .....	57
6.1.3.3. Diseño de cimentación .....	58
6.2. DISEÑO DE PÓRTICOS DE ACERO .....	63
6.2.1. <i>Diseño de pórtico</i> .....	63
6.2.1.1. Diseño de perfiles soldados de pórticos .....	63
6.2.1.2. Diseño de columna .....	72
6.2.1.3. Diseño de conexiones rígidas.....	76
6.2.2. Diseño de vigueta VC-1.....	81
6.2.3. <i>Diseño de cimentación</i> .....	81
6.2.5. <i>Diseño de placa base y pernos de anclaje</i> .....	84
<b>CAPÍTULO 7 : METRADOS Y PRESUPUESTOS.....</b>	<b>89</b>
7.1. ANÁLISIS DE SISTEMA DE TIJERALES.....	89
7.1.1. <i>Metrado y presupuesto de casco estructural</i> .....	89
7.2. ANÁLISIS DE SISTEMA DE PÓRTICOS .....	93
7.2.1. <i>Metrado y presupuesto de casco estructural</i> .....	93
7.3. COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA .....	98
<b>CAPÍTULO 8: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES .....</b>	<b>100</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>100</b>

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Tijerales simplemente apoyados en columnas de concreto armado .....	2
Figura 1.2 - Pórtico de Acero con nudos rígidos .....	2
Figura 1.3 - Aspiración, Objetos y Estrategia .....	3
Figura 2.1 - Curva de Frecuencia ( $f(R)$ ) vs Resistencia ( $R$ ) (“Apuntes del curso de Concreto Armado 1” p.81-Ing. Gianfranco Otazzi) .....	4
Figura 2.2 - Diagrama de Interacción .....	7
Figura 2.3 - Conceptos de probabilidades para la determinación de Índice de Confianza (Diseño de Acero Estructural- Zapata Baglietto) .....	8
Figura 2.4 - Estados Límites de elementos en tracción (Diseño de Acero Estructural- Zapata Baglietto) .....	9
Figura 2.5 – Factor de longitud efectiva .....	10
Figura 2.6 - Vigas conectadas (Zapata Baglietto, 1997) .....	11
Figura 2.7 - Fuerzas perpendiculares a eje longitudinal (Fuente: Elaboración propia en Corel Draw x8) .....	12
Figura 2.8 - Pandeo Lateral Torsional en viga I (Fuente: Presentaciones del Curso Virtual “Diseño de Estructuras de Acero”- My Aula Plataforma Virtual) .....	13
Figura 2.9 - Pandeo Local del Ala en viga I (Fuente: Presentaciones del Curso Virtual “Diseño de Estructuras de Acero”- My Aula Plataforma Virtual) .....	13
Figura 2.10 - Pandeo Local del Alma en viga I (Fuente: Presentaciones del Curso Virtual “Diseño de Estructuras de Acero”- My Aula Plataforma Virtual) .....	13
Figura 2.11 - Comportamiento plástico de perfiles Compactos (Fuente: Diseño estructural de Acero-McCormac) .....	14
Figura 2.12 - Capacidad a Flexión en función de la Longitud No Arriostrada (Fuente: Presentaciones del Curso Virtual “Diseño de Estructuras de Acero”- My Aula Plataforma Virtual) .....	15
Figura 2.13 - Lineamientos para el cálculo de $C_v$ y coeficiente $k_v$ (Fuente: Diseño de Estructuras de Acero-McCormac) .....	17
Figura 2.14 - Curva para columna según el AISC (Fuente: Diseño de estructuras de acero-McCormac) .....	18
Figura 3.1 - Planta de sistema de tijerales .....	21
Figura 3.2 - Elevación de sistema de tijerales .....	22
Figura 3.3 - Planta de sistema de pórticos .....	22
Figura 3.4 - Elevación de sistema de pórticos (Distancias en metros) .....	22
Figura 3.5 - Detalle de altura y pendiente de techo con tijerales .....	23
Figura 3.6 - Predimensionamiento de columna de concreto armado .....	24
Figura 3.7 - Área tributaria de una columna .....	25
Figura 3.8 - Predimensionamiento del pórtico de acero (Distancia en metros) .....	25
Figura 5.1 - Gráfica $C$ vs $T$ .....	30
Figura 5.2 - Arriostramiento de columna C-1 .....	30
Figura 5.3 - Modo fundamental de columna en voladizo .....	31

Figura 5.4 - Modo fundamental de sistema de pórticos.....	31
Figura 6.1 - Carga muerta (CM) sobre tijerales (t) .....	35
Figura 6.2 - Carga Viva (CV) sobre tijerales (t) .....	35
Figura 6.3 - Carga de viento sobre tijerales (t, m).....	35
Figura 6.4 - Diagrama de fuerza axial de tijerales .....	36
Figura 6.5 - Elevación de Tijerales.....	36
Figura 6.6 - Sección de tijerales.....	37
Figura 6.7 - Longitud no arriostrada (L).....	37
Figura 6.8 – Sección de brida superior .....	38
Figura 6.9 - Idealización de vigueta.....	40
Figura 6.10 – Envoltorio de Fuerza Cortante (DFC) y de Momento Flector (DMF) de VC-1 (t,m) ...	40
Figura 6.11 - Sección de la vigueta VC-1 .....	41
Figura 6.12 - Elevación de cerramiento lateral de sistema de tijerales .....	43
Figura 6.13 - Idealización de la viga VM-1.....	44
Figura 6.14 - Diagrama de fuerza cortante (DFC) y Diagrama de Momento Flector (DMF) de la viga VM-1 en cada dirección de análisis.....	44
<b>Figura 6.15 - Sección transversal de la viga VM-1.....</b>	<b>45</b>
Figura 6.16 - Idealización y cargas aplicadas de CM-1 .....	46
Figura 6.17 - Áreas tributarias para las cargas de viento P1 Y P2 de la columna CM-1.....	47
Figura 6.18 - Diagrama de fuerza normal (DFN), Diagrama de fuerza cortante (DFC) y Diagrama de momento flector (DMF) de columna CM-1.....	47
Figura 6.19 - Sección de columna CM-1.....	48
Figura 6.20 – Detalle de una conexión de tijerales .....	50
Figura 6.21 - Fuerzas en diagonal.....	50
Figura 6.22 - Detalle de muro de albañilería confinada.....	51
Figura 6.23 - Cargas sobre columna determinadas por el Método del sobre.....	54
Figura 6.24 - Cargas sísmicas producidas por el peso propio y el peso del tijeral .....	54
Figura 6.25 - Carga sísmica de columna C-1.....	55
Figura 6.26 - Cargas últimas sobre columna C-1.....	55
Figura 6.27 - Diagrama de Interacción en el sentido x-x de la columna C1 .....	56
Figura 6.28 - Sección de la columna C-1.....	56
Figura 6.29 - Idealización de viga V-1.....	57
Figura 6.30 - Diagrama de momento flector (DMF) y Diagrama de fuerza cortante (DFC) de la viga V-1 .....	57
Figura 6.31 - Sección de la columna V-1 .....	58
Figura 6.32 - Esquema de análisis de la cimentación.....	58
Figura 6.33 - Punzonamiento en zapatas .....	60
Figura 6.34 - Ejes locales de la zapata .....	60
Figura 6.35 - Esquema de viga de cimentación.....	62
Figura 6.36 - Diagrama de fuerzas internas de la viga de cimentación .....	62
Figura 6.37 - Detalle de viga de cimentación VC-1.....	63
Figura 6.38 – Elevación de Pórtico de Acero Estructural ASTM A36.....	63

Figura 6.39 – Detalle de perfiles soldados en pórticos de acero .....	64
Figura 6.40 - Carga muerta (P CM) en viga de pórtico de acero .....	65
Figura 6.41 - Carga viva (P CV) en viga de pórtico de acero.....	66
Figura 6.42 - Carga de viento (escenario 1) en pórticos de Acero .....	67
Figura 6.43 - Carga de viento (escenario 2) en pórticos de Acero .....	67
Figura 6.44 - Envoltente de Fuerzas Normales en Pórticos de Acero (t).....	67
Figura 6.45 - Envoltente de Fuerzas Cortantes en Pórticos de Acero (t).....	68
Figura 6.46 - Envoltente de Momentos Flectores en Pórticos de Acero (t.m) .....	68
Figura 6.47 - Detalle de Ubicación en Planta de Soportes Laterales en Vigas de Acero.....	69
Figura 6.48 - Detalle de Ubicación en Planta de Arriostres Laterales en Vigas de Acero .....	69
Figura 6.49 - Cargas axiales a compresión por cargas laterales de viento (t) .....	74
Figura 6.50 - Fuerzas cortantes máximas por cargas laterales de viento (t x m).....	74
Figura 6.51 - Momentos máximos por cargas laterales de viento (t x m) .....	74
Figura 6.52 - Representación gráfica de conexiones .....	77
Figura 6.53 - Detalle de Conexión Viga-Columna.....	81
Figura 6.54 - Sección de pedestal.....	82
Figura 6.55 - Diagrama de interacción de pedestal .....	82
Figura 6.56 - Detalle de conexión en placa base de columnas de pórticos de acero .....	86



## INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 - Combinación de cargas para elementos de concreto armado.....	5
Tabla 2.2 - Diseño por corte para elementos de concreto armado .....	7
Tabla 2.3 - Combinaciones para elementos de acero estructural de la Norma E.090.....	8
Tabla 2.4 - Estado límite de elementos a tracción .....	9
Tabla 2.5 - Detalle de estados límites de elementos traccionados.....	9
Tabla 2.6 - Estados Límite de elementos comprimidos .....	10
Tabla 4.1 - Peso de materiales que conforman el techo de ambos sistemas estructurales .....	27
Tabla 4.2 - Tabla 4 – Factores de Carga (E.020) .....	28
Tabla 4.3 - Carga de viento sobre nave industrial.....	28
Tabla 5.1 - Valor del parámetro sísmico C .....	29
Tabla 5.2 - Modo, periodo y masa participativa de sistema de tijerales (columna en voladizo).....	30
Tabla 5.3 - Modos, periodos y masa participativa de sistema de pórticos.....	31
Tabla 5.4 - Desplazamientos y derivas de ambos sistemas estructurales por cargas sísmicas .....	32
Tabla 5.5 - Cortante basal dinámica de ambos sistemas estructurales .....	32
Tabla 5.6 - Desplazamiento por viento de los sistemas estructurales.....	33
Tabla 5.7 - Resumen de desplazamiento de ambos sistemas estructurales.....	33
Tabla 5.8 - Fuerzas en la base de ambos sistemas estructurales por sismo y viento .....	33
Tabla 6.1 - Tabla de cargas de viento sobre tijeral.....	36
Tabla 6.2 - Cargas Axiales sobre el tijeral.....	36
Tabla 6.3 - Secciones de elementos que conforman la armadura de tijerales .....	39
Tabla 6.4 - Verificación de compacidad de VC-1.....	41
Tabla 6.5 - Propiedades geométricas de VM-1 .....	44
Tabla 6.6 - Propiedades geométricas de CM-1 .....	47
Tabla 6.7 - Valores de C1 (Tabla N°12 – E.020).....	52
Tabla 6.8 - Tabla 12 de la Norma E.090.....	53
Tabla 6.9 - Acero requerido y colocado de la viga V-1.....	57
Tabla 6.10 - Separación de estribos requerida para la viga V-1.....	57
Tabla 6.11 - Descripción de perfil soldado según ubicación en viga de pórtico de acero .....	64
Tabla 6.12 –Propiedades Geométricas de perfil soldado h=600 mm .....	64
Tabla 6.13 - Propiedades Geométricas de perfil soldado h=400 mm .....	64
Tabla 6.14 - Análisis de la compacidad en perfiles de viga de acero .....	68
Tabla 6.15 - Cálculo de longitudes no arriostradas límites para perfil soldado.....	69
Tabla 6.16 - Elementos de montaje de viga para cada pórtico de acero.....	76
Tabla 6.17 - Fuerzas cortantes y Momentos flectores últimos en conexiones.....	76
Tabla 6.18 - Fuerzas cortantes y Momentos flectores nominales de cada perfil .....	76
Tabla 6.19 - Resultados del análisis de resistencia a tracción final de pernos debido a la acción combinada de corte y tracción en conexión tipo aplastamiento x=0 m.....	79
Tabla 6.20 - Cálculo de número de pernos requeridos con nueva resistencia a tracción .....	79
Tabla 6.21 - Resistencia de aplastamiento por perno.....	80
Tabla 6.22 - Resistencia de plancha a falla por bloque cortante .....	80

Tabla 6.23 - Cargas de servicio sobre pedestal .....	81
Tabla 6.24 - Cargas sobre zapata de sistema de pórticos .....	83
Tabla 7.1 - Metrado y presupuesto de sistema de tijerales.....	89
Tabla 7.2 - Metrado y presupuesto de sistema de pórticos .....	93
Tabla 7.3 - Comparación económica para el sistema de tijerales y pórticos.....	98
Tabla 7.4 – Datos técnicos provenientes del análisis de desplazamientos.....	98



# CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES

La presente tesis trata sobre la comparación técnica-económica de una nave industrial con un sistema de tijerales y de pórticos. Se harán los diseños de una misma nave industrial y se comparará el presupuesto del casco estructural de ambos. Se presentarán conclusiones acerca de los dos sistemas estructurales y para el presupuesto se trabajará con proporciones de obras de empresas constructoras.

Este capítulo comienza con un análisis de la práctica actual; seguido del establecimiento del problema y justificación y, por último, las conclusiones y recomendaciones del proyecto de ingeniería.

## 1.1. La práctica actual

En el Perú, en los últimos años, la actividad en el sector industrial se ha incrementado debido a la inversión de grandes capitales nacionales como extranjeros, destinado a nuevos emplazamientos industriales.

En la actualidad las plantas industriales son utilizadas por super mercados como por ejemplo Maestro, Tottus, Metro, Plaza Vea, entre otros; los cuales necesitan una estructura que cumpla la función de depósito de productos, materiales, etc. Se puede apreciar que son estructuras altas y pueden ser de concreto y acero o de solamente acero. Además, este tipo de estructuras está teniendo mayor preferencia por la PYMES.

## 1.2. Objetivo y justificación

### 1.2.1. Establecimiento del problema

El objetivo del presente proyecto, es comparar el costo de dos estructurales. Este objetivo se genera debido a que se puede construir naves industriales con los sistemas estructurales, pero no se conoce qué sistema es el más conveniente desde el punto de vista del costo de casco estructural.

### 1.2.2. Descripción General

#### 1.2.2.1. Sistema de Tijerales

Este tipo de sistema se caracteriza por contar con columnas de concreto armado y tijerales apoyados sobre estos. Los tijerales son armaduras de perfiles de acero. Para el caso de nuestro proyecto, se utilizarán tijerales con secciones de ángulos de acero estructural.

En este tipo de sistema, los tijerales se encuentran simplemente apoyados sobre las columnas, por lo que estas trabajan en voladizo. Cabe resaltar que los tijerales se encuentran empernados a la columna.

La siguiente Figura 1.1 muestra una elevación típica:

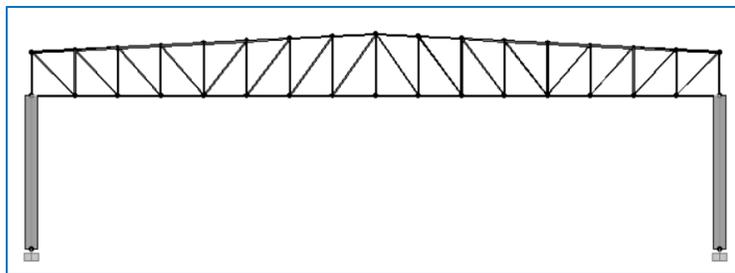


Figura 1.1 - Tijerales simplemente apoyados en columnas de concreto armado

### 1.2.2.2. Sistema de pórticos de acero

Para el proyecto, se opta por el diseño de una nave industrial con pórticos de acero como elemento estructural principal. Las vigas y columnas se conectan mediante conexiones rígidas mediante soldadura y pernos de alta resistencia, las cuales contribuyen a la continuidad de la estructura y la correcta transferencia de solicitaciones de fuerzas internas.

El comportamiento sísmico de los pórticos de acero es similar a los de concreto armado. En una estructura de pórticos, toda la fuerza sísmica es resistida por los pórticos. La siguiente figura muestra una elevación típica.

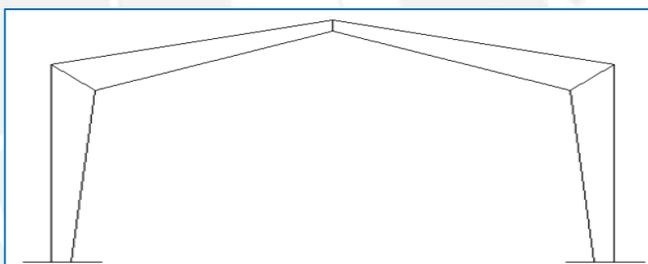


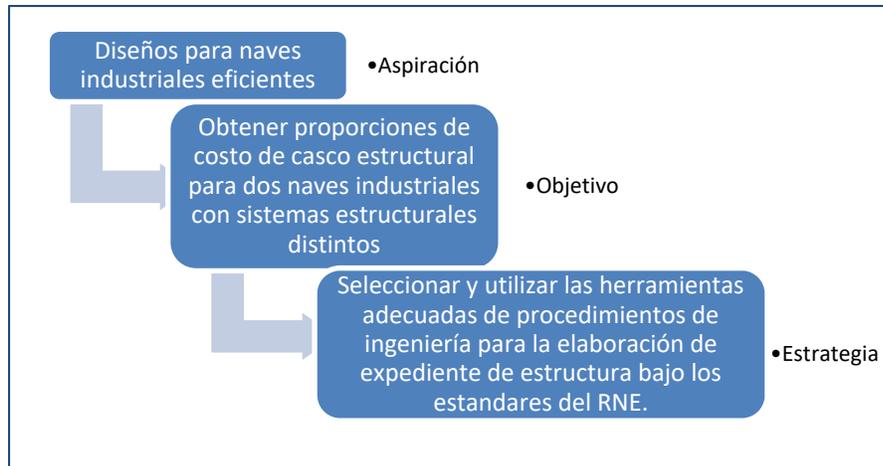
Figura 1.2 - Pórtico de Acero con nudos rígidos

### 1.2.3. Justificación

Al analizar la bibliografía existente acerca de estructuras de acero estructural referente a naves industriales se comprobó el déficit de estudios que brinden información para determinar el costo comparativo entre tijeral y pórticos. Este trabajo de tesis plantea lograr un diseño estructural eficiente y comparar el presupuesto del casco estructural con el fin de que puedan servir como guía para decidir qué sistema utilizar en proyectos de construcción.

### 1.3. Aspiración, objetivo y estrategia

En la Figura 1.3 se presenta la aspiración, el objetivo y la estrategia a seguir en este documento de tesis:



**Figura 1.3 - Aspiración, Objetos y Estrategia**

Cabe resaltar que el estudio realizado es limitado debido a que el enfoque es dirigido a estos dos sistemas estructurales.

#### **1.4. Alcance**

El alcance de esta tesis constará de 3 aspectos:

##### **1.4.1. Análisis estructural**

Es necesario cuantificar las cargas portantes existentes en nuestra estructura considerando las cargas vivas, muertas, de sismo y de viento.

Para el modelamiento estructural necesario para obtener el análisis estructural de los sistemas y resultados del desempeño sísmico de los mismos, se empleará el software ETABS 9.7.2.

##### **1.4.2. Diseño estructural**

Una vez determinadas las fuerzas internas provenientes de las solicitaciones de gravedad, viento y sísmicas se proceden al diseño de los elementos estructurales involucrados en cada sistema. Para realizar el diseño de las naves industriales se respetarán las disposiciones establecidas en las siguientes normas de ingeniería:

- Norma técnica de edificación E.030: Diseño Sismoresistente
- Norma técnica de edificación E.050: Suelos y cimentaciones
- Norma técnica de edificación E.060: Concreto Armado
- Norma técnica de edificación E.070: Albañilería Estructural
- Norma técnica de edificación E.090: Estructuras Metálicas

Adicionalmente, se considerará la Norma AISC360 2014 para complementar el diseño de los elementos de acero.

### 1.4.3. Costo técnico de los dos sistemas

Cuando el diseño está comprobado y definido se procede a elaborar el metrado correspondiente para posteriormente hacer el presupuesto del casco estructural de cada sistema. Con los resultados del presupuesto se comparan ambos sistemas sacando las conclusiones respectivas.

## CAPÍTULO 2 : MARCO TEÓRICO

El presente capítulo presentará los métodos de diseño empleados, tanto para elementos de concreto armado como para elementos de acero estructural.

### 2.1. Método de diseño de elementos de concreto armado

#### 2.1.1. Diseño por resistencia

La resistencia de los elementos estructurales es una variable aleatoria. Si se llegase a construir la distribución supuesta de resistencias de un grupo de estructuras sometidas a fuerzas por flexión, cortante o axial la forma de la curva no sería fácil de obtener, ya que depende de muchas variables tales como la resistencia y la variabilidad de los materiales que componen la estructura, de las variaciones de las dimensiones de las secciones transversales, del tipo de sollicitación y del cuidado y control durante el proceso constructivo.

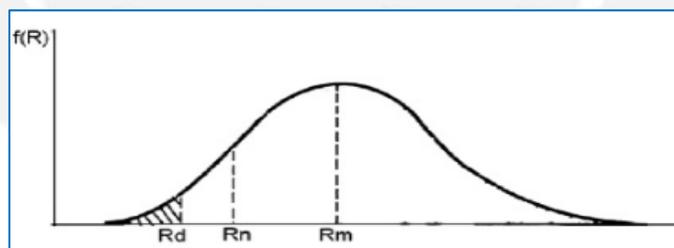


Figura 2.1 - Curva de Frecuencia ( $f(R)$ ) vs Resistencia ( $R$ ) ("Apuntes del curso de Concreto Armado 1" p.81-Ing. Gianfranco Otazzi)

La Figura 2.1 muestra una función supuesta de distribución de probabilidades de las resistencias ( $R$ ) de un grupo de elementos estructurales. A partir de dicha gráfica, se puede dar a conocer de resistencia media ( $R_m$ ), resistencia nominal ( $R_n$ ) y resistencia de diseño ( $R_d$ ). La resistencia nominal es la capacidad máxima del elemento estructural y la de diseño es esta última alterada por un factor de reducción.

La resistencia del concreto es una variable aleatoria que se debe analizar bajo un enfoque probabilístico, valga la redundancia. De acuerdo a esto, se puede comenzar a definir los lineamientos del método del diseño por Resistencia.

El diseño por resistencia es el método utilizado por la Norma E-060 para el diseño de elementos de concreto armado. Este método se basa en que las cargas aplicadas a cierta estructura sean incrementadas (resistencia requerida), y las resistencias nominales sean reducidas por factores de reducción de resistencia “ $\Phi$ ”, de modo que se cumpla lo siguiente:

$$\Phi R_n \geq R_u \quad \text{Ecuación (1)}$$

Dónde:  $\Phi$ : factor de reducción de resistencia  
 $R_n$ : Resistencia nominal del elemento estructural  
 $R_u$ : Resistencia requerida

La Norma E.060 indica la combinación de cargas (acápice 10.2.1) con las que se logra determinar la resistencia requerida (U). En estas combinaciones se presentan cargas muertas (CM), cargas vivas (CV), cargas de sismo (CS) y cargas de viento ( $CV_i$ ). A continuación, se muestra las combinaciones:

Tabla 2.1 - Combinación de cargas para elementos de concreto armado

COMBINACIONES
$U1 = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$
$U2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$
$U3 = 0.9 \times CM \pm CS$
$U4 = 1.25 (CM + CV \pm CV_i)$
$U5 = 0.9 \times CM \pm 1.25 \times CV_i$

Además, la NTE-060 cuantifica distintos valores de factores de reducción para distintos efectos en los elementos estructurales:

- Para flexión sin carga axial  $\Phi=0.90$
- Para flexión con carga axial en tracción  $\Phi=0.90$
- Elementos con refuerzo en espiral  $\Phi=0.75$
- Otros elementos  $\Phi=0.70$
- Para cortante sin o con torsión  $\Phi=0.80$
- Para aplastamiento en el concreto  $\Phi=0.70$

## 2.1.2. Elementos horizontales y verticales

### 2.1.2.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión se ha utilizado el bloque equivalente de compresiones y no se ha considerado la resistencia a tracción del concreto.

El procedimiento para determinar el área de acero requerido consiste en lo siguiente:

1. Se determina el área de acero mínimo de la sección con la siguiente expresión para secciones rectangulares en flexión:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd \quad \text{Ecuación (2)}$$

Donde:

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero

$b$ : ancho de la sección

$d$ : peralte efectivo

$f'c$ : resistencia del concreto armado

2. Se determina el acero máximo el cual es equivalente al 75% del acero balanceado. Si la sección requiere mayor acero, este exceso se compensa utilizando acero a compresión.

3. Se despeja la incógnita  $\omega$  de la siguiente expresión:

$$Mu = \phi f'c b b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \quad \text{Ecuación (3)}$$

Donde:

$Mu$ : momento requerido

$\phi$ : factor de reducción

4. Se determina el área de acero requerido por la sección con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{\omega b d f'c}{f_y} \quad \text{Ecuación (4)}$$

Donde:

$A_s$ : área de acero

#### 2.1.2.2. Diseño por flexocompresión

Para el diseño de elementos sometidos a momento flector junto a carga axial, se debe construir los diagramas de interacción (ID) para determinar la resistencia a flexocompresión de una determinada sección.

El procedimiento para el diseño por flexocompresión es el siguiente:

1. Se propone una armadura base
2. A partir de la armadura propuesta se construye los diagramas de interacción
3. Para cada combinación de diseño se obtendrá puntos de resistencia requerida (carga axial última ( $P_u$ ) y momento flector último ( $M_u$ ))
4. Se verifica que los puntos de resistencia requerida ( $P_u$  y  $M_u$ ) se encuentren dentro del diagrama de interacción.
5. Si los puntos de resistencia requerida se encuentran fuera del diagrama, se propone una nueva armadura de la sección

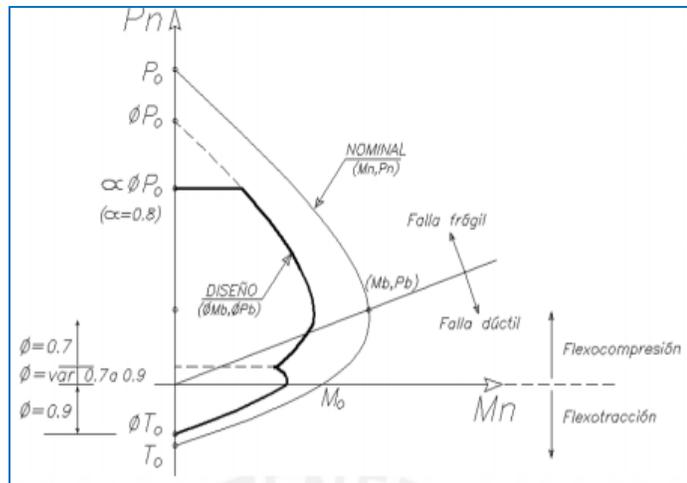


Figura 2.2 - Diagrama de Interacción

### 2.1.2.3. Diseño por cortante

El concreto se caracteriza no por fallar por corte sino por los esfuerzos de tracción diagonal generados por cargas externas; por ello la resistencia al corte está relacionada con la resistencia a tracción del concreto.

Para el diseño por cortante se consideran las siguientes expresiones mostradas en la Tabla 2.2:

Tabla 2.2 - Diseño por corte para elementos de concreto armado

Ecuaciones para el diseño por corte en concreto armado	
$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$ (kg)	$V_s$ : resistencia al corte generado por el refuerzo $A_v$ : área de refuerzo
$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ (kg)	$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero $d$ : peralte efectivo $s$ : espaciamiento
$V_n \leq \Phi \cdot (V_c + V_s)$ ( $\Phi = 0.85$ ) (kg)	$V_c$ : resistencia al corte del concreto $b_w$ : base menor de la sección $V_c$ : resistencia nominal

## 2.2. Método de diseño de estructuras de acero

Para esta tesis, el diseño de acero se realizará mediante el uso del método de resistencia o estados límites (LRFD).

Al igual que en el concreto armado, la resistencia es una variable probabilística las cuales están fundamentadas en métodos estadísticos conocidos como "Métodos de Confiabilidad de momentos de primer orden y segundo orden". (Zapata Baglietto (1985)).

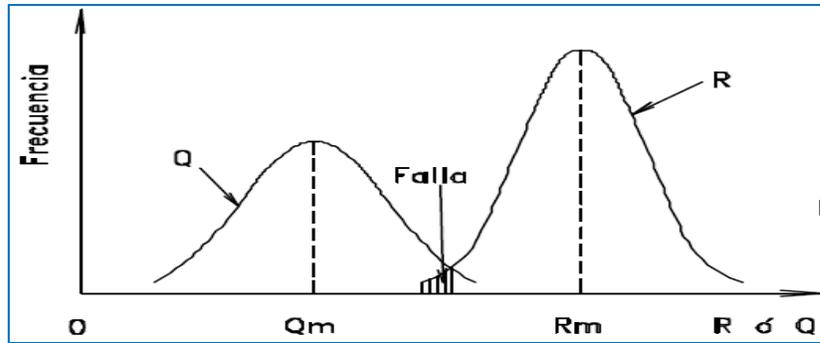


Figura 2.3 - Conceptos de probabilidades para la determinación de Índice de Confianza (Diseño de Acero Estructural- Zapata Baglietto)

En la Figura 2.3 las variables aleatorias son la carga (Q) y la resistencia (R) y también se presentan, en las zonas achuradas, zonas relacionadas a la falla.

Las cargas que actúan ( $Q_i$ ) se multiplican por factores de amplificación ( $\lambda_i$ ), y se debe cumplir que:

$$\Sigma \lambda_i \times Q_i \leq \phi \times R_n \quad \text{Ecuación (5)}$$

Donde: resistencia nominal ( $R_n$ ) y factor de reducción ( $\phi$ ).

Para cualquiera de los métodos de diseño mencionados anteriormente es necesario conocer las distintas cargas que actúan en la estructura. Las cargas actuantes son las siguientes:

- Carga muerta (D)
- Carga viva (L)
- Carga sísmica (E), esta carga es última y no necesita un factor de amplificación.
- Carga de lluvia (R)
- Viento (W)

A continuación, se presentarán la combinación de cargas:

Tabla 2.3 - Combinaciones para elementos de acero estructural de la Norma E.090

COMBINACIONES
$U1=1.4D$
$U2=1.2D+1.6L+0.5R$
$U3=1.2D+1.6R+0.8W$
$U4=1.2D+1.3W+0.5L+0.5R$
$U5=1.2D \pm E+0.5L$
$U6=0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1E)$

### 2.2.1. Miembros en tracción

Los elementos a tracción son aquellos que están sometidos a fuerzas axiales de tracción, las cuales generan esfuerzos internos dentro del miembro.

Los elementos a tracción presentan dos estados límites, que se muestran en la Tabla 2.4:

Tabla 2.4 - Estado límite de elementos a tracción

Caso	Estados límites	Factor de resistencia	Coefficiente de seguridad
Miembros en tracción	Fluencia en el área bruta	0.90	1.67
	Rotura en el área neta	0.75	2.00

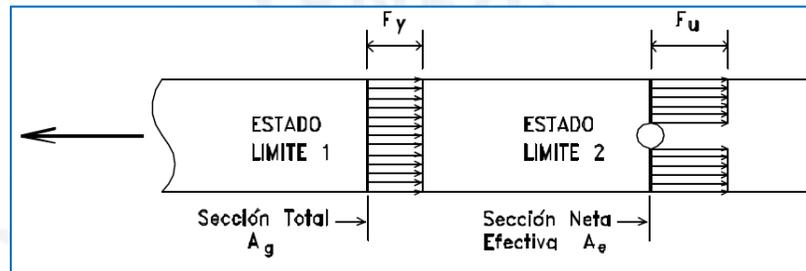


Figura 2.4 - Estados Límites de elementos en tracción (Diseño de Acero Estructural- Zapata Baglietto)

A continuación, se muestra los detalles de cada uno de los estados límites presentados anteriormente (Tabla 2.5):

Tabla 2.5 - Detalle de estados límites de elementos traccionados

Fluencia del área bruta ( $A_g$ )	Rotura de área neta ( $A_e$ )
$P_u = \phi P_n = \phi * F_y * A_g$	$P_u = \phi P_n = \phi * F_u * A_e$
<p><math>P_n</math>: resistencia nominal  <math>F_y</math>: esfuerzo de fluencia  <math>A_g</math>: área bruta  <math>\phi</math>: 0.90</p>	<p><math>P_n</math>: resistencia nominal  <math>F_u</math>: esfuerzo de rotura de un elemento de acero  <math>A_e</math>: área efectiva  <math>\phi</math>: 0.75</p>

### 2.2.2. Miembros en compresión

A diferencia de los elementos a tracción, la resistencia de los elementos expuestos a compresión axial depende de la longitud no arriostrada del elemento y a su sección transversal. Además, presenta los siguientes estados límites:

Tabla 2.6 - Estados Límite de elementos comprimidos

Caso	Estados Límites	Factor de resistencia	Coefficiente de seguridad
Miembros a compresión	Pandeo Flexional	0.9	1.67
	Pandeo Torsional o Flexo-torsional	0.9	1.67
	Pandeo Local	0.9	1.67

Longitud efectiva o no arriostrada ( $L_e$ ): distancia de los puntos de inflexión de la estructura pandeada. ( $L_e = k \times L$ , k: factor de longitud efectiva, L: longitud real)

Cabe resaltar que, además de las consideraciones anteriores, se debe tener en cuenta la expresión de esbeltez máxima permitida:

$$K \times L / r \leq 200 \quad \text{Ecuación (6)}$$

Donde:

- K: factor de longitud efectiva
- L: longitud no arriostrada
- r: radio de giro

En la Figura 2.5 se muestra los factores de longitud efectiva:

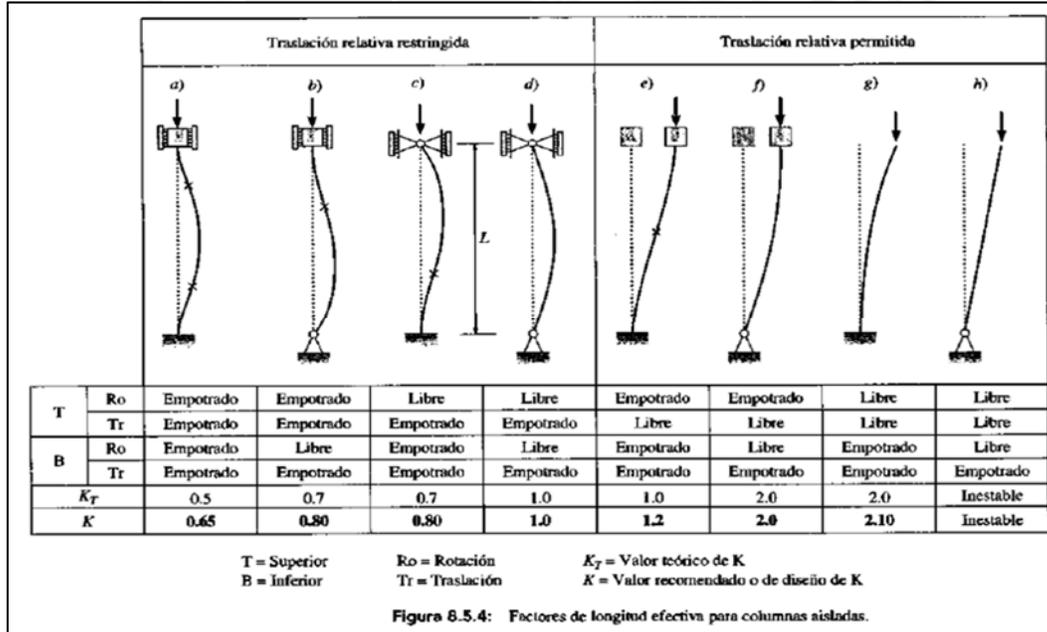


Figura 2.5 – Factor de longitud efectiva

### 2.2.2.1. Elementos a compresión formados por perfiles unidos por conectores

Para soportar fuerzas de compresión, en ocasiones es necesario unir dos perfiles como ángulos. Estas uniones se dan por medio de conectores de soldadura. Para entender el concepto se analizarán vigas como se muestra en la siguiente figura:

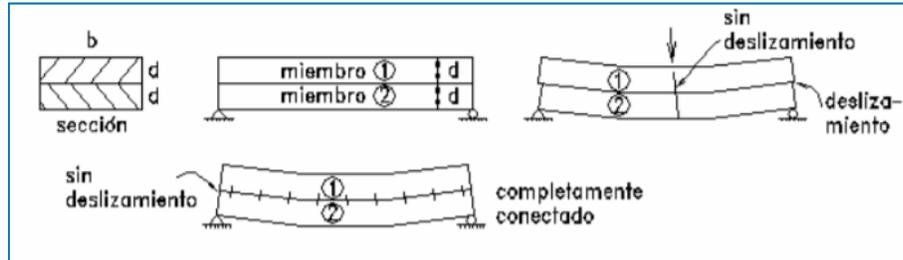


Figura 2.6 - Vigas conectadas (Zapata Baglieto, 1997)

Cuando las vigas no presentan conectores, la inercia efectiva ( $I_{ef}$ ) es la suma de las inercias de ambas secciones. Para este caso  $I_{ef} = 2(1/12bd^3)$ , donde  $b$  es la base de la sección y del peralte de la sección.

Cuando no hay desplazamiento entre vigas debido a que se colocan conectores, se tendrá una inercia efectiva equivalente a una sola unidad:  $I_{ef} = 1/12b(2d)^3$ .

Cuando se tiene a ambas vigas con pocos conectores, se tendría una inercia efectiva que varía entre los casos extremos explicados anteriormente. Se recomienda que estos conectores se coloquen cerca a los extremos ya que existe mayor desplazamiento relativo en esta zona.

La esbeltez de la sección compuesta, se determina por la siguiente expresión:

$$\left(\frac{KL}{r}\right) m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{\alpha^2}{1+\alpha^2}\right)^2 \left(\frac{a}{r}\right)^2} \quad \text{Ecuación (7)}$$

Donde:

$(KL/r)_m$ : esbeltez modificada

$(KL/r)$ : esbeltez natural

$r$ : radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del elemento

$a$ : distancia entre conectores

$\alpha$ : relación de separación ( $h / r$ )

$h$ : distancia entre centroides de componentes individuales perpendicular al eje de pandeo del elemento

### 2.2.3. Miembros en flexión

Las vigas son miembros estructurales sobre los cuales actúan cargas perpendiculares a su eje originando flexión y corte a lo largo de la luz (ver Figura 2.7). Los canales se usan

normalmente para momentos de flexión bajos, mientras que las vigas doble T laminadas o soldadas se usan para la gran mayoría de elementos bajo momentos flectores importantes.

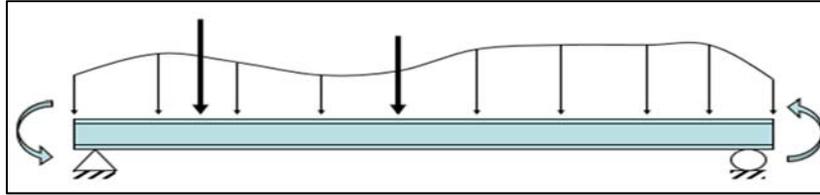


Figura 2.7 - Fuerzas perpendiculares a eje longitudinal (Fuente: Elaboración propia en Corel Draw x8)

Secciones armadas distintas del perfil doble T se utilizan para cargas que generan momentos de flexión importantes que pueden causar pandeo flexo-torsional. Secciones abiertas se utilizan por razones arquitectónicas o de utilidad, cuando se necesita pasar ductos y cables a través del alma de la viga.

Para satisfacer el requisito de resistencia, se debe cumplir que:

$$\phi M_n > M_u \quad \text{Ecuación (8)}$$

Donde:

$M_u$  = Combinación gobernante de momento por cargas factorizadas

$M_n$  = Resistencia nominal por momento

$\phi$  = Factor de reducción de Resistencia para flexión: 0.90

Comportamiento estructural de miembros en flexión:

En términos generales la resistencia a flexión viene dada por el momento plástico, bajo la siguiente expresión:

$$M_n = M_p = F_y \times Z \quad \text{Ecuación (9)}$$

La capacidad a flexión bajo condición plástica puede verse disminuida por tres condiciones fundamentales:

1. Pandeo Lateral Torsional
2. Pandeo Local del Ala
3. Pandeo Local del Alma

El Pandeo Lateral Torsional se origina debido al pandeo global de la zona comprimida sin adecuado soporte lateral (ver Figura 2.8)

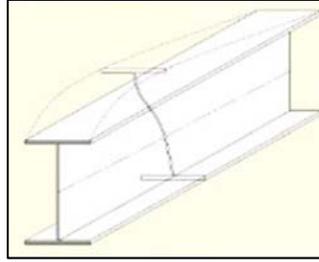


Figura 2.8 - Pandeo Lateral Torsional en viga I (Fuente: Presentaciones del Curso Virtual “Diseño de Estructuras de Acero”- My Aula Plataforma Virtual)

Asimismo, cuando un miembro está sometido a flexión, las alas del mismo en diferentes zonas están sometidas a compresión. Por otra parte, aparecen fuerzas cortantes actuando directamente en el alma. La compresión en las alas y la fuerza cortante en el alma pueden propiciar el Pandeo Local de las mismas si es que no cuentan con una relación ancho/espesor adecuada (ver Figura 2.9 y Figura 2.10)

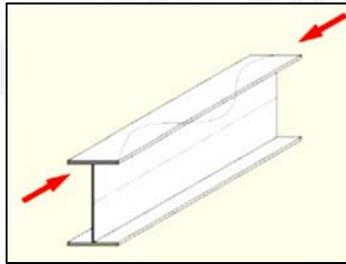


Figura 2.9 - Pandeo Local del Ala en viga I (Fuente: Presentaciones del Curso Virtual “Diseño de Estructuras de Acero”- My Aula Plataforma Virtual)

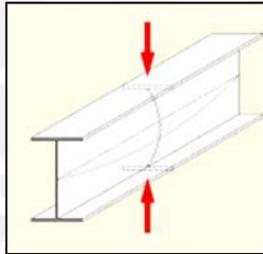


Figura 2.10 - Pandeo Local del Alma en viga I (Fuente: Presentaciones del Curso Virtual “Diseño de Estructuras de Acero”- My Aula Plataforma Virtual)

### Sección Compacta:

Una sección se define como compacta cuando cumple con límites máximos de esbeltez ( $\lambda_p$ ) de alas y alma establecidos en la Norma AISC 360. En el presente proyecto de tesis se contemplarán secciones de este tipo, que satisfagan los límites de esbeltez mencionados. A continuación, se detallan las expresiones requeridas para verificar si la sección “I” es compacta.

Pandeo Local del Ala:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación (10)}$$

Pandeo Local del Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación (11)}$$

Los criterios de plasticidad pueden aplicarse sólo para el análisis y diseño de miembros con secciones compactas con adecuados soportes laterales restringiendo efectos referentes del pandeo local o pandeo lateral torsional. Se muestra comportamiento plástico de perfiles compactos en la Figura 2.11.

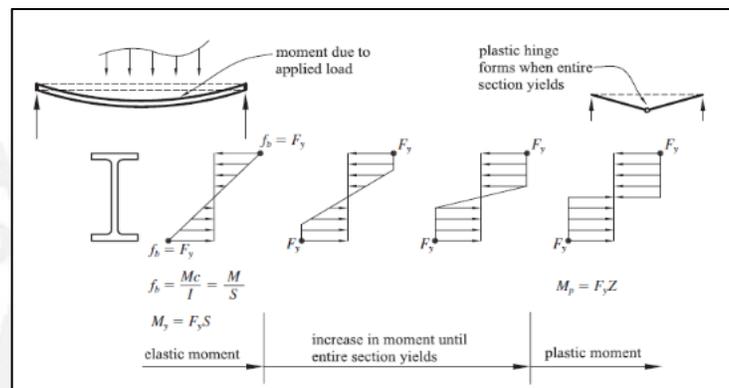


Figura 2.11 - Comportamiento plástico de perfiles Compactos (Fuente: Diseño estructural de Acero-McCormac)

Definición del parámetro  $C_b$ :

Cuando existe un gradiente de momento, las ecuaciones referentes al cálculo de la resistencia por flexión deben modificarse por un factor  $C_b$ , el cual se calcula de la siguiente forma:

$$C_b = \frac{12.5 \times M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3.0 \quad \text{Ecuación (12)}$$

Donde:

$M_{max}$ : Valor absoluto del momento máximo dentro de la longitud no arriostrada

$M_A$ : Valor absoluto del momento en el cuarto de longitud no arriostrada

$M_B$ : Valor absoluto del momento en el centro de la longitud no arriostrada

$M_C$ : Valor absoluto del momento a tres cuartos de la longitud no arriostrada

Para un diseño conservador el ANSI/AISC-360 recomienda utilizar el valor de 1 para  $C_b$ . Esta consideración será aplicada en la presente tesis.

Resistencia por flexión de secciones compactas en el eje mayor:

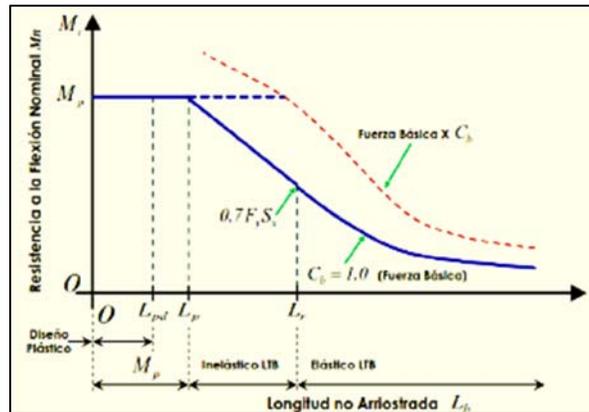


Figura 2.12 - Capacidad a Flexión en función de la Longitud No Arriostrada (Fuente: Presentaciones del Curso Virtual "Diseño de Estructuras de Acero"- My Aula Plataforma Virtual)

### CASO 1: Miembros con adecuado soporte lateral

Si se logra demostrar que la sección es compacta ( $\lambda \leq \lambda_p$ ) y que el miembro posee soporte lateral continuo, o si la longitud no arriostrada es muy corta, la resistencia nominal por momento  $M_n$  es la capacidad total por momento plástico  $M_p$  del perfil.

$$L_b \leq L_p \quad \text{Ecuación (13)}$$

Donde:

$L_b$ = Longitud no arriostrada

$L_p$ = Longitud no arriostrada límite para comportamiento plástico (Figura 2.12)

$$L_p = 1.76 r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación (14)}$$

Donde:

$r_y$ = Radio de giro con respecto al eje y

E= Módulo de Elasticidad

$F_y$ = Resistencia a la Fluencia

Resistencia disponible a flexión:

$$\phi M_n = \phi F_y \times Z_x \quad \text{Ecuación (15)}$$

Donde:

$F_y$ : Resistencia a la fluencia

$Z_x$ : Módulo plástico de la sección

$\phi$ : Factor de reducción para flexión: 0.9

### CASO 2: Miembros con inadecuado soporte lateral

En este caso la resistencia por momento es limitado por la resistencia por Pandeo Lateral Torsional ya sea Elástico o Inelástico.

- a) Si se cumple que  $L_p < L_b < L_r$  y además  $\lambda \leq \lambda_p$  se tiene una Resistencia controlada por Pandeo Lateral Torsional (PLT) Inelástico y el cálculo de la resistencia nominal a flexión vendrá dado por la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi \times C_b \times \left[ M_p - (M_p - 0.7 \times F_y \times S_x) \times \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad \text{Ecuación (16)}$$

Donde:

$L_r$ : Longitud no arriostrada límite para comportamiento inelástico

$M_p$ : Momento plástico

$S_x$ : Módulo elástico de la sección

- b) Si se cumple que  $L_b > L_r$  y además  $\lambda \leq \lambda_p$  se tiene una Resistencia controlada por Pandeo Lateral Torsional (PLT) Elástico y el cálculo de la resistencia nominal a flexión vendrá dado por la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi \times F_{cr} \times S_x \quad \text{Ecuación (17)}$$

Donde:

$F_{cr}$ : Resistencia a la fractura

Para el cálculo de  $L_r$ :

$$L_r = 1.95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0.7F_y} \times \sqrt{\frac{J_c}{S_x \times h_o}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \times \left( \frac{0.7F_y \times S_x \times h_o}{E \times J_c} \right)^2}} \quad \text{Ecuación (18)}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \times h_o}{2S_x}} \quad \text{Ecuación (19)}$$

Donde:

$J$ : Constante Torsional

$I_y$ : Inercia respecto al eje y (Inercia menor)

$h_o$ : Distancia entre centroide de alas

#### 2.2.4. Miembros en corte

El manual del AISC estipula que la resistencia de diseño por corte se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi \times 0.6 F_y A_w C_v \quad \text{Ecuación (20)}$$

Donde:

$C_v$ : Coeficiente de corte del alma

$A_w$ : Área del alma

$\phi$ : 1 o 0.9 (depende de verificación de pandeo local de alma)

Dado que el esfuerzo cortante se concentra en el alma se debe verificar el pandeo local de esta. Para perfiles “I” se debería cumplir lo siguiente:

$$\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{E/F_y} \quad \text{Ecuación (21)}$$

Si lo anterior se verifica es correcto asumir que el coeficiente de corte del alma ( $C_v$ ) y  $\Phi$  son iguales a la unidad. De lo contrario, para los demás perfiles “I” y para otros de doble simetría, simetría simple y canales  $\Phi_v$  será igual a 0.9 y para el cálculo de  $C_v$  se deberán respetar los lineamientos de la Figura 2.13:

Si $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ , $C_v=1.00$
Si $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ . $C_v= 1.10\sqrt{k_v E/F_y}/(h/t_w$
Para $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ , $C_v= 1.51Ek_v/(h/t_w)^2.F_y$
Donde $k_v= 5.00$ para almas no rigidizadas con $h/t_w < 260$

Figura 2.13 - Lineamientos para el cálculo de  $C_v$  y coeficiente  $k_v$  (Fuente: Diseño de Estructuras de Acero-McCormac)

## 2.2.5. Miembros en flexocompresión

El comportamiento de columnas de acero no sólo depende de la interacción de la compresión axial y la flexión, sino también de los efectos de segundo orden que afectan al elemento. Cuando existe flexión y compresión axial, la inestabilidad aumenta, debido a los momentos secundarios existentes resultantes de la propia fuerza axial y deflexión. A continuación, se detalla el proceso de diseño para un elemento estructural que recibe las solicitaciones de compresión axial y flexión simultáneamente:

### Análisis de la compresión axial:

La resistencia a compresión de un elemento estructural se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g \quad \text{Ecuación (22)}$$

Donde:

$\phi P_n$ : Resistencia a la compresión LRFD ( $\phi=0.90$ )

$F_{cr}$ : Esfuerzo de pandeo a flexión

$A_g$ : Área de la sección transversal

Para el cálculo de  $F_{cr}$  se deben tomar las siguientes consideraciones:

$$\text{Si } \frac{K \times L}{r} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = [0.658 \frac{F_y}{F_e}] \times F_y \quad \text{Ecuación (23)}$$

$$\text{Si } \frac{K \times L}{r} > 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 \times F_e \quad \text{Ecuación (24)}$$

En las ecuaciones escritas líneas arriba,  $F_e$  representa el esfuerzo de pandeo crítico elástico (esfuerzo de Euler):

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K \times L}{r}\right)^2} \quad \text{Ecuación (25)}$$

Dónde:

K: Factor para obtención de longitud efectiva

L: Longitud de elemento

r: Radio de giro con respecto a un eje determinado de la sección

Las expresiones escritas anteriormente se representan mediante un gráfico en la Figura 2.14. Cabe acotar que en la zona izquierda ubicada antes del punto de tangencia de las curvas la columna se pandea inelásticamente, por otro lado, en la zona derecha, trabaja elásticamente.

En cuanto a la validación del diseño, es lógico que la sollicitación axial existente ( $P_u$ ) debería de resultar menor a la nominal ( $P_n$ )

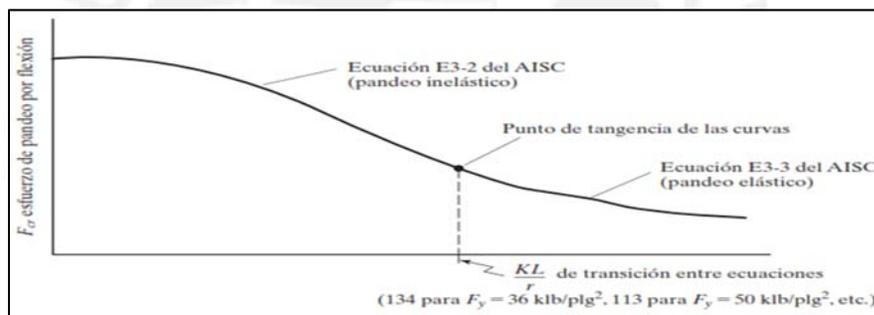


Figura 2.14 - Curva para columna según el AISC (Fuente: Diseño de estructuras de acero-McCormac)

### Análisis de segundo orden:

A continuación, se detallará el procedimiento del análisis que considera los efectos de segundo orden, el cual se basa en la amplificación de las resistencias requeridas obtenidas en un análisis de primer orden.

Los momentos y cargas axiales últimas para una columna de acero quedan definidos bajo los siguientes lineamientos:

$$M_r = B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt} \quad \text{Ecuación (26)}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \times P_{lt} \quad \text{Ecuación (27)}$$

Dónde:

$B_1$ : Factor que amplifica los efectos del momento requerido obtenido en el análisis de primer orden

- $B_2$ : Factor de amplificación que toma en cuenta los efectos de deflexión lateral  
 $M_{nt}$ : Momento último de primer orden según LRFD (Cargas de gravedad)  
 $M_{lt}$ : Momento último de primer orden según LRFD (Cargas laterales)  
 $M_r$ : Momento último de segundo orden a flexión según LRFD  
 $P_{nt}$ : Fuerza axial última de primer orden según LRFD (Cargas de gravedad)  
 $P_{lt}$ : Fuerza axial última de primer orden según LRFD (Cargas laterales)  
 $P_r$ : Fuerza axial última de segundo orden a compresión según LRFD

Amplificador  $B_1$ : Este factor se calcula con la siguiente ecuación:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \times \frac{P_{nt}}{P_e}} \geq 1 \quad \text{Ecuación (28)}$$

Dónde:

$C_m$ : Coeficiente que presupone un marco sin traslación lateral:

- Para vigas-columnas sometidas a cargas transversales entre los apoyos el valor de  $C_m$  tomará el valor de la unidad.
- Para vigas-columnas no sometidas a cargas transversales entre los apoyos:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \quad \text{Ecuación (29)}$$

Dónde  $M_1$  y  $M_2$  corresponden al momento menor y mayor respectivamente en los extremos del miembro no arriostrado en el plano de flexión. El resultado de la división entre  $M_1$  y  $M_2$  resultará positiva cuando el miembro se flexiona en doble curvatura y negativa para curvatura simple.

$P_e$ : Resistencia a pandeo elástico del elemento en el plano de flexión calculada suponiendo que no hay desplazamiento de nudos

$$P_e = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(k \times L)^2} \quad \text{Ecuación (30)}$$

Amplificador  $B_2$ : Este valor se calcula con la siguiente ecuación:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \times \frac{P_{entrepiso}}{P_{e \text{ entrepiso}}}} \geq 1 \quad \text{Ecuación (31)}$$

Dónde:  $\alpha=1$  (LRFD)

$$P_{e \text{ entrepiso}} = R_M \times \frac{V}{\Delta H} \quad \text{Ecuación (32)}$$

$$R_M = 1 - 0.15 \times \frac{P_{mf}}{P_{entrepiso}} \quad \text{Ecuación (33)}$$

Dónde:

$P_{entrepiso}$ : Carga vertical total soportada por el piso debido a cargas laterales

$P_{e \text{ entrepiso}}$ : Resistencia a pandeo elástico del entrepiso en la dirección de traslación

$P_{mf}$ : Carga vertical total en las columnas en el piso que sean parte de marcos rígidos

$\Delta H$ : Deriva de entrepiso de primer orden en la dirección de traslación considerada

$V$ : Fuerza cortante basal en la dirección de traslación considerada

Se debe tener en cuenta la siguiente consideración para el cálculo de  $R_M$ :

Pórticos arriostrados:

$$P_{mf} = 0, R_M = 1$$

Pórticos no arriostrados:

$$P_{mf} = P_{entrepiso}, R_M = 0.85$$

### Análisis de la interacción:

Para miembros con simetría simple y doble con solicitaciones de flexión y carga axial:

Cuando  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \times \left( \frac{M_r}{\phi M_n} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación (34)}$$

Cuando  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_r}{\phi M_n} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación (35)}$$

De acuerdo a los lineamientos descritos líneas arriba, una vez calculadas las cargas últimas y nominales para la viga columna, tanto en flexión como en compresión, se procede a realizar la interacción que, para los dos casos presentados, la superposición de efectos debe resultar menor a la unidad.

## CAPÍTULO 3 : ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 3.1. Estructuración

Se determinan las dimensiones de los elementos estructurales (vigas de acero, columnas de acero, columnas de concreto armado y tijerales de acero), de tal manera que el sistema posea la suficiente rigidez, resistencia y ductilidad para soportar las solicitaciones a las que dichos elementos se encontrarán sometidas, garantizando la funcionalidad del emplazamiento.

Se deben de tomar en cuenta las condiciones arquitectónicas para realizar la estructuración. A continuación, se detallan las mismas:

- Área de obra: 1120 m<sup>2</sup> (28 m x 40 m).
- Altura de entrepiso: 6 m
- Luz: 28 m

- Techo de ambos sistemas: Cobertura Liviana TR4 e= 0.5mm
- Cerramiento lateral de Sistema de Tijerales: Muros de Albañilería Confinada
- Cerramiento lateral de Sistema de Pórticos: Cobertura Liviana TR4 e=0.5 mm

### Materiales existentes en el casco estructural

Se detallan las propiedades mecánicas de los materiales a considerar:

- Acero Estructural ASTM A36 para Perfiles Laminados y Tijerales:  
 $F_y$ : 2530 kg/cm<sup>2</sup>  
 $F_u$ : 4060 kg/cm<sup>2</sup>
- Concreto Armado para Pedestales, Columnas, Vigas Soleras y Zapatas:  
 $f'_c$ : 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Acero Estructural ASTM Grado 60 para refuerzo de elementos de concreto:  
 $F_y$ = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Pernos ASTM A325:  
 La tensión de tracción y corte se indica en Tabla J3.2 del ANSI/AISC-360
- Soldadura E60XX:  
 $F_y$ = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

A continuación, se muestra la planta y elevación del sistema de tijerales:

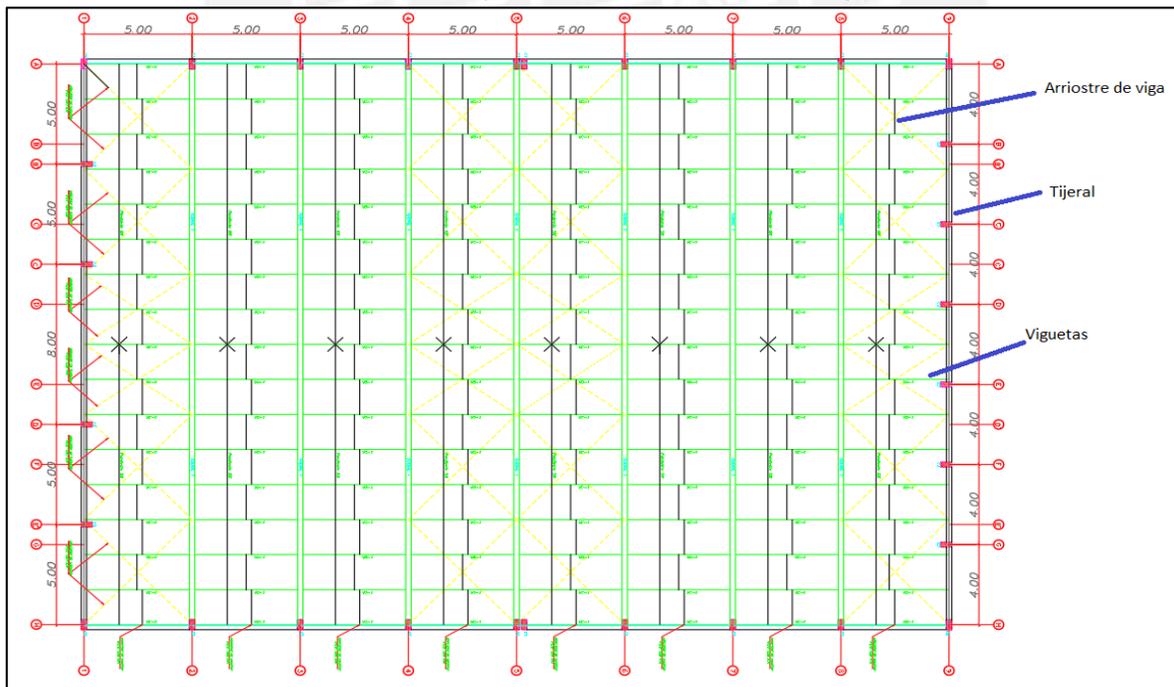


Figura 3.1 - Planta de sistema de tijerales

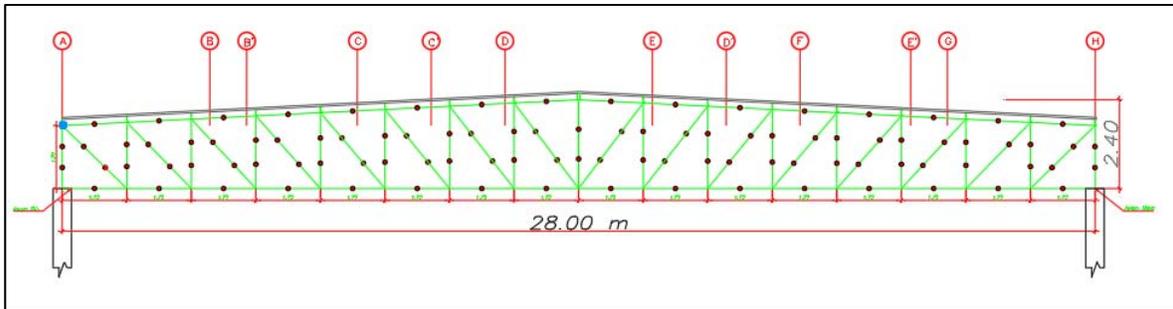


Figura 3.2 - Elevación de sistema de tijerales

La planta y elevación del sistema de pórticos se muestra en las siguientes imágenes:

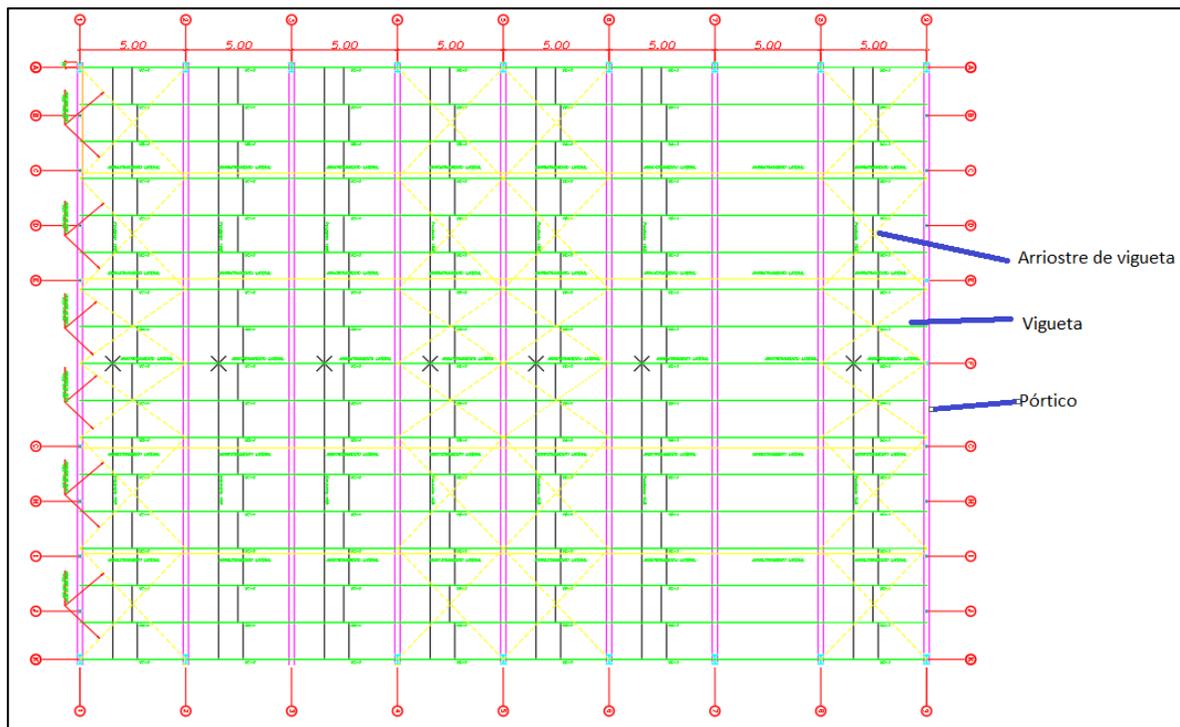


Figura 3.3 - Planta de sistema de pórticos

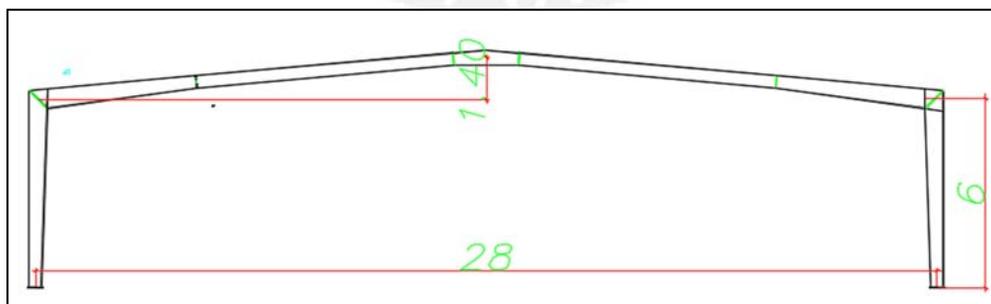


Figura 3.4 - Elevación de sistema de pórticos (Distancias en metros)

Para el pórtico de acero se ha optado por secciones variables tanto para la viga como para las columnas. Para el caso la viga se establecerá una longitud determinada desde el nudo viga columna hasta cierto punto en dónde la sección ira variando de mayor a menor y, luego de esta, la sección será constante hasta la mitad de la luz (esto se repite simétricamente para la otra mitad). Por otro lado, para las columnas de acero, desde el suelo hasta la unión viga-columna, la sección irá variando de menor a mayor.

Las características del suelo son:

- Tipo de suelo: Grava arenosa
- Capacidad portante: 40 ton/m<sup>2</sup>
- Peso específico: 2 ton/m<sup>3</sup>
- Phi: 38 grados
- Ka: 0.3
- Kp: 3
- Df: 1.2 metros
- Perfil de suelo: Tipo S1 (usar cemento Tipo I, no hay sulfatos)

## 3.2. Predimensionamiento

### 3.2.1. Predimensionamiento del sistema de tijerales

Según Zapata Baglietto (1985), se recomienda un peralte mínimo que resulta de la división de la luz entre doce; con ello, se obtiene una pendiente de 5%.

Se tiene una luz libre de 28 metros con la cual se obtiene un peralte de 2.4 metros.

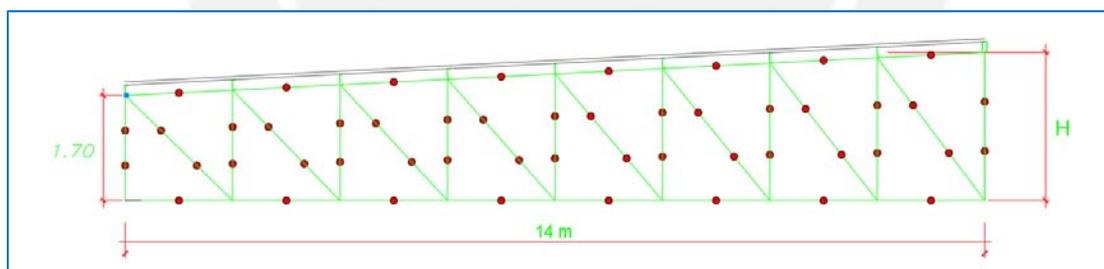


Figura 3.5 - Detalle de altura y pendiente de techo con tijerales

En la Figura 3.5, se tiene una cota sin valor numérico (h), el cual determina a partir del valor de la pendiente (5%); el resultado obtenido es de 1.70 m.

Otro punto a considerar es el espaciamiento entre las montantes de los tijerales, el cual depende del espaciamiento de la vigueta. Por lo general el espaciamiento varía entre 1.7m y 1.8m. Al contar con una luz de 28 metros, se optará por espaciar las viguetas 1.75 metros.

Se considera un ancho de tijeral de 25 cm por ser un estándar que comúnmente es usado para tijerales de estas dimensiones.

Una vez determinada las dimensiones de los tijerales, se procede a dimensionar las columnas.

Para determinar las columnas se hace un cálculo grueso de las solicitaciones requeridas; para ello utilizamos la Norma sísmica para estimar la fuerza cortante y el momento flector en la base de la columna.

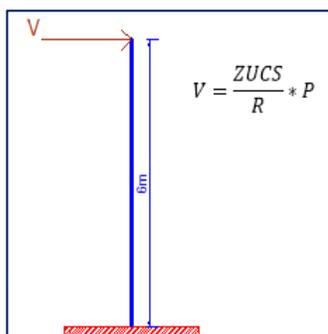


Figura 3.6 - Predimensionamiento de columna de concreto armado

En la Figura 3.6, se presentan parámetros sísmicos (Z, U, C, S y R), los cuales serán detallados en el Capítulo 5 – Análisis Sísmico. Los parámetros sísmicos son:

- Factor de zona (Z) = 0.45
- Factor de uso o importancia (U) = 1
- Factor de amplificación sísmica (C) = 2.5 (no se estimó el periodo de la columna, por ello se tomó este valor conservador)
- Condiciones geotécnicas (S)= 1
- Factor de reducción (R) =4 (se explicará dicho valor más adelante)

Además, se considera el peso (P), el cual se calculará a partir de la carga muerta (CM) y carga viva (CV), el cual es un peso referencial estimado, cuyo valor será considerado de acuerdo a lo establecido en la Norma E.020 de cargas: CM = 0.03 t / m<sup>2</sup> y CV = 0.03 t / m<sup>2</sup>.

La carga P, para el caso de naves industriales, toma el 25% de la carga viva, según la Norma E.030 (Diseño Sismorresistente). Entonces:

$$P = (CM + 0.25 \times CV) \times \text{Área Tributaria} \quad \text{Ecuación (36)}$$

$$\text{Área Tributaria} = 5 \times 14 \text{ m (Ver Figura 3.7)}$$

$$P = (0.03 + 0.25 \times 0.03) \text{ t/m}^2 \times 70 \text{ m}^2 = 2.63 \text{ t}$$

Al conocer el valor de P, se puede determinar la fuerza cortante (V):

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1}{4} \times 2.63 = 0.74 \text{ t}$$

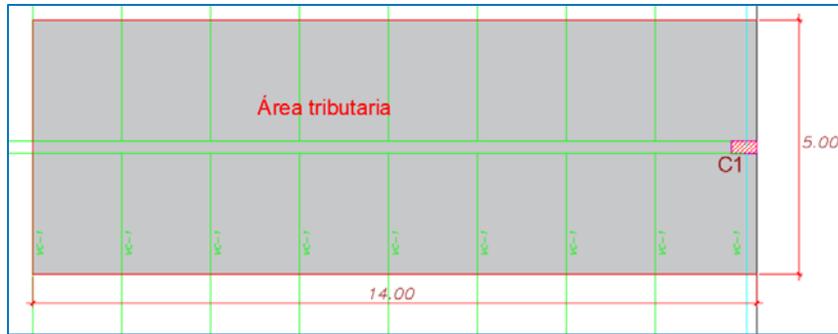


Figura 3.7 - Área tributaria de una columna

Esta carga  $V$ , calculada anteriormente, producirá un momento en la base de la columna, cuyo valor es de  $M = V \times \text{altura} = 0.74 \text{ t} \times 6 \text{ m} = 4.44 \text{ t} \times \text{m}$ .

Cabe señalar que adicionalmente, la columna debe soportar la carga lateral del sismo debido al peso de la albañilería; esto se considera en el diseño de la columna.

Para momentos de esta magnitud se requieren secciones de columnas pequeñas como de 25x40cm, 30x40cm, 25x50cm o 30x50cm. Para la presente tesis, se utilizará una columna de sección 25x50cm, la cual estará acompañada lateralmente por muros de albañilería confinada.

### 3.2.2. Predimensionamiento de sistema de pórticos

El pórtico de acero a diseñar contemplará una altura de entrepiso igual a 6m y luz de 28 m al igual que el sistema de tijerales. En la Figura 3.8 se muestra una altura  $H$ , la cual, según Zapata Baglietto (1985) para efectos reales, toma el valor de la luz dividida entre 20. El resultado de este valor correspondería a 1.4m verificándose una pendiente de 10% hacia cada lado, consideración que se tomará en cuenta para el análisis de cargas por viento a presión (barlovento) y succión (sotavento) de acuerdo a lo dictaminado en la Norma de Cargas E090.

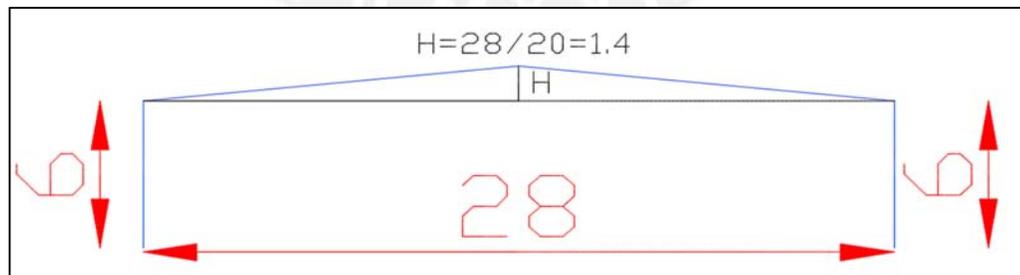


Figura 3.8 - Predimensionamiento del pórtico de acero (Distancia en metros)

Los canales atiesados que servirán de apoyo a la cobertura liviana se consideran espaciados 1.75 m al igual que el sistema de tijerales.

Para el caso del predimensionamiento de vigas y columnas se recurre al análisis estructural, de las vigas y columnas considerando el valor calculado en el capítulo 6, el cual constata el valor de 26.23 t x m para la capacidad requerida a flexión. Con este valor, asumiendo una sección compacta gobernada por el pandeo plástico, se encuentra la magnitud del módulo plástico de sección requerido:

$$Z_x \text{ requerido} = \frac{2623000 \text{ kg.cm}}{2530 \text{ kg/cm}^2} > 1004$$

Considerando el valor obtenido mínimo para el módulo plástico, se escoge la sección un perfil soldado (la cual no necesariamente corresponde a una sección impartida en el Manual AISC, sino de un perfil soldado a medidas requeridas) de las siguientes características:

- bf (ancho de sección): 250 mm
- h (peralte de sección): 600 mm
- tf (espesor de ala): 12 mm
- tw (espesor de alma): 9 mm

El módulo plástico de la sección, cuyas dimensiones han sido extendidas, corresponde a 2511 cm<sup>3</sup>, por lo cual el requerimiento analizado anteriormente se satisface.

Como hipótesis de la presente tesis se considera que las secciones de los pórticos de alma llena deberán ser compactas para corresponder al diseño y comportamiento sísmico. En el capítulo 6 se revisa exhaustivamente el cumplimiento de lo especificado en la Norma E090, considerando la sección descrita, no obstante, cabe resaltar que las secciones predominantes en el pórtico no serán constantes, sino variables (esto se detalla en el capítulo 6).

## CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS DE CARGAS DE GRAVEDAD Y DE VIENTO

El objetivo del presente capítulo es ejecutar el análisis de carga muerta, viva y de viento que se aplicaran en la estructura de ambos sistemas constructivos. En las siguientes líneas se desarrollará dicho análisis.

### 4.1. Cargas de Gravedad

#### 4.1.1. Carga muerta

Los materiales que constituyen las cargas muertas para los sistemas se detallan a continuación:

Tabla 4.1 - Peso de materiales que conforman el techo de ambos sistemas estructurales

Elementos	Carga muerta (CM)
Cobertura TR-4	4.5 kg/m <sup>2</sup>
Luminaria	15 kg/m <sup>2</sup>

**Cobertura TR – 4:** Para naves industriales comercialmente se utiliza coberturas de espesor de 0.50mm. Con esta información se ingresa a las especificaciones técnicas de la empresa PRECOR y se obtiene una proporción de peso equivalente a 4.5 kg/m<sup>2</sup>

**Luminarias:** se consideró un valor de 15 kg/m<sup>2</sup>, el cual incluye el peso de la misma luminaria y los peso de los elementos que conforman su instalación (tubos, cables, etc)

**Canales Atiesados (Vigas VC-1):** Este valor se obtiene cuantificando el peso por unidad de longitud y posteriormente dividiendo dicho valor entre la longitud tributaria correspondiente (en este caso de 1.75 m) para obtener el peso por unidad de área tributaria:

$$\text{Área vigueta VC – 01} = 9.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso por unidad de longitud} = 7.85 \times 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \times 9.78 \text{ cm}^2 \times 100 = 7.85 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Peso por unidad de área} = \frac{7.85 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}}{1.75} \times 4 = 4.35 \text{ kg/m}^2$$

**Peso propio de los materiales:**

- Concreto armado: 2.4 t / m<sup>3</sup>
- Acero estructural: 7.85 t / m<sup>3</sup>
- Albañilería de ladrillo industrial: 1.8 t / m<sup>3</sup>

**4.1.2. Carga viva**

Según la Norma E.020 para coberturas livianas se considera una sobrecarga de 30 kg/m<sup>2</sup>.

**4.2. Carga de viento**

Según la Norma E.020, se debe considerar lo siguiente:

$$P_h = 0.005 \times C \times V_h^2 \quad \text{Ecuación (37)}$$

Dónde: P<sub>h</sub>: presión o succión del viento a una altura h (kg /m<sup>2</sup>)

C: factor de forma adimensional (Tabla 4 – E.020)

V<sub>h</sub>: velocidad de diseño a una altura h (km/h)

El valor de C se obtiene a partir de la siguiente tabla:

Tabla 4.2 - Tabla 4 – Factores de Carga (E.020)

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Alerjios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,3	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

\* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

En la Tabla 4.2, se aprecian recuadros resaltados para el proyecto, esto se debe a que algunos están destinados a ser aplicados en las vigas y otros en las columnas. El valor de  $V_h$  se obtiene de una fórmula correspondiente a alturas mayores a 10 m, que para nuestro caso no corresponde.

Esta expresión es:

$$V_h = V (h / 10)^{0.22}$$

De acuerdo al Mapa Eólico del Perú de la Norma E.020, se estima la velocidad (V). h es la altura de la estructura.

Del mapa de la Norma E.20, se puede determinar que  $V_h$  para este caso sería 75 km/h.

Por ejemplo, para el caso de las vigas y tijerales se tendrá los siguientes casos:

Barlovento:

- $Ph_1 = 0.005 \times C \times V_h^2 = 0.005 \times 0.3 \times 75^2 = 8.4 \text{ kg/m}^2$
- $Ph_2 = 0.005 \times C \times V_h^2 = 0.005 \times -0.7 \times 75^2 = -19.7 \text{ kg/m}^2$

A continuación, se muestra una tabla resumen de las cargas de viento distribuidas:

Tabla 4.3 - Carga de viento sobre nave industrial

		C	PRESION (kg/m <sup>2</sup> )
VIGAS Y TIJERALES	Barlovento	0.3	8.44
	Sotavento	-0.7	-19.69
COLUMNAS	Barlovento	0.8	22.50
	Sotavento	-0.6	-16.88

# CAPÍTULO 5 : ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS

El capítulo comprende el análisis de desplazamientos de ambos sistemas, el cual está relacionado directamente con la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (parámetros, procedimientos y condiciones de diseño)

Se debe tener en cuenta que la nave industrial a diseñar se encuentra ubicada en Lima y en suelo rígido.

## 5.1. Análisis sísmico

### 5.1.1. Parámetros sísmicos para ambos sistemas constructivos

Para ambos sistemas constructivos, la cortante de diseño ( $V$ ) se determina de la siguiente fórmula:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad \text{Ecuación (38)}$$

Donde  $g$  es el valor de la gravedad.

Los parámetros a considerar son:

- Factor de zona (**Z**): **0.45**  
La estructura se encuentra en la región de la costa, en el departamento de Lima
- Condiciones geotécnicas (**S**): **1**  
Se trata de un suelo rígido (S1), además este valor se relaciona con parámetros TP y TL (0.4 y 2.5 respectivamente)
- Factor de uso o importancia (**U**): **1**  
Es una estructura destinada a ser utilizada como almacén o depósito. (Tipo C)
- Factor de reducción (**R**):  
Para el sistema de tijerales (sistema de columnas en voladizo), no se especifica un valor en la Norma E.030, y al ser un elemento que presenta una rótula en la base, para este proyecto en particular, se considerará el valor conservador de **R=4**.  
Por otro lado, para el sistema de pórticos, se considera un sistema de pórticos especiales concéntricamente arriostrados, por lo que se considera un **R=8**.
- Factor de amplificación sísmica (**C**):  
Depende de los parámetros TP y TL, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 5.1 - Valor del parámetro sísmico C

Valor de C	Condición
2.5	si $T < TP$
$C = 2.5 \times TP / T$	si $TP < T < TL$
$C = 2.5 \times TP \times TL / T^2$	si $T > TL$

La siguiente gráfica de muestra la curva de C vs T (coeficiente de amplificación vs periodo):

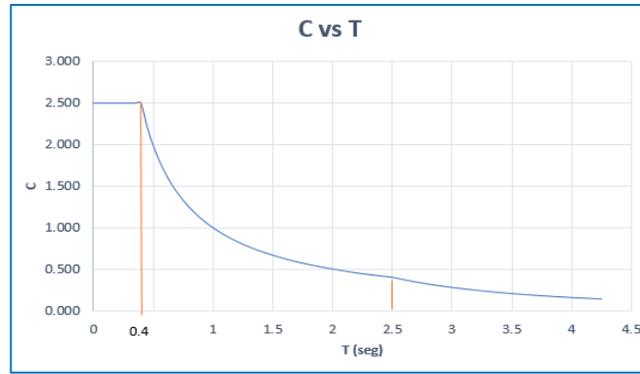


Figura 5.1 - Gráfica C vs T

Luego los valores de la gráfica mostrada en la Figura 5.1 se ven afectados por los parámetros sísmicos mostrados anteriormente y de obtiene  $S_a$  mediante el uso de la Ecuación 38.

Para determinar los desplazamientos, la Ecuación 38 es afectada por el factor  $0.75R$  de acuerdo a lo indicado en la E.030.

### 5.1.2. Modos y periodos

Se muestra los modos de vibración de la columna de borde del sistema de tijerales. Cabe resaltar que esta columna esta arriostrada por muros de albañilería en la dirección Y, por lo cual solo presentará el modo fundamental en la dirección X.

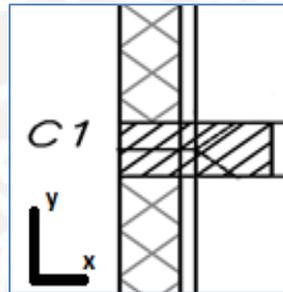


Figura 5.2 - Arriostramiento de columna C-1

Se muestra los modos de vibración del sistema de tijerales, a partir de lo obtenido del programa Etabs:

Tabla 5.2 - Modo, periodo y masa participativa de sistema de tijerales (columna en voladizo)

Modos	Periodo (seg)	Porcentaje de masa participativa X	Porcentaje de masa participativa Y
1	0.49	100	0

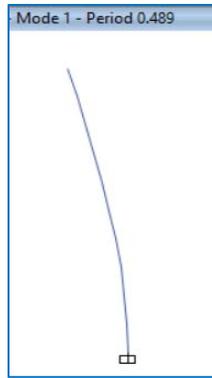


Figura 5.3 - Modo fundamental de columna en voladizo

Se muestra los modos de vibración del sistema de pórticos, a partir de los resultados obtenido del programa Etabs:

Tabla 5.3 - Modos, periodos y masa participativa de sistema de pórticos

Modos	Periodo (seg)	Porcentaje de masa participativa X	Porcentaje de masa participativa y
1	0.55	100	0

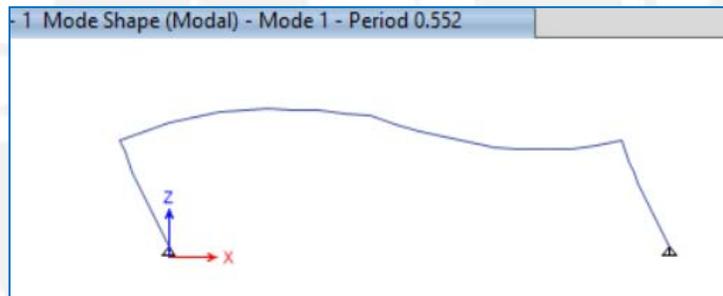


Figura 5.4 - Modo fundamental de sistema de pórticos

### 5.1.3. Análisis estático

#### 5.1.3.1. Análisis del sistema de tijerales (columnas en voladizo)

Como se explicó anteriormente, este sistema consta de columnas en voladizo, en las cuales se apoyan los tijerales.

$$\begin{aligned} \text{Peso total} &= \text{peso de albañilería} + \text{peso columna} + \text{peso de tijeral} \\ &= 1.8 \times 3 + 0.25 \times 0.50 \times 2.4 + (2.76 + 0.25 \times 2.08) = 8.98 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\text{Periodo (T)} = 0.49 \text{ seg}$$

$$C = 2.5 \times 0.4 / 0.49 = 2.04$$

$$\text{ZUCS} / R = 0.23$$

$$\text{Cortante basal estática} = (\text{ZUCS}/R) \times P = 2.06 \text{ t}$$

### 5.1.3.2. Análisis del sistema de pórticos

Para este caso, se analizará un pórtico de acero el cual tiene un peso de 3.78 toneladas.

$$\text{Peso} = \text{CM} + 0.25 \times \text{CV} = 3.23 \times 2 + 2.08 \times 0.25 \times 2 = 7.50 \text{ t}$$

$$\text{Periodo (T)} = 0.55 \text{ seg}$$

$$C = 2.5 \times 0.4 / 0.55 = 1.82$$

$$\text{ZUCS} / R = 0.10$$

$$\text{Cortante basal estática} = (\text{ZUCS}/R) \times P = 0.77 \text{ t}$$

### 5.1.4. Análisis dinámico

Para este caso, se aplicó un espectro con la expresión que se muestra en la Ecuación 24. Con ello se obtiene información del desplazamiento y la deriva:

Tabla 5.4 - Desplazamientos y derivas de ambos sistemas estructurales por cargas sísmicas

Sistema estructural	Desplazamiento (m)	Deriva Inelástica (0.75xRxDesp. /H)	Deriva admisible Inelástica (Norma E.030)
Tijerales	0.0209	0.010	0.014
Pórticos	0.0077	0.0077	0.010

También se obtiene información de la cortante basal dinámica, la cual, según la Norma E.030, debe ser mayor al 80% de la cortante basal estática.

Tabla 5.5 - Cortante basal dinámica de ambos sistemas estructurales

Sistema estructural	Cortante basal dinámica (t)	Cortante basal estática (t)	80% de cortante basal estática
Tijerales	1.81	2.06	1.65
Pórticos	0.60	0.77	0.61

En la Tabla 5.5, para el caso del sistema de pórticos, la cortante basal dinámica no supera el 80% de la cortante basal estática, es por ello que se debe escalar el sismo a un valor igual a  $0.61/0.54 = 1.14$ .

Realizando el cambio en el sismo dinámico, se obtiene una cortante basal dinámica igual a 0.62 t, con la que se supera el 80% de la cortante basal estática. Los resultados de desplazamientos, de acuerdo a lo establecido por la Norma E.030 no deberían de modificarse (por ende, tampoco las derivas)

Con lo mostrado anteriormente, se puede concluir que ambos sistemas estructurales cumplen con los parámetros establecidos en la Norma E.030. Además, para el caso de

sistema de tijerales, no se tiene un parámetro de deriva admisible determinado; en este caso, la E.030 recomienda que el proyectista defina este parámetro el cual debe ser menor al doble de las derivas admisibles mostradas en Tabla n°11. Para el tema de tesis, se definió, como deriva admisible de 0.014.

## 5.2. Análisis de desplazamientos por viento

La carga de viento también genera desplazamiento lateral para ambos sistemas estructurales, es por ello que dicho efecto debe ser analizado.

**Tabla 5.6 - Desplazamiento por viento de los sistemas estructurales**

Sistema	Desplazamiento (m)	Desplazamiento permisible NTE.020 (m)
Tijerales	0.0031	0.060
Porticos	0.0150	0.060

Como se puede apreciar en la tabla anterior, los desplazamientos por viento no superan el valor permisible por la Norma E.060, el cual corresponde a 1% de la altura de la estructura. ( $1 \times 6 / 100 = 0.060$ )

En conclusión, se puede apreciar que ambos sistemas estructurales no presentan problemas por desplazamiento producido por cargas de sismo o viento. En la siguiente tabla, se muestra un cuadro resumen:

**Tabla 5.7 - Resumen de desplazamiento de ambos sistemas estructurales**

Sistema	Desplazamiento por sismo (m)	Desplazamiento por viento (m)
Tijerales	0.0209	0.0031
Porticos	0.0077	0.0150

**Tabla 5.8 - Fuerzas en la base de ambos sistemas estructurales por sismo y viento**

Sistema	Fuerza basal por sismo (t)	Fuerza basal por viento (t)
Tijerales	1.81	0.66
Porticos	0.60	1.14

A partir de las Tablas 5.7 y 5.8, se puede concluir lo siguiente:

- Para el sistema de tijerales, la fuerza y desplazamiento que dominan corresponden a la carga sísmica.

- Para el sistema de pórticos, la fuerza y desplazamiento que dominan corresponden a la carga por viento.

## CAPÍTULO 6 : DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se desarrollará el diseño de cada uno de los elementos estructurales que componen los sistemas tanto de tijerales como de pórticos, es por ello que el capítulo anterior se determinó las cargas aplicadas en cada uno de los casos. En las siguientes líneas se desarrollará el diseño detallado.

### 6.1. Diseño de sistema de tijerales

#### 6.1.1. Elementos de acero estructural

##### 6.1.1.1. Diseño de tijerales

En el capítulo 3, se realizó el predimensionamiento de los tijerales y con ello obtenemos una altura de 2.4 m y un ancho de tijeral de 25cm. Además, las montantes de los tijerales están distribuidos cada 1.75m en la elevación para que pueda coincidir con la distribución de las viguetas VC-1.

Para el diseño de tijerales se utilizan la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la carga de viento (CW) que se determinaron en el Capítulo 5.

$$P \text{ CM} = (P.L + P.C + P.V + P.P) \times \text{Atr}$$

$$P \text{ CV} = (s/c) \times \text{Atr}$$

Donde:

P.L: peso de luminaria (kg/m<sup>2</sup>)

P.C: peso de cobertura (kg/m<sup>2</sup>)

P.V: peso de vigueta (kg/m<sup>2</sup>)

P.P: peso propio del tijeral (kg/m<sup>2</sup>)

s/c: sobre carga (kg/m<sup>2</sup>)

Atr: área tributaria (m<sup>2</sup>) (1.75m – espaciamiento de las viguetas – por 5m – espaciamiento entre tijerales) 1.75 x 5 = 8.75 m<sup>2</sup>

$$P \text{ CM} = ((15+4.5+4.35) \text{ kg/m}^2 \times 8.75 \text{ m}^2) / 1000 = 0.34 \text{ t}$$

$$P \text{ CV} = (30 \text{ kg/m}^2 \times 8.75 \text{ m}^2) / 1000 = 0.26 \text{ t}$$

Estas cargas se aplican en los nudos como se muestra en la Figura 6.1 y 6.2 (en los extremos se aplicará la mitad de dichas cargas):

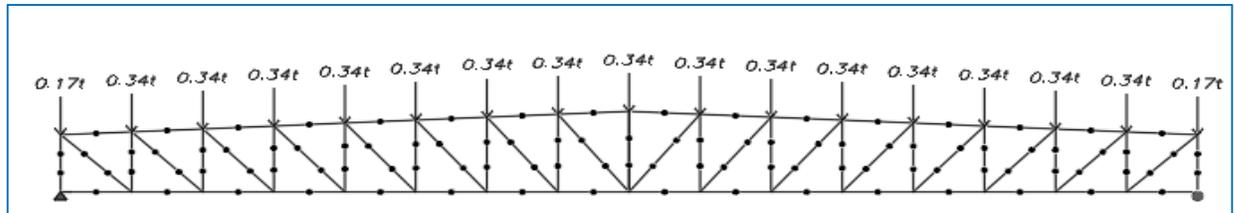


Figura 6.1 - Carga muerta (CM) sobre tijerales (t)

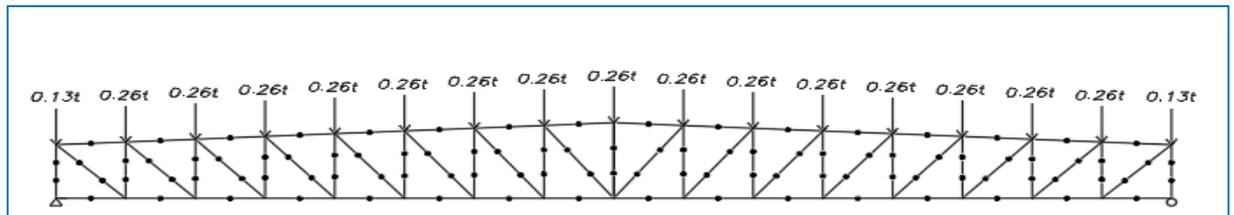


Figura 6.2 - Carga Viva (CV) sobre tijerales (t)

En la Figura 6.3, se muestra las cargas generadas por el viento.

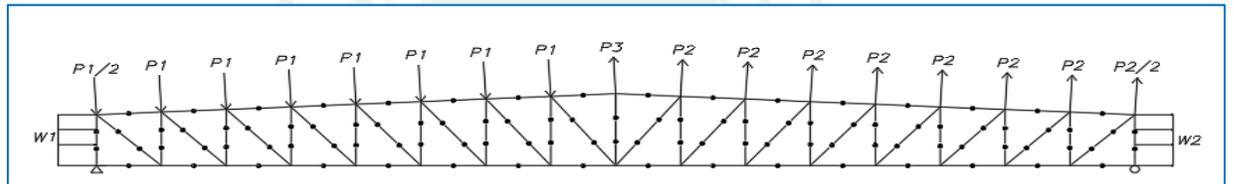


Figura 6.3 - Carga de viento sobre tijerales (t, m)

Para determinar las cargas mostradas anteriormente, se debe considerar los valores de viento determinados en el Capítulo 4.

Se considera lo siguiente sobre el techo del tejeral 2 casos de carga de viento:

Caso 1:

- Barlovento (B1) = 8.44 kg/m<sup>2</sup> (presión)
- Sotavento (S) = -16.88 kg/m<sup>2</sup> (succión)

Caso 2:

- Barlovento (B2) = -19.69 kg/m<sup>2</sup> (succión)
- Sotavento (S) = -16.88 kg/m<sup>2</sup> (succión)

Con ello se determina el valor de P1, P2 y P3 (el valor positivo significa que hay presión, por lo tanto, el sentido sería contrario al mostrado en la Figura 6.3)

$$P1 = B_i \times A_{tr}$$

$$P2 = S \times A_{tr}$$

$$P3 = P1/2 + P2/2$$

Tabla 6.1 - Tabla de cargas de viento sobre tijeral

	Caso 1	Caso 2
P1 (t)	0.07	-0.17
P2 (t)	-0.15	-0.15
P3 (t)	-0.04	-0.16

Para las paredes laterales se considera lo siguiente:

- Barlovento (B) = 22.50 kg/m<sup>2</sup>
- Sotavento (S) = -16.88 kg/m<sup>2</sup>

Con ello se determina el valor de W1 y W2

$$W1 = B \times Ltr = 22.50 \text{ kg/m}^2 \times 5\text{m} = 0.11 \text{ t/m}$$

$$W2 = S \times Ltr = -16.88 \text{ kg/m}^2 \times 5\text{m} = -0.08 \text{ t/m}$$

Donde Ltr es longitud tributaria.

Una vez aplicadas las cargas, se utilizarán las combinaciones especificadas de acuerdo a la Tabla 2.3. De estas combinaciones se calcula una envolvente de la cual se analizará las cargas axiales últimas. Los resultados son los siguientes:

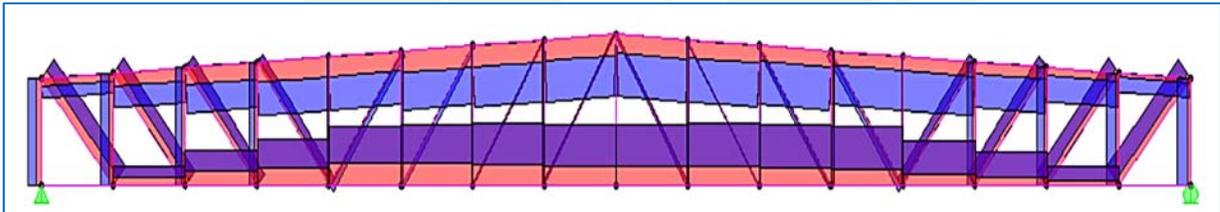


Figura 6.4 - Diagrama de fuerza axial de tijerales

En la siguiente tabla se muestra los valores numéricos de las cargas axiales de la figura anterior; cabe resaltar que se tendrán recuadros resaltados de rojo; los cuales corresponden a los valores críticos que presentan los tijerales.

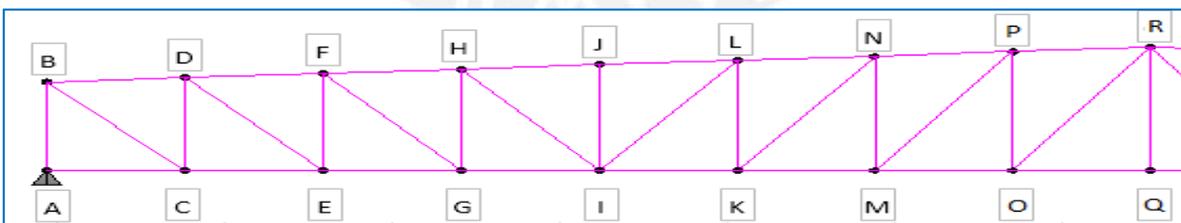


Figura 6.5 - Elevación de Tijerales

Tabla 6.2 - Cargas Axiales sobre el tijeral

BRIDA SUPERIOR (t)		BRIDA INFERIOR (t)		DIAGONALES (t)		MONTANTES (t)	
BD	-6.10	AC	0.34	BC	8.50	AB	-6.64

DF	-10.86	CE	6.10	DE	6.79	CD	-5.92
FH	-14.45	EG	10.85	FG	5.26	EF	-4.85
HJ	-17.03	GI	14.44	HI	3.87	GH	-3.84
JL	-17.03	IK	17.01	IL	2.59	IJ	-2.88
LN	-18.72	KM	18.69	KN	1.42	KL	-1.97
NP	-19.61	MO	19.59	MP	0.33	MN	-1.09
PR	-19.82	OO	19.79	OR	-0.69	OP	-0.25
(-) compresión / (+) tracción						QR	1.11

Se han resaltado los valores críticos mostrados en la Tabla 6.2, se realizará el diseño de los tijerales. La sección a utilizar será la siguiente:

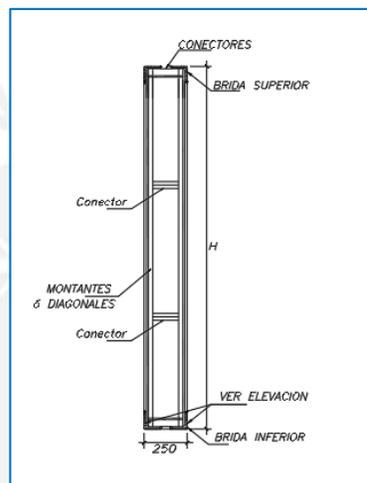


Figura 6.6 - Sección de tijerales

Como se puede apreciar, la sección del tijeral es una sección conectada, tendrán conectores a los tercios, y en los extremos y en la parte media.

Conociendo las características de la sección del tijeral, presentadas en la Figura 6.6, se procede al diseño por compresión de los elementos (bridas, diagonales y montantes). Dicho procedimiento se basa en un proceso iterativo en el cual se detendrá cuando el valor de  $\phi P_n$  sea mayor al de  $P_u$ . Los valores de  $\phi P_n$  se extraen de la Tabla de Esfuerzos de Diseño para Miembros en Compresión Axial del libro Diseño de Acero Estructural de Zapata Baglieto, para el diseño a compresión. Cabe resaltar que la longitud no arriostrada (L) es 5.25 metros y 3.50 metros como se muestra en la siguiente figura:

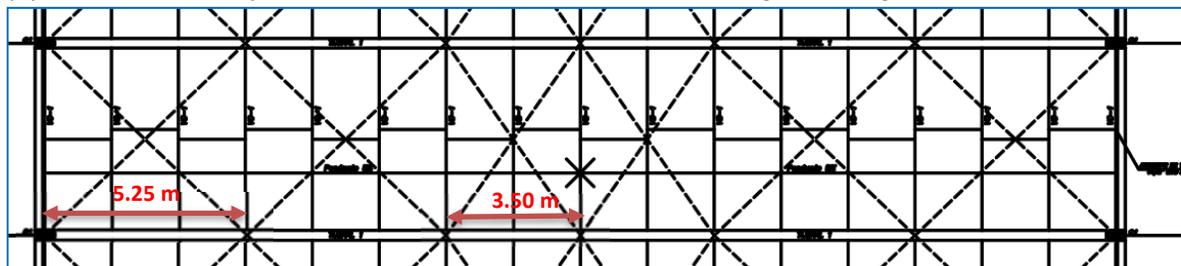


Figura 6.7 - Longitud no arriostrada (L)

A manera de ejemplo se diseñará la brida superior, la sección está conformada por dos ángulos de 2 ½ “x 2 ½ “x 3/16”. Las propiedades del ángulo individual son:

- Área = 5.8 cm<sup>2</sup>
- Inercia = 22.3 cm<sup>4</sup>
- c = 1.74 cm

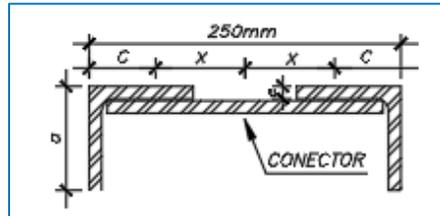


Figura 6.8 – Sección de brida superior

Como es una sección conectada, se determina la nueva inercia de la sección:

$$\text{Inercia nueva (I)} = 2 \times \text{Inercia} + 2 \times \text{área} \times ((25 - C) / 2)^2 = 1387.62 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio de giro (r)} = (\text{inercia} / 2\text{área})^{1/2} = 10.94 \text{ cm}$$

Luego se determina la esbeltez  $KL / r = 1 \times 525 / 10.86 = 48.33$ . En este caso se considera  $k=1$  ya que es un valor conservador considerar que en cada lado está sin apoyar.

Ahora se procede a determinar la esbeltez modificada:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2}\right)^2 \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2}$$

Donde:

- a: distancia entre conectores (80 cm)
- $r_{ib}$ : radio de giro de la componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del elemento (1.98 cm)
- $\alpha$ : relación de separación  $h/2r_{ib} = 2x / 2(1.98) = 5.43 \text{ cm}$
- h: distancia entre centroides de componentes individuales perpendicular al eje de pandeo del elemento

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{48.33^2 + \left(\frac{5.43^2}{1+5.43^2}\right)^2 \left(\frac{80}{1.98}\right)^2} = 48.2$$

Con este valor de esbeltez modificada, se ingresa a la Tabla de Esfuerzos de Diseño para Miembros en Compresión Axia, la cual se encuentra en los anexos, y se calcula el esfuerzo crítico  $\phi F_{cr} = 1.91 \text{ t/m}^2$ .

Entonces se determina la carga axial nominal  $\phi P_n$ :

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times 2\text{Área} = 1.34 \text{ t/m}^2 \times 2 \times 5.8 \text{ cm}^2 = 22.16 \text{ t}$$

A manera de ejemplo, se procedera a mostrar el diseño por tracción de la brida inferior, la sección está conformada por dos ángulos de 2 ½ “x 2 ½ “x 3/16”. Las propiedades del ángulo individual son:

- Área = 5.8 cm<sup>2</sup>
- Inercia = 22.3 cm<sup>4</sup>
- c = 1.74 cm

Para verificar la resistencia a tracción de la sección se recurre a la siguiente fórmula:

$$\phi T_n = \phi \times \text{Area} \times F_y$$

Donde:

- $\phi T_n$ : resistencia a la tracción
- $F_y$ : resistencia del acero (2.53 ton/m<sup>2</sup>)

Con ello se obtiene lo siguiente:

$$\phi T_n = 0.9 \times 5.8 \times 2 \times 2.53 = 26.41 \text{ t}$$

En la Tabla 6.3 se muestra los resultados del diseño:

**Tabla 6.3 - Secciones de elementos que conforman la armadura de tijerales**

Elementos	Secciones	$\phi P_n$ (t)	$P_u$ (t)
<b>Brida superior</b>	2 L 2 1/2 X 2 1/2 X 3/16	22.16	19.82
<b>Brida inferior</b>	2 L 2 1/2 X 2 1/2 X 3/16	26.41	19.79
<b>Diagonal</b>	2 L 2 x 2 x 3/16	10.72	2.66
<b>Montante</b>	2 L 2 x 2 x 3/16	10.72	6.40

### Deflexión:

Los tijerales reciben cargas de gravedad ( muerta y viva) y viento, de las cuales el viento genera una deformación despreciable en comparación a las cargas de gravedad.

Para este caso, la deflexión por cargas de gravedad es 0.078 m y lo comparamos con el parámetro de L/240, donde L es la luz libre del tijeral; en este caso, L es igual 28m, entonces L/240 = 0.17m. Con ello verificamos que el tijeral no va tener problemas por deflexión.

#### 6.1.1.2. Diseño de vigueta VC-1

La vigueta VC-1 se encuentra en el techo de la nave industrial y son canales de acero, los cuales soportan la carga de la cobertura TR-4, luminarias y la sobrecarga. Para ello se

recurre a un análisis por flexión y corte de dicho elemento. Para el diseño se considera a la vigueta simplemente apoyada en los extremos:

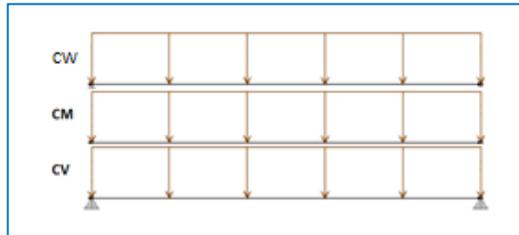


Figura 6.9 - Idealización de vigueta

Las cargas serán carga muerta (CM) y carga viva (CV):

$$CM = (TR-4 + Luminarias) \times (\text{ancho tributario}) + \text{peso propio} = (4.5 \text{ kg/m}^2 + 15 \text{ kg/m}^2) \times 1.75\text{m} + 6.85 \text{ kg/m} = 0.05 \text{ t/m}$$

$$CV = (\text{sobrecarga}) \times (\text{ancho tributario}) = (30 \text{ kg/m}^2) \times 1.75\text{m} = 0.05 \text{ t/m}$$

La carga de carga de viento se determina de la siguiente manera:

$$CW = W \times (\text{ancho tributario})$$

$$CW_1 = -19.69 \text{ kg/m}^2 \times 1.75 \text{ m} = -0.03 \text{ t/m (barlovento)}$$

$$CW_2 = 8.44 \text{ kg/m}^2 \times 1.75 \text{ m} = 0.02 \text{ t/m (barlovento)}$$

$$CW_3 = -16.88 \text{ kg/m}^2 \times 1.75 \text{ m} = -0.03 \text{ t/m (sotavento)}$$

Con estos parámetros se obtienen los siguientes diagramas de envolvente de momento flector y fuerza cortante.

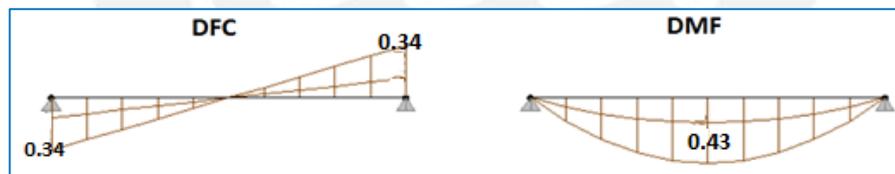


Figura 6.10 – Envolvente de Fuerza Cortante (DFC) y de Momento Flector (DMF) de VC-1 (t,m)

En la Figura 6.10 se muestran las cargas de diseño que se aplican sobre VC-1; con ello se procede al respectivo diseño, pero antes es necesario verificar si la sección es compacta.

Como esta sección tiene atiesadores se considera lo siguiente, para una resistencia de  $2530 \text{ kg/cm}^2$  ( $F_y$ ):

Alas atiesadas:  $bf / tf \leq 190 / \sqrt{F_y}$

Almas en flexión:  $h / tw \leq 640 / \sqrt{F_y}$

A continuación, se muestra las características de la sección y se verifica de la compacidad de la sección:

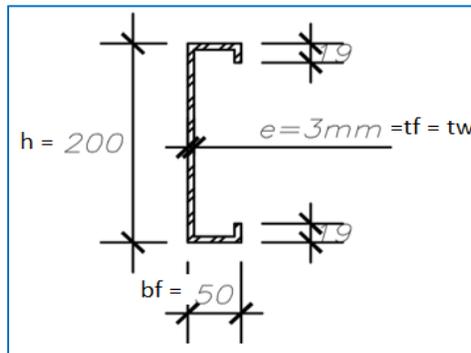


Figura 6.11 - Sección de la viga VC-1

Tabla 6.4 - Verificación de compacidad de VC-1

bf / tf	16.67	$190 / \sqrt{F_y}$	31.70	<b>Compacta</b>
h / tw	66.67	$640 / \sqrt{F_y}$	107.00	<b>Compacta</b>

Entonces, con lo anterior, se demuestra que la sección es compacta.

Para este caso, se tiene a las alas atiesadas, con ello se procede al diseño:

- **Diseño por flexión:**

La longitud no arriostrada ( $L_b$ ) es 2500mm, dado que la viga tiene un arriostre intermedio; mientras que longitud plástica ( $L_p$ ) y longitud no arriostrada límite ( $L_r$ ) se calcularán a continuación:

Para determinar  $L_p$  se necesita lo siguiente:

$$L_p = 788 r_y / \sqrt{F_y} \text{ (} F_y \text{ en MPa)}$$

$$L_r = \frac{r_y X1 \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 Fl^2}}}{Fl}$$

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \quad X2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x^2}{G J} \right)$$

Para determinar  $L_r$  se necesita lo siguiente:

$S_x$ : módulo de sección alrededor del eje mayor (54420 mm<sup>3</sup>)

E: módulo de elasticidad del acero (200000 MPa)

G: módulo de elasticidad al corte del acero (77200 MPa)

$F_r$ : el menor valor de ( $F_y - F_r$ ) o  $F_y$  (El menor valor es 250-70=180 MPa)

$I_y$ : momento de inercia alrededor del eje Y (300600 mm<sup>4</sup>)

$C_w$ : coeficiente de alabeo (122368463 mm<sup>6</sup>)

Con información anterior, se determinan estos parámetros:

$$L_p = 788 \times 17.6 / \sqrt{249} = \mathbf{880 \text{ mm}}$$

$$X1 = \frac{\pi}{54420} \sqrt{\frac{200000 \times 77200 \times 2646 \times 970}{2}} = 8126$$

$$X2 = 4 \frac{1223684063}{300600} \left( \frac{54420^2}{77200 \times 2646} \right) = 0.001156$$

$$L_r = \frac{17.6 \times 8126 \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.001156 \times 178.52^2}}}{180} = \mathbf{2142 \text{ mm}}$$

Se puede apreciar que  $L_b$  es mayor a  $L_r$ , entonces la expresión para el momento nominal es el siguiente:

$$\phi M_n = \phi (F_{cr})(S_x)$$

Donde:

$$F_{cr} = 20000 / (bf/2tf)^2 \text{ (ksi)} = 288 \text{ ksi} = 20248.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_x = 54420 \text{ mm}^3$$

Entonces:

$$\phi M_n = \phi (F_{cr})(S_x) = 1.00 \text{ t\cdot m}$$

Con ello se corrobora que  $\phi M_n > M_u = 0.43 \text{ t\cdot m}$ , lo cual es correcto para el diseño por flexión.

#### - Diseño por corte:

Se utiliza la Ecuación 18:  $\phi V_n = \phi \times 0.6 F_y A_w C_v$

Donde:

$F_y$ : Resistencia a la fluencia del acero (2530 kg/cm<sup>2</sup>)

$A_w$ :  $h \times tf$

$C_v = 1$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 \times (200 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}) \times 1 = 8.21 \text{ t}$$

Se puede apreciar que este valor es mayor a  $V_u = 0.34 \text{ t}$ , por lo tanto, el diseño por corte es correcto.

#### - Deflexión:

La deflexión de VC-1 debido a la carga muerta es 0.004m y por carga viva es 0.004m; entonces la deflexión total del elemento es de 0.008m. Este valor lo comparamos con el parámetro  $L/240$ , donde L es iguala 5m, con ello obtenemos 0.021m. Entonces podemos apreciar que la vigueta no presenta problemas por deflexión.

### 6.1.1.3. Diseño de cerramiento lateral

El cerramiento lateral está formado por albañilería confinada en los primeros 6 metro de altura, y de columnas y vigas de sección tubular, en los 2.4 m de altura restante. En la siguiente figura e muestra el detalle explicado:

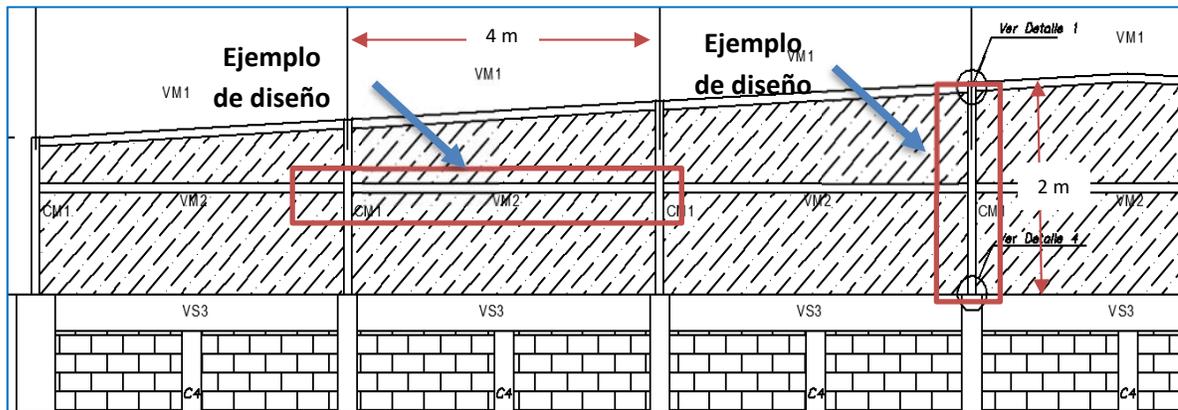


Figura 6.12 - Elevación de cerramiento lateral de sistema de tijerales

En la Figura 6.12 se muestra los elementos a diseñar CM-1 y VM-1 que estarán expuestas a la carga de viento, carga viva y muertos que se presentaron anteriormente. Para este caso es necesario diseñar estos elementos por flexión y cortante. La carga de viento que recibirán, se determinó en el capítulo referido a cargas de gravedad y de viento. Esta carga es  $22.50 \text{ kg/m}^2$ .

A continuación, se mostrará el diseño de VM-1 y CM-1; cabe resaltar que ambos elementos estructurales son perfiles laminados en caliente; por ello, se considera un Fr igual a 70psi

#### Diseño de VM-1:

Para este caso se idealizará la viga como simplemente apoyada, y recibirá carga de viento.



Figura 6.13 - Idealización de la viga VM-1

La carga de viento  $C_w$  se calcula a partir la longitud tributaria de la viga VM-1, en este caso, como se muestra en la Figura 6.13, sería 2 metros aproximadamente.

$$C_w = 22.50 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m} = 45.00 \text{ kg/m} = 0.05 \text{ t/m}$$

A continuación, se muestra los diagramas obtenidos:

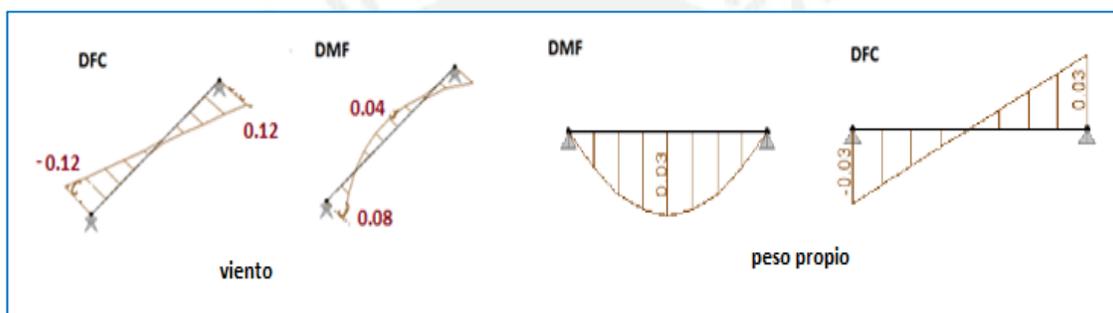


Figura 6.14 - Diagrama de fuerza cortante (DFC) y Diagrama de Momento Flector (DMF) de la viga VM-1 en cada dirección de análisis

Para la viga VM-1 se considera una sección tubular de 100 x 100 x 4.5 mm presenta las siguientes características:

Tabla 6.5 - Propiedades geométricas de VM-1

<b>bf</b>	<b>100.00</b>	<b>Mm</b>
<b>h</b>	100.00	Mm
<b>e</b>	4.50	Mm
<b>A</b>	1,164.00	mm <sup>2</sup>
<b>J</b>	41,904.00	mm <sup>2</sup>
<b>I<sub>x</sub></b>	1,827,092.00	mm <sup>2</sup>
<b>I<sub>y</sub></b>	1,827,092.00	mm <sup>2</sup>
<b>S<sub>x</sub></b>	36,541.84	mm <sup>3</sup>
<b>Z<sub>x</sub></b>	42,354.00	mm <sup>3</sup>
<b>R<sub>y</sub></b>	39.62	Mm

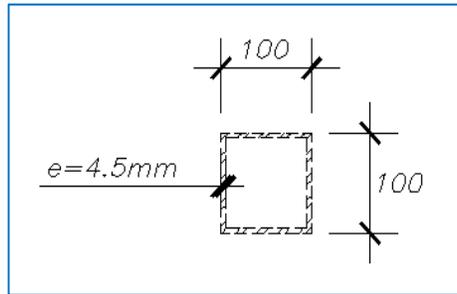


Figura 6.15 - Sección transversal de la viga VM-1

Con lo anterior se puede determinar si la sección es compacta:

$$\frac{b_f}{t_f} = 22.22 < 500\sqrt{1/F_y} = 31.67 \quad \text{y} \quad \frac{h}{t_w} = 22.22 < 1680\sqrt{1/F_y} = 106.46$$

Con lo anterior se verifica que la sección es compacta.

- **Diseño por flexión:**

Para este diseño se considera una longitud no arriostrada de 4000 mm y los mismos parámetros que se utilizaron para el diseño por flexión de la viga VC-1, con ello se obtiene lo siguiente:

$$L_p = 788 r_y / \sqrt{F_y} \text{ (F}_y \text{ en MPa)} = 788 \times 39.03 / \sqrt{249} = \mathbf{1937.47 \text{ mm}}$$

$S_x$ : módulo de sección alrededor del eje mayor (52375.07 mm<sup>3</sup>)

$E$ : módulo de elasticidad del acero (200000 MPa)

$G$ : módulo de elasticidad al corte del acero (77200 MPa)

$F_t$ : el menor valor de ( $F_y - F_r$ ) o  $F_y$  (El menor valor es 250-70=180 MPa)

$I_y$ : momento de inercia alrededor del eje Y (2618753.25 mm<sup>4</sup>)

$C_w$ : coeficiente de alabeo (6546883125 mm<sup>6</sup>)

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = \frac{\pi}{52375.07} \sqrt{\frac{200000 \times 77200 \times 139239 \times 1719}{2}} = 81536.74$$

$$X2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x^2}{GJ} \right) = 4 \frac{6546883125}{2618753.25} \left( \frac{52375.07^2}{77200 \times 139239} \right) = 2.37E - 07$$

$$L_r = \frac{r_y X1 \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 F l^2}}}{F_l} = \frac{39.03 \times 81536.74 \sqrt{1 + \sqrt{1 + 2.37 \times 10^{-7} \times 178.52^2}}}{180}$$

$$L_r = \mathbf{25030 \text{ mm}}$$

Para este caso la longitud no arriostrada ( $L_b$ ) es mayor que  $L_p$  y menor que  $L_r$ , entonces el momento nominal ( $M_n$ ) será el siguiente:

$$\phi M_n = \phi \times C_b \times \left[ M_p - (M_p - 0.7 \times F_y \times S_x) \times \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

Donde: |  $M_p = F_y \cdot S_x = 1.54 \text{ t x m}$

Entonces:  $\phi M_n = 1.38 \text{ t x m}$

Con ello se verifica que el momento último más crítico,  $M_u = 0.08 \text{ t x m}$ , es menor que  $\phi M_n$ , por lo tanto, el diseño por flexión es correcto.

- **Diseño por cortante:**

Se utiliza la Ecuación 18:

$$\phi V_n = \phi (0.6)(F_y)(A_w)(C_v) = 0.9 \times 0.6 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 \times (2 \times 100 \text{ mm} \times 4.5 \text{ mm}) \times 1 = 12.30 \text{ t}$$

Se puede apreciar que este valor es mayor a  $V_u = 0.12 \text{ t}$ , por lo tanto, el diseño por corte es correcto.

- **Deflexiones:**

La deflexión que presenta la viga debido a la carga muerta es de 0.206 cm y esto lo comparamos con el siguiente parámetro:  $L/360$ . Para este caso  $L$  vendría a ser 5 metros, por ello  $L/360 = 1.39 \text{ cm}$ .

Con ello podemos apreciar que no se presentan problemas por deflexión.

**Diseño de CM-1:**

Para este caso se idealizará la columna como empotrada en su base, y recibirá las cargas de viento y las cargas de apoyo de la viga VM-1, estas cargas son de viento y de su peso propio. Cabe resaltar que la longitud no arriostrada de este elemento es de 2.2 metros.



Figura 6.16 - Idealización y cargas aplicadas de CM-1

Como se puede apreciar en la figura anterior, hay cargas de viento ( $P_1$  y  $P_2$ ) por determinar. Para ello nos apoyamos de la siguiente figura:

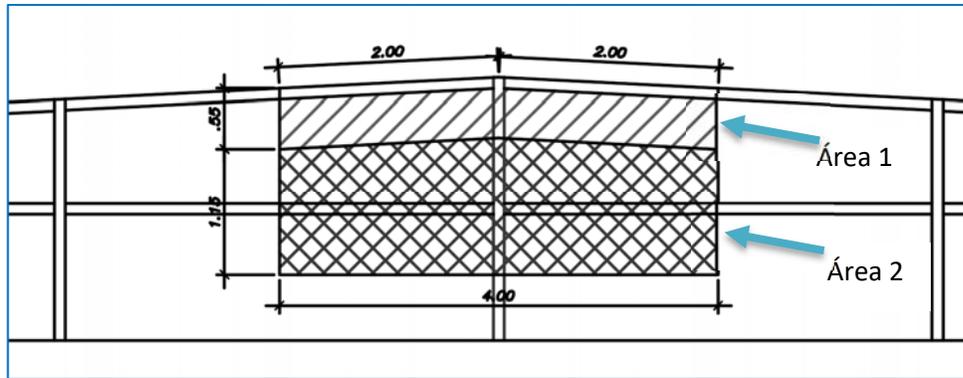


Figura 6.17 - Áreas tributarias para las cargas de viento P1 Y P2 de la columna CM-1

De la figura 6.18, determinamos las siguientes áreas:

$$\text{Área 1} = 2.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Área 2} = 4.8 \text{ m}^2$$

Conociendo las áreas tributarias, se procede a calcular las cargas de viento P1 y P2:

$$P1 = C_w \times \text{Área 1} = 22.50 \text{ kg/ m}^2 \times 2.2 \text{ m}^2 = 0.05 \text{ t}$$

$$P2 = C_w \times \text{Área 2} = 22.50 \text{ kg/ m}^2 \times 4.8 \text{ m}^2 = 0.11 \text{ t}$$

Conociendo estos datos, se obtiene los siguientes resultados:

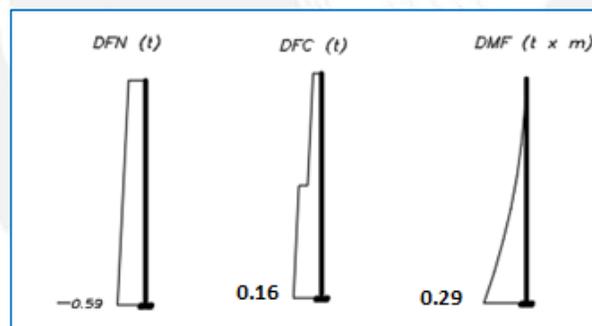


Figura 6.18 - Diagrama de fuerza normal (DFN), Diagrama de fuerza cortante (DFC) y Diagrama de momento flector (DMF) de columna CM-1

Para la viga CM-1 se considera una sección tubular de 125 x 100 x 4.5 mm; las propiedades geométricas de la sección son las siguientes:

Tabla 6.6 - Propiedades geométricas de CM-1

<b>bf</b>	<b>100.00</b>	mm
<b>h</b>	<b>125.00</b>	mm
<b>e</b>	<b>4.50</b>	mm
<b>A</b>	<b>1,944.00</b>	mm <sup>2</sup>
<b>J</b>	<b>157,464.00</b>	mm <sup>2</sup>

<b>I<sub>x</sub></b>	4,439,247.00	mm <sup>2</sup>
<b>I<sub>y</sub></b>	3,132,147.00	mm <sup>2</sup>
<b>S<sub>x</sub></b>	71,027.95	mm <sup>3</sup>
<b>Z<sub>x</sub></b>	84,501.00	mm <sup>3</sup>
<b>R<sub>y</sub></b>	40.14	mm

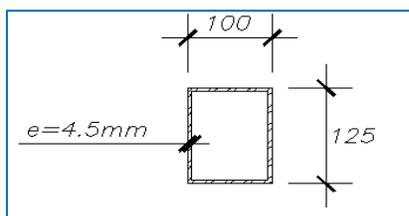


Figura 6.19 - Sección de columna CM-1

Conociendo ello se verifica si la sección es compacta:

$$\frac{b_f}{t_f} = 22.22 < 500\sqrt{1/F_y} = 31.67 \quad \text{y} \quad \frac{h}{t_w} = 27.87 < 1680\sqrt{1/F_y} = 106.46$$

Con lo anterior se verifica que la sección es compacta.

- **Diseño por flexión:**

Para este diseño se considera una longitud no arriostrada de 4400 mm y los mismos parámetros que se utilizaron para el diseño por flexión de la viga VC-1, con ello se obtiene lo siguiente:

$$L_p = 788 r_y / \sqrt{F_y} (F_y \text{ en MPa}) = 788 \times 40.14 / \sqrt{249} = \mathbf{1992.50 \text{ mm}}$$

S<sub>x</sub>: módulo de sección alrededor del eje mayor (71027.952mm<sup>3</sup>)

E: módulo de elasticidad del acero (200000 MPa)

G: módulo de elasticidad al corte del acero (77200 MPa)

F<sub>1</sub>: el menor valor de (F<sub>y</sub> – F<sub>r</sub>) o F<sub>y</sub> (El menor valor es 250-70=180 MPa)

I<sub>y</sub>: momento de inercia alrededor del eje Y (3132147mm<sup>4</sup>)

C<sub>w</sub>: coeficiente de alabeo (12234949218.8 mm<sup>6</sup>)

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = \frac{\pi}{71027.952} \sqrt{\frac{200000 \times 77200 \times 157464 \times 1944}{2}} = 67993.75$$

$$X2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x^2}{GJ} \right) = 4 \frac{12234949218.8}{3132147} \left( \frac{71027.952^2}{77200 \times 157464} \right) = 5.33E - 07$$

$$L_r = \frac{r_y X1 \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 F l^2}}}{F l} = \frac{40.14 \times 67993.75 \sqrt{1 + \sqrt{1 + 5.33 \times 10^{-7} \times 178.52^2}}}{180}$$

$L_r = 21490 \text{ mm}$

Para este caso la longitud no arriostrada ( $L_b$ ) es mayor que  $L_p$  pero menor que  $L_r$ , entonces el momento nominal ( $M_n$ ) será el siguiente:

$$\phi M_n = \phi \times C_b \times \left[ M_p - (M_p - 0.7 \times F_y \times S_x) \times \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

Donde:  $M_p = F_y \cdot S_x = 2.13 \text{ t x m}$

Entonces:  $\phi M_n = 1.90 \text{ t x m}$

Con ello se verifica que  $M_u = 0.66 \text{ t x m}$  es menor que  $\phi M_n$ , por lo tanto, el diseño por flexión es correcto.

- **Diseño por compresión:**

Para este caso, el factor  $k$  será igual a 2, ya que se considera un elemento empotrado en su base y libre en su parte superior, y el valor de  $r$  será de 4.14 cm.

Con ello se determina  $KL/r$  igual a 106.28 y con este valor se ingresa a la Tabla de Esfuerzos de Diseño por Miembros en Compresión y se obtiene un valor de  $\phi F_{cr}$  igual a 1.19 t/cm<sup>2</sup>. Con el valor anterior, se obtiene  $\phi P_n$  igual a 23.13 t. Se corrobora que  $\phi P_n > P_u$ , lo cual es correcto.

Cabe resaltar que la viga no se analizó por flexocompresión, debido a que la carga axial es demasiado baja.

- **Deriva:**

En este caso, analizamos el movimiento máximo de la parte superior de la columna, y obtenemos un valor de 0.0003cm. Si queremos analizar la deriva, obtenemos (para una altura de 2 metros) una deriva de 0.00015, la cual es menor a la deriva que exige la Norma E.030 (0.010); por ello, la columna no tiene problema por derivas.

Se puede apreciar que las secciones correspondientes a CM1 y VM1 cumplen con el diseño ya sea por compresión, cortante o flexión, es por ello que son adecuadas para el sistema estructural.

#### 6.1.1.4. Diseño de conexiones

El tijeral se encuentra unido como se muestra en el siguiente detalle:

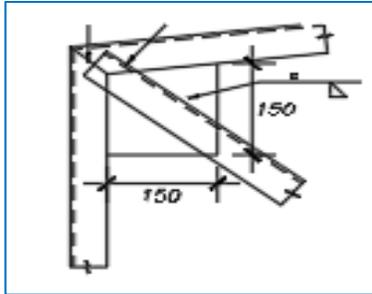


Figura 6.20 – Detalle de una conexión de tijerales

Este tipo de conexiones son soldadura de unión tipo filete. Para este caso se utilizarán soldaduras protegidas y electrodo de E60. A modo de ejemplo se diseñará la soldadura entre la unión de la brida superior y montante.

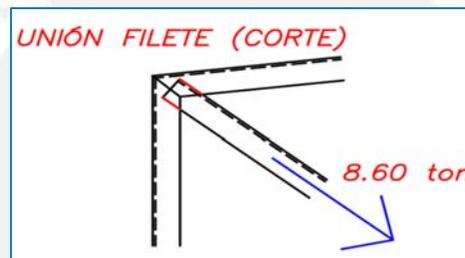


Figura 6.21 - Fuerzas en diagonal

Una vez mostrada las cargas en Figura 6.21, se presentan 2 uniones por ello habrá dos lados soldados y se considera la mitad de la carga mostrada (4.30 t).

Para determinar la resistencia requerida, estas fuerzas deben ser afectadas por la longitud de la unión, que en este caso corresponde al perímetro del menor ángulo, en este caso el de la diagonal ( $2'' + 2'' = 4'' = 10.16 \text{ cm}$ )

$$\text{Resistencia requerida corte} = 4.30 / 10.16 = 0.42 \text{ t/cm}$$

Ahora se procede a determinar las cargas de diseño, para ello nos guiamos de las expresiones

**Corte:**

$$\text{Material base: } \emptyset R_n = 0.75 \times w_s \times 0.6 \times F_u$$

$$\text{Soldadura: } \emptyset R_n = 0.75 \times T_e \times 0.6 \times F_{\text{eex}}$$

$F_y$ : resistencia a la fluencia (para la soldadura  $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

$F_{\text{eex}}$ : resistencia a la rotura (para el material base  $4080 \text{ kg/cm}^2$ )

$T_e$ : espesor efectivo de falla (para este caso es igual al espesor del ángulo 0.476 cm)

$W_s$ : tamaño de la soldadura (se considerará 5mm)

Con ello se determina lo siguiente:

**Corte:**

Material base:  $\emptyset R_n = 0.75 \times 0.5 \times 0.6 \times 4080 = 0.91 \text{ t/cm}$

Soldadura:  $\emptyset R_n = 0.75 \times 0.476 \times 0.6 \times 4200 = 0.90 \text{ t/cm}$

De acuerdo a lo calculado se concluye que el diseño es satisfactorio respecto a las cargas a las que está supeditada la conexión soldada.

### 6.1.2. Elementos de albañilería

El sistema de tijerales cuenta con columnas de 6 m de altura y cada 2 m presenta núcleos, por lo que la altura libre entre elementos arriostrados sería de 2 metros. Estos muros resistirán cargas ortogonales producidas por el sismo.

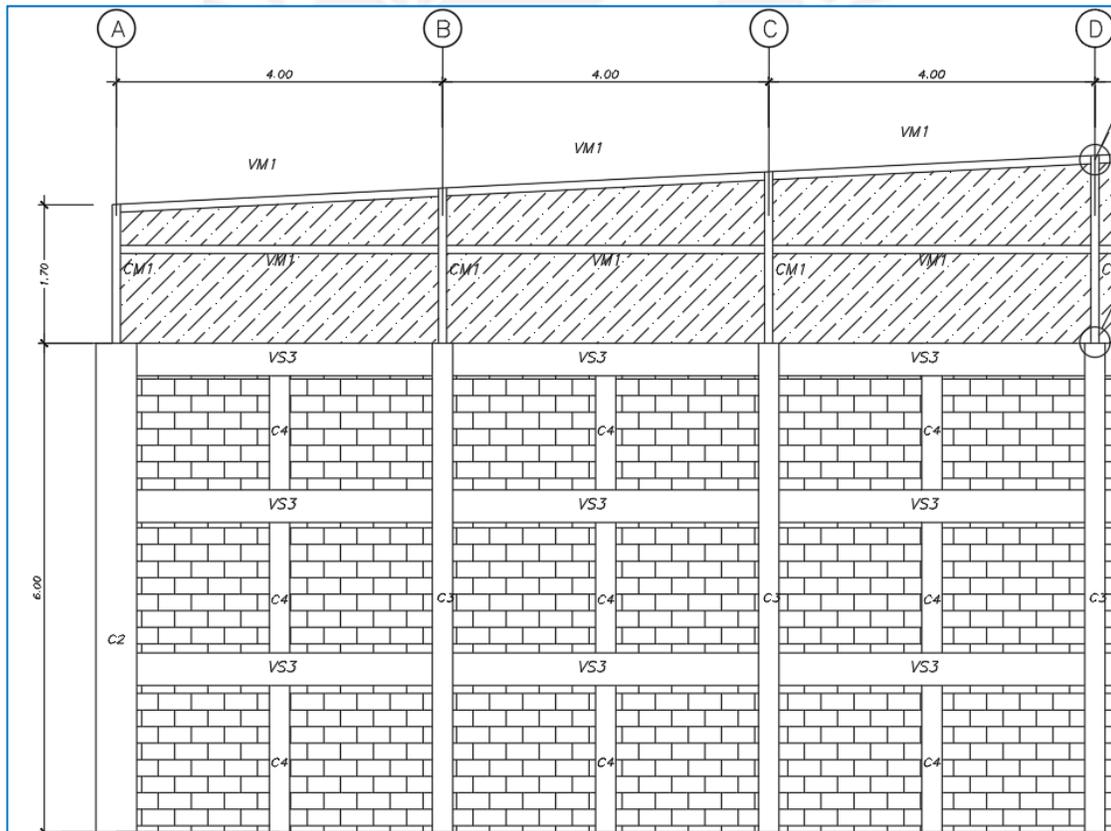


Figura 6.22 - Detalle de muro de albañilería confinada

Según el Artículo 19 de la Norma E.070:

Espesor efectivo de muro (t):  $t \geq h / 20$  para estructuras en zonas sísmicas 4, 3 o 2.  
Entonces:  $t \geq 2/20 = 0.1m = 10cm$ . Como se utilizará un ladrillo King Kong Industrial, el espesor a utilizar será 13cm.

Luego en el Artículo 29 de la Norma E.070 relacionada a cargas ortogonales se muestra la siguiente expresión:

$$w = 0.8 Z x U x C_1 x Y x e \quad \text{Ecuación (25)}$$

Donde:

w: carga para un metro cuadrado de muro (kg/m<sup>2</sup>)

Z: factor de zona (Norma E.030)

U: factor de uso o importancia (Norma E.030)

C<sub>1</sub>: coeficiente sísmico especificado en la Norma E.030

Y: Peso volumétrico de albañilería (Norma E.020)

e: espesor bruto del muro, incluyendo tarrajeos (m)

El valor de C<sub>1</sub> se obtiene a partir de la siguiente imagen:

Tabla 6.7 - Valores de C<sub>1</sub> (Tabla N°12 – E.020)

Tabla N° 12 VALORES DE C <sub>1</sub>	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

El valor de Y es de 1800 kg/m<sup>3</sup> y el valor de “e” sería  $t+0.02=0.15m$ . Entonces, reemplazando en la ecuación 25, se obtiene lo siguiente:

$$w = 0.8 * 0.45 * 1 * 3 * 1800 * 0.15 = 291.6 \text{ kg / m}^2$$

Conociendo este valor se procede a realizar el siguiente cálculo:

$$M_s = m x w x a^2$$

Donde:

M<sub>s</sub>: momento flector distribuido por unidad de longitud (kg-m/m)

m: coeficiente de momento indicado en la Tabla 12

a: dimensión crítica del paño de albañilería en metros de la Tabla 12

Tabla 6.8 - Tabla 12 de la Norma E.090

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"							
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Menor dimensión							
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125

De la Figura 6.23, se obtiene las dimensiones de a y b, las cuales serán 1.8 y 2.25 metros respectivamente. (Este valor corresponde al paño más crítico)

Entonces  $b/a = 1.25$ , como este valor no se encuentra en la Tabla 12, se procede a interpolar y se obtiene el valor es  $m=0.0548$ .

Entonces:  $M_s = 0.0548 \times 291.6 \times 1.8^2 = 51.77 \text{ kg-m/m}$   
Con esto determinamos el esfuerzo:

$$F_m = 6M_s/t^2 = 13806.44 \text{ kg / m}^2$$

El cual es menor al esfuerzo admisible en tracción  $f_{t_{\max}} = 1.50 \text{ kg / cm}^2 = 15000 \text{ kg / m}^2$ , entonces el valor es adecuado.

### 6.1.3. Elementos de concreto armado

#### 6.1.3.1. Diseño de columna de concreto armado

Para el diseño de las columnas se considera las reacciones en los apoyos de los tijerales (de la carga muerta y viva independientemente), las cargas sísmicas producidas por el peso de carga muerta (tabiquería, peso propio, peso del tijeral) y el viento.

Las columnas trabajaran en volado y se han diseñado con  $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y =4200 \text{ kg/cm}^2$ . Además, las secciones de las columnas son de 25x50cm.

La columna se trabajará con un elemento aislado y tendrá un análisis estático. Además, estos elementos sirven como arrioste lateral ante cargas de sismo; por lo que se va a tener una carga sísmica debido al peso del muro del ladrillo (w).

Dicha carga, perpendicular al plano de los muros, se determina con la siguiente expresión:

$$w = \frac{ZUCS}{R} (P)$$

Donde:

$$Z= 0.45, U= 1.00, S= 1.00, R= 4.00$$

C= 2.04(depense de periodo, esto se determinó en el capítulo de Análisis Sísmico),

$$P= \text{densidad de la albañilería} \times \text{espesor} = 1.8\text{t/m}^3 \times 0.15\text{m} = 0.27 \text{ t/m}^2$$

Conociendo estos valores, se obtiene lo siguiente:

$$w = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.04 \cdot 1}{4} (0.27) = 0.062 \text{ t/m}^2$$

Esta carga se reparte en la columna y para estimar la carga aplicada, se aplica el método del corte, para ello nos guiamos de la siguiente figura:

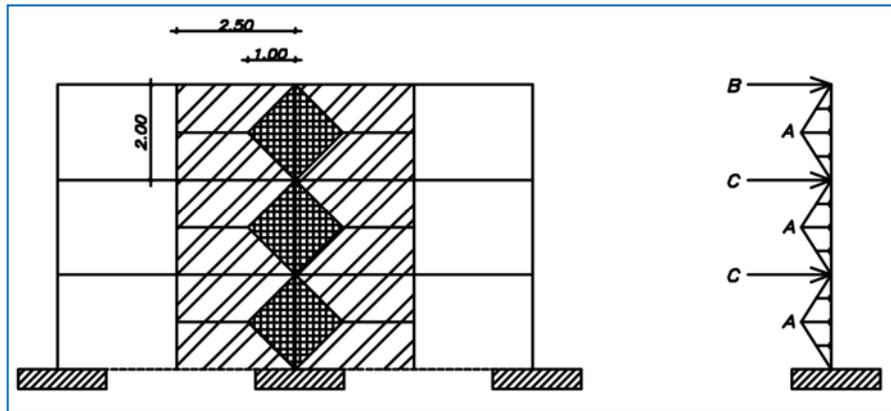


Figura 6.23 - Cargas sobre columna determinadas por el Método del sobre

Conociendo el valor de W, y tomando como referencia el esquema de la Figura 6.23, se determina las cargas A, B y C aplicadas sobre la columna:

$$A = 2 \cdot w \cdot L = 2 \cdot 0.062 \cdot 1 = 0.124 \text{ t/m}$$

$$B = w \cdot (\text{Área del trapecio}) = 0.062 \cdot (3+5) / 2 = 0.248 \text{ t}$$

$$C = 2B = 0.496 \text{ t}$$

Además de la carga producida por el peso del ladrillo, la columna resiste su propio peso y el peso de los tijerales; es por ello, que ambos casos producen cargas sísmicas.

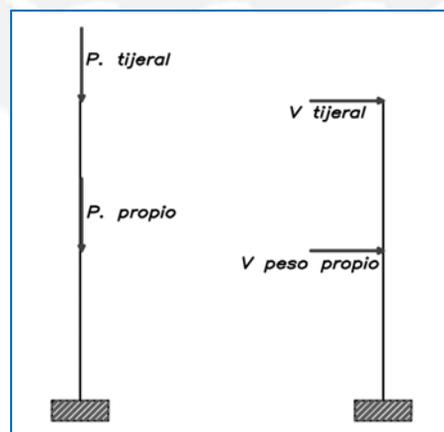


Figura 6.24 - Cargas sísmicas producidas por el peso propio y el peso del tijeral

Para el caso del tijeral se presenta carga muerta (CM) y carga viva (CV), y, por Norma, se debe considerar el 25% de CV debido a su uso.

Cabe resaltar que los valores de V mostrados en la Figura 6.24, se determina utilizando la siguiente forma:

$$V_i = \frac{ZUCS}{R} (P_i)$$

$$V_{tj\text{eral}} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.04 \times 1}{4} (2.76 + 0.25 \times 2.08) = 0.80t$$

$$V_{\text{peso propio}} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.04 \times 1}{4} (0.25 \times 0.50 \times 6 \times 2.4) = 0.44 t$$

Finalmente, las cargas sísmicas aplicadas sobre la columna son:

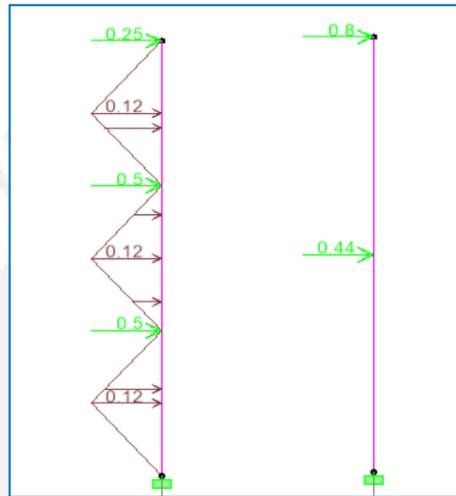


Figura 6.25 - Carga sísmica de columna C-1

Las combinaciones para el diseño son las siguientes:

- 1.4 CM + 1.7 CV
- 1.25CM + S
- 0.9CM + S

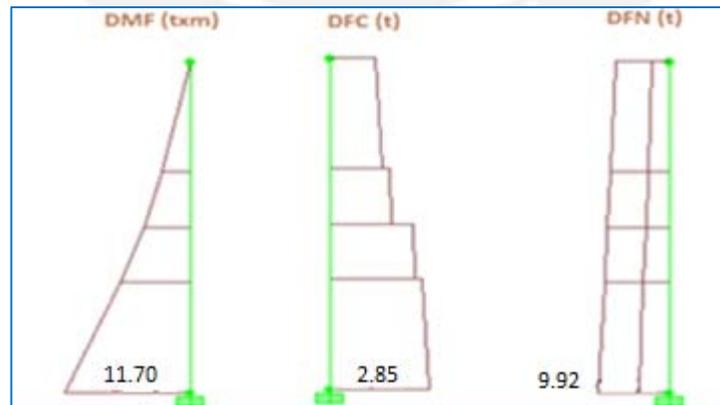


Figura 6.26 - Cargas últimas sobre columna C-1

Para terminar de verificar que nuestro diseño es el adecuado, se debe realizar el diagrama de iteración de la columna. El diagrama de la columna C1, la cual presenta 6 varillas de 5/8" y 2 de 1/2", se presenta a continuación:

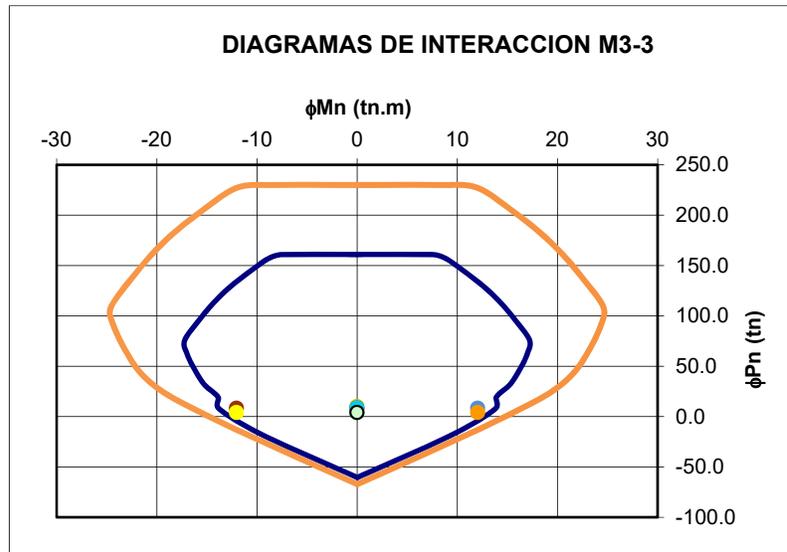


Figura 6.27 - Diagrama de Interacción en el sentido x-x de la columna C1

Se puede apreciar que los puntos de carga requerida se encuentran dentro del Diagrama de interacción de C-1. Con ello, se verifica que la sección es adecuada debido a que cumple los parámetros del diseño por flexocompresión.

Ahora se procede al diseño por fuerza cortante, para ello no guiamos de la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 50 \times 25 = 8.60 t$$

Como se puede apreciar, la columna tiene un  $V_u$  menor a  $\phi V_c$ , por lo tanto, requiere estribos mínimos.

Como la columna está en voladizo, se considera más crítica la base de dicho elemento debido a la formación de rótulas plásticas, es por ello que, por recomendación constructiva, se confina más la tercera parte de la altura de esta columna, y los demás tercios se confinan con un espaciamiento mínimo.

La sección de la columna C-1 es la siguiente:

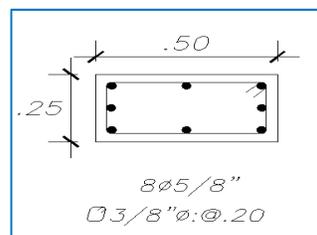


Figura 6.28 - Sección de la columna C-1

### 6.1.3.2. Diseño de viga de concreto armado

En el caso del sistema de tijerales se presentan más vigas soleras que vigas. Solo se presenta una viga en el ingreso a la nave industrial de 25x60 cm.

La viga V-1 se idealiza como apoyada en sus extremos y resistirá cargas de tabiquería y de la viga solera (25 x 40 cm).

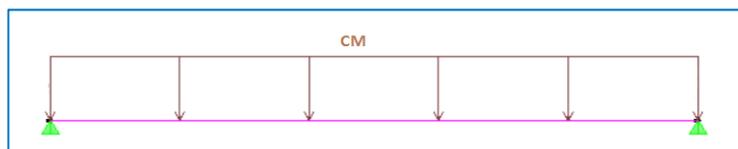


Figura 6.29 - Idealización de viga V-1

Para determinar la carga muerta (CM), se realiza lo siguiente:

$$CM = p.\text{tab} + p.v.s = 1.8 \text{ t/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 1.2\text{m} + 2.4 \text{ t/m}^3 \times 0.4\text{m} \times 0.25\text{m} = 0.56 \text{ t/m}$$

Donde:

p.tab: peso de tabiquería

p.v.s: peso de viga solera

Con ello se obtiene los siguientes resultados:

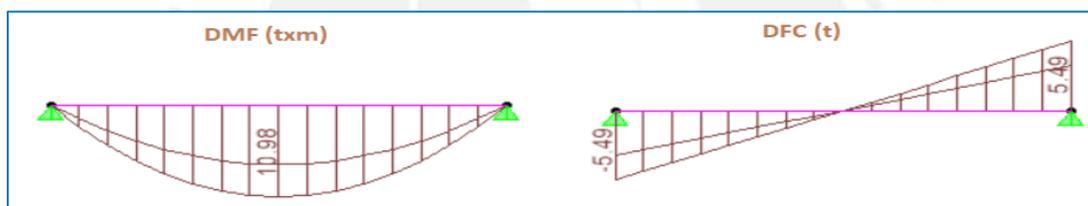


Figura 6.30 - Diagrama de momento flector (DMF) y Diagrama de fuerza cortante (DFC) de la viga V-1

Conociendo estos valores se realiza el diseño por flexión y corte.

Tabla 6.9 - Acero requerido y colocado de la viga V-1

VIGA V-1	Momento (+)	10.98 t x m
	Acero requerido	5.66 cm <sup>2</sup>
	Acero colocado	3 Ø 5/8

En la Tabla 6.10 se muestra la separación de los estribos de 3/8" de diámetro. Cabe recalcar que los valores de la fuerza cortante se toman a "d" de la cara.

Tabla 6.10 - Separación de estribos requerida para la viga V-1

VIGA V-1	Fuerza ultima	4.75 t
	s (cm)	25

Como resultado se tiene la siguiente sección de la viga V-1:

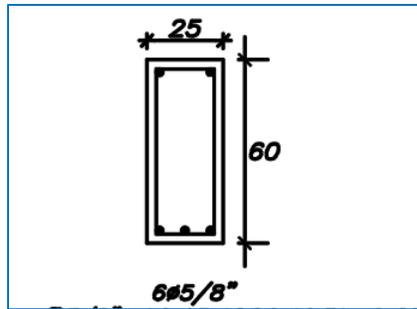


Figura 6.31 - Sección de la columna V-1

### 6.1.3.3. Diseño de cimentación

#### Dimensionamiento:

Es objetivo de esta parte previa al diseño es definir el tamaño y forma de la zapata, cumpliendo que el esfuerzo del suelo debajo de la cimentación sea menor a la capacidad portante.

Para el análisis se consideran la carga muerta y viva, el peso propio de la zapata, el peso de la tierra sobre la zapata y el peso de la falsa zapata.

Para el dimensionamiento de la cimentación se sigue el siguiente procedimiento y nos guiamos de la siguiente figura:

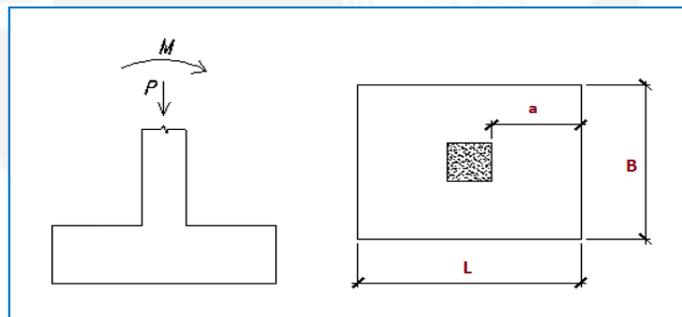


Figura 6.32 - Esquema de análisis de la cimentación

El procedimiento es el siguiente:

1. Se determinan las cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas y las placas de la estructura:
2. Se realizó un predimensionamiento inicial con la carga axial (P) y la capacidad portante del suelo ( $\sigma_{adm}$ ):

$$\text{Área} = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

3. Se determina los esfuerzos que recibe el suelo:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I}$$

Donde:

M: momento flector en la base

y: distancia del centroide al borde la zapata

I: inercia de la zapata

A: área de la zapata

4. Este proceso es iterativo y se realiza hasta obtener esfuerzos menores a los del suelo

### Generalidades para el diseño de concreto armado:

La Norma E.0.60 indica que se debe considerar una cuantía mínima de 0.0018, también el recubrimiento mínimo será 7cm.

Para el diseño por flexión, se determina el momento a la cara de la columna o placa con la siguiente expresión:

$$M_u = \sigma_u \times B \times \frac{a^2}{2}$$

Donde:  $\sigma_u$ : es el esfuerzo del suelo amplificado.

Para el diseño por corte, se analiza la cortante a "d" de la cara de placa o la columna:

$$V_u = \sigma_u \times B \times (a-d)$$

Para el diseño por punzonamiento, el cortante se determina a "d/2" de la cara de la columna o placa.

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

Donde:

$$A = B \times L$$

$$A_o = (t + d) (s + d)$$

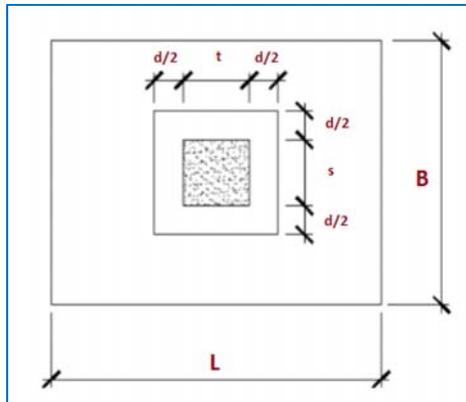


Figura 6.33 - Punzonamiento en zapatas

Para determinar la resistencia al concreto, se considera el menor valor que se obtiene de las siguientes expresiones:

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} \times 2(t + s + 2d)d$
- $\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times 2(t + s + 2d)d$

Donde  $\beta$  es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna.

### Ejemplo de diseño de zapata aislada:

El sistema de cimentación a utilizar para este sistema estructural es una zapata conectado a un dado de concreto armado mediante una viga de cimentación.

El diseño de la zapata aislada se considerará las cargas axiales ya que la viga de cimentación cargará con el momento flector. Los ejes locales (2 y 3) de la zapata se muestran a continuación. La sección de la columna C1 es 25x50cm.

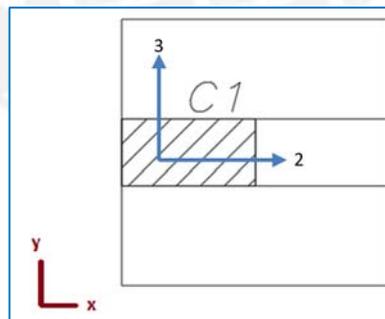


Figura 6.34 - Ejes locales de la zapata

A continuación, se muestra las cargas de gravedad. Se considerará un 5% adicional de esta carga debido al peso de la tierra sobre la zapata y el peso propio de la misma.

$$CM = 4.56 \times 1.05 = 4.79 \text{ t}$$

$$CV = 2.08 \times 1.05 = 2.18 \text{ t}$$

Se procede con el predimensionamiento:

$$A = \frac{CM + CV}{\sigma_{adm}} = \frac{4.79 + 2.18}{40} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Para este caso se considera una zapata de 1 x 1m

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} = \frac{4.79 + 2.18}{1} = 6.97 \text{ t/m}^2$$

Como se puede apreciar, el esfuerzo calculado es menor al admisible por el suelo, lo cual es correcto.

Concluido el diseño de concreto armado de la zapata, se continúa con el diseño por corte, punzonamiento y flexión; para ello se debe amplificar el esfuerzo del suelo. El esfuerzo amplificado del suelo es el siguiente:

$$\sigma_u = 60 \text{ t/m}^2$$

Para esta parte se estimó un peralte de zapata igual a 0.70m. Este valor fue verificado.

### 1. Diseño por corte:

La cortante de diseño es:

$$V_u = \sigma_u \times B \times (a-d) = 60 \times 1 \times (0.5 - 0.60) = -6 \text{ t}$$

La resistencia a cortante del concreto es igual a:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 60 = 39.2 \text{ t}$$

### 2. Diseño por punzonamiento:

La cortante de diseño es igual a:

$$V_u = \sigma_u \times (A - A_o) = 60[(1 \times 1) - (1.1 \times 0.85)] = 3.9 \text{ t}$$

La resistencia a punzonamiento del concreto es igual a:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times 2(s+t+2d) \times d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 2(195) \times 60 = 306 \text{ t}$$

Por lo tanto, el peralte colocado satisface los requerimientos del diseño por corte y punzonamiento ya que se cumple que:

$$V_u \leq \phi V_c$$

### 3. Diseño por flexión:

El momento de diseño se estimó de la siguiente manera:

$$M_u = \sigma_u \times B \times \frac{a^2}{2} = 60 \times 1 \times \frac{0.5^2}{2} = 7.5 \text{ t-m}$$

El área de acero necesaria es de  $3.3\text{cm}^2$  por metro lineal.

El área de acero mínimo por metro lineal es el siguiente:

$$A_{\text{min}} = 0.0018 \times b \times h = 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, se colocó una malla con fierro de  $3/4''$  cada 20 cm.

### Diseño de viga de cimentación:

Para este caso, la viga de cimentación tendrá el siguiente esquema:

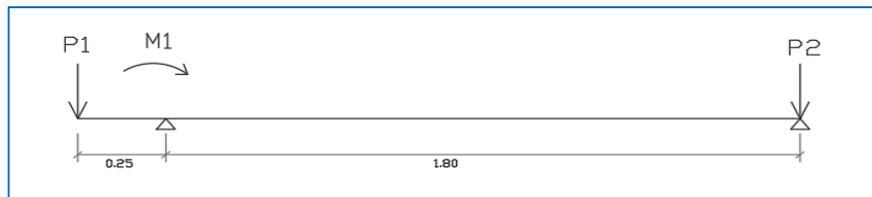


Figura 6.35 - Esquema de viga de cimentación

Donde:

P1: carga de servicio de columna C1 (CM+CV=6.64 t)

M1: momento a servicio de la columna C1 (9.28 t·m)

P2: carga de servicio de dado de cimentación (8.10 t)

Las fuerzas internas son las siguientes:

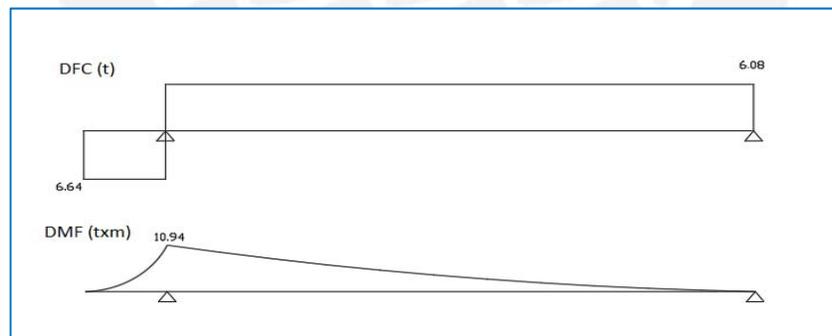


Figura 6.36 - Diagrama de fuerzas internas de la viga de cimentación

Con ello se procede al diseño de la viga de cimentación y se obtiene que nuestra viga de cimentación requiere 3 fierros longitudinales de  $3/4''$  en la parte superior, y 2 fierros de  $3/4''$  en la parte inferior para cumplir con la cuantía mínima de la viga.

Finalmente, la cimentación tendrá la siguiente característica:

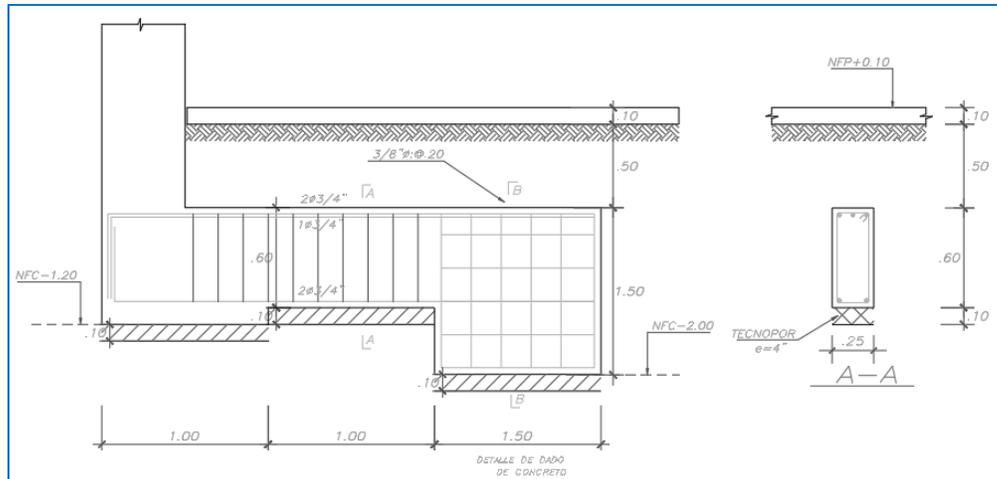


Figura 6.37 - Detalle de viga de cimentación VC-1

Ahora analizamos el factor de seguridad por volteo (F.S) de la cimentación de la siguiente manera:

- Momento a favor del volteo (MFV) = 11.70 t x m
- Momento en contra del volteo (MCV) = 8.1 X 2.25 = 18.23 t x m

Con los datos presentados anteriormente, se obtiene el siguiente F.S. =  $MCV / MFV = 1.6$

Este valor es adecuado, ya que supera a 1.5.

## 6.2. Diseño de pórticos de acero

### 6.2.1. Diseño de pórtico

#### 6.2.1.1. Diseño de perfiles soldados de pórticos

Para el diseño de elementos con perfiles soldados, como se mencionó anteriormente, se contemplarán perfiles de sección compacta para todo el pórtico. En la Figura 6.38 se muestra elevación de pórtico y en la Figura 6.38 se describe qué secciones existen en cada tramo del mismo.

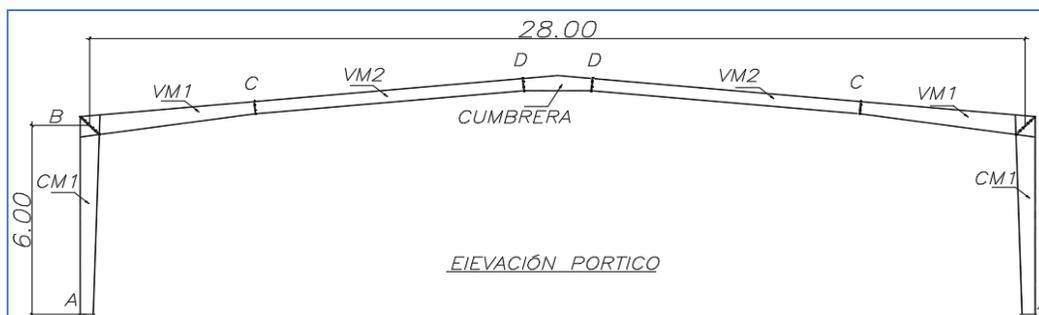
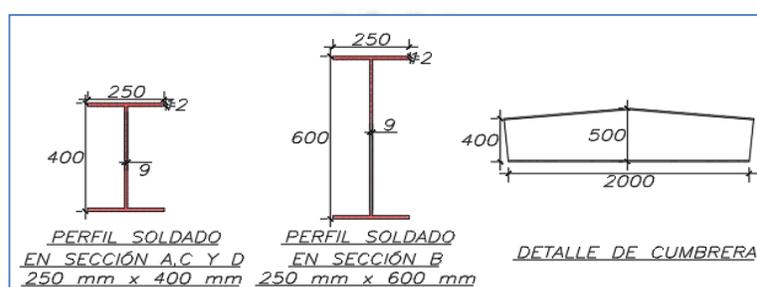


Figura 6.38 – Elevación de Pórtico de Acero Estructural ASTM A36

En la Figura 6.38 se especifican puntos A, B, C y D, los cuales corresponden a la ubicación de cada sección. A continuación, se detalla en la Tabla 6.11 qué sección existe en cada punto y, en la Figura 6.39 se detalla la geometría de cada perfil soldado, asimismo de la cumbrera:

**Tabla 6.11 - Descripción de perfil soldado según ubicación en viga de pórtico de acero**

Punto	Perfil Laminado I
A	b= 250 mm, h=400 mm, $t_w=9\text{mm}$ , $t_f=12\text{mm}$
B	b=250 mm, h=600 mm, $t_w=9\text{mm}$ , $t_f=12\text{mm}$
C	b=250 mm, h=400 mm, $t_w=9\text{mm}$ , $t_f=12\text{mm}$
D	b=250 mm, h=400 mm, $t_w=9\text{mm}$ , $t_f=12\text{mm}$



**Figura 6.39 – Detalle de perfiles soldados en pórticos de acero**

Para el diseño se utilizarán propiedades geométricas propias de cada perfil soldado, las cuales son detalladas a continuación en las Tablas 6.12 y 6.13:

**Tabla 6.12 –Propiedades Geométricas de perfil soldado h=600 mm**

<b>Propiedades de Sección</b>	
Área (cm <sup>2</sup> )	111.84
$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	66201.52
$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	3128.50
$S_x$ (cm <sup>3</sup> )	2206.72
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	2510.50
$r_y$ (cm)	5.29
Cte Torsión	41.79

**Tabla 6.13 - Propiedades Geométricas de perfil soldado h=400 mm**

<b>Propiedades de Sección</b>	
Área(cm <sup>2</sup> )	93.84
$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	26575.60
$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	3127.28
$S_x$ (cm <sup>3</sup> )	1328.78
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	1482.10
$r_y$ (cm)	5.77
Cte Torsión	36.93

## Análisis Estructural

De acuerdo a lo analizado en el capítulo 3 (predimensionamiento) se considera una nave industrial con superficie inclinada con pendiente de 10%. Las viguetas VC-1, con espaciamiento de 1.75 m, apoyarán sobre las vigas de acero y transferirán su peso propio y el de la cobertura liviana TR4, como también la carga viva y, asimismo, la presión del viento.

Para el análisis estructural de pórticos se considera la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la carga de viento (CW) que se determinaron en el capítulo 4 (al igual que en lo contemplado para el sistema de tijerales). El peso propio del pórtico corresponde a una carga distribuida, lo cual es considerado por el software de diseño al momento de procesar el análisis estructural del pórtico. Se calculan las cargas notales:

$$P \text{ CM} = (P.L + P.C + P.V) \times A_{tr} = ((15+4.5+4.35) \text{ kg/m}^2 \times 8.75 \text{ m}^2) / 1000 = 0.21 \text{ t}$$

$$P \text{ CV} = (s/c) \times A_{tr} = (30 \text{ kg/m}^2 \times 8.75 \text{ m}^2) / 1000 = 0.26 \text{ t}$$

Donde:

P.L: peso de luminaria (kg/m<sup>2</sup>)

P.C: peso de cobertura (kg/m<sup>2</sup>)

P.V: peso de vigueta (kg/m<sup>2</sup>)

s/c: sobre carga (kg/m<sup>2</sup>)

A<sub>tr</sub>: área tributaria (m<sup>2</sup>) (1.75 m – espaciamiento de las viguetas – por 5m – espaciamiento entre tijerales) 1.75 x 5 = 8.75 m<sup>2</sup>

Estas cargas se aplican en los nudos de intersección viga y vigueta, como se muestra en la Figura 6.40 y 6.41 (en los extremos se aplicará la mitad de dichas cargas):

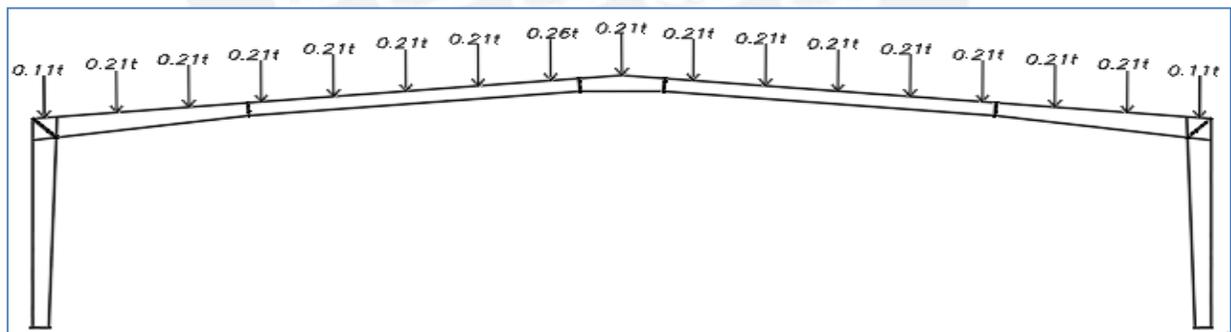


Figura 6.40 - Carga muerta (P CM) en viga de pórtico de acero

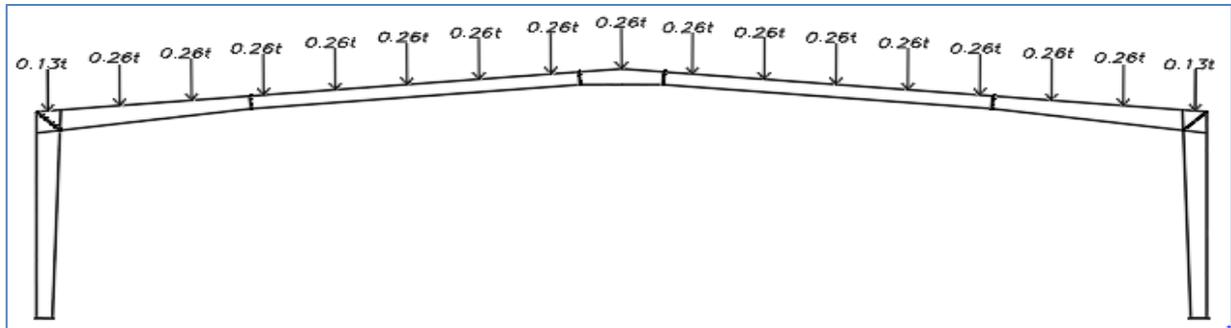


Figura 6.41 - Carga viva (P CV) en viga de pórtico de acero

Para el cálculo de cargas debido a la presión y succión del viento se consideran los cálculos realizados en el Capítulo 5:

Acción del viento sobre cobertura horizontal:

- Presión Barlovento (B) = 8.44 kg/m<sup>2</sup>
- Succión Barlovento (S) = -19.69 kg/m<sup>2</sup>
- Succión Sotavento (S) = -16.88 kg/m<sup>2</sup>

**Carga por presión Barlovento en vigas** =  $B \times A_{tr} = 8.44 \text{ kg/m}^2 \times 8.75 \text{ m}^2 = 0.07 \text{ t}$

**Carga por succión Barlovento en vigas** =  $B \times A_{tr} = -19.69 \text{ kg/m}^2 \times 8.75 \text{ m}^2 = -0.17 \text{ t}$

**Carga por succión Sotavento en vigas** =  $S \times A_{tr} = -16.88 \text{ kg/m}^2 \times 8.75 \text{ m}^2 = -0.15 \text{ t}$

En el nodo ubicado en el medio de la luz (zona de cumbrera) existirá una carga puntual, cuyo valor se calcula a continuación:

**Carga en cumbrera 1** =  $\text{Presión}/2 + \text{Succión}/2 = -0.04 \text{ t (Succión)}$

**Carga en cumbrera 2** =  $\text{Presión}/2 + \text{Succión}/2 = 0.16 \text{ t (Presión)}$

Acción del viento sobre cobertura lateral:

- Presión Barlovento (B) = 22.50 kg/m<sup>2</sup>
- Succión Sotavento (S) = -16.88 kg/m<sup>2</sup>

Con ello se determina la acción del viento sobre las columnas de acero de los pórticos:

$$W1 = B \times L_{tr} = 22.50 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} = 0.11 \text{ t/m}$$

$$W2 = S \times L_{tr} = -16.88 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} = -0.08 \text{ t/m}$$

Donde  $L_{tr}$  corresponde a la longitud tributaria de acción sobre columnas de acero.

Las cargas en los pórticos debido a la acción del viento se muestran en la figura 6.42 y 6.43:

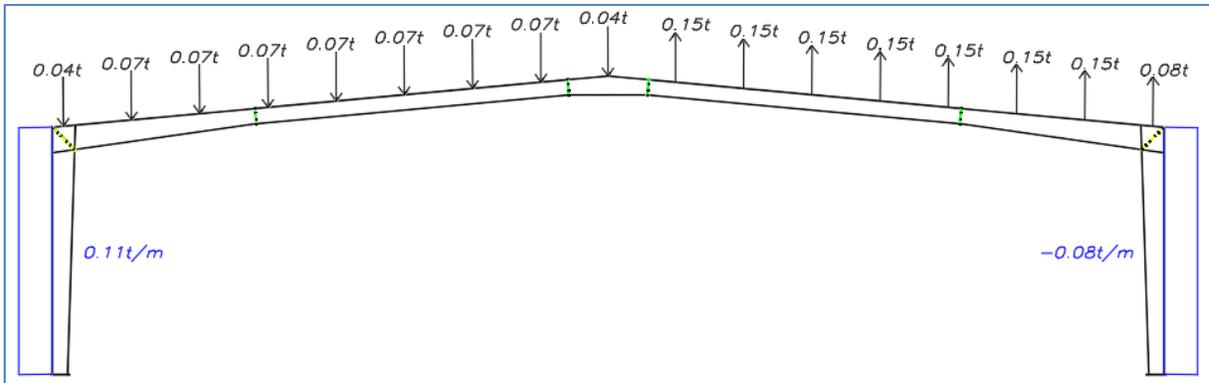


Figura 6.42 - Carga de viento (escenario 1) en pórticos de Acero

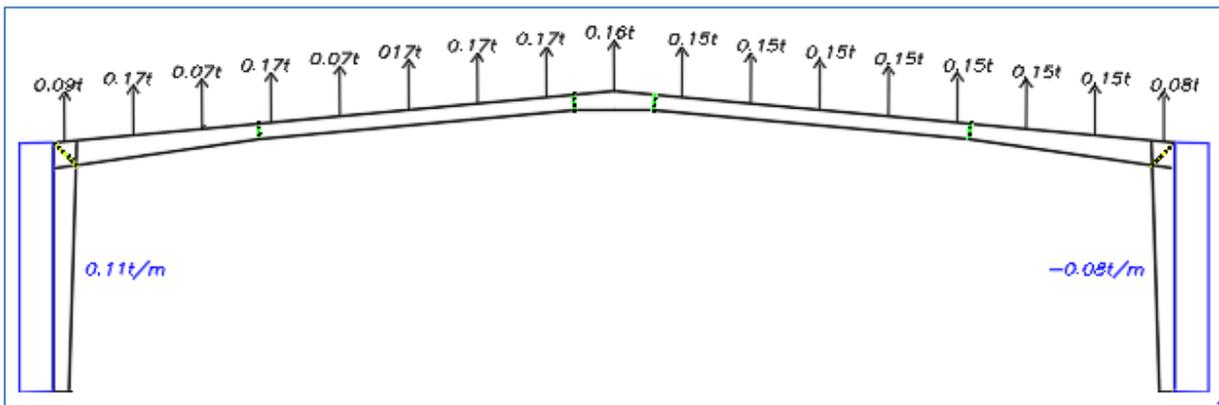


Figura 6.43 - Carga de viento (escenario 2) en pórticos de Acero

Una vez aplicadas las cargas, se utilizarán las combinaciones de cargas especificadas en la Tabla 2.3. Con estas combinaciones se calcula la envolvente de fuerzas normales, fuerzas cortantes y momentos flectores.

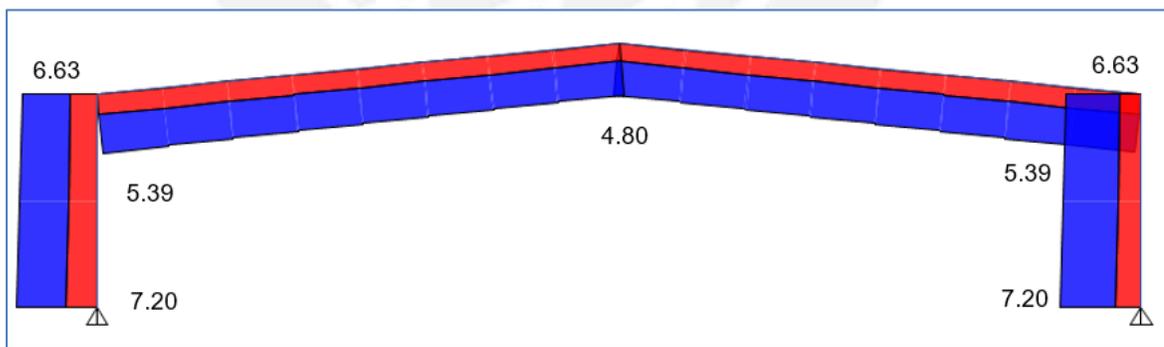


Figura 6.44 - Envolvente de Fuerzas Normales en Pórticos de Acero (t)

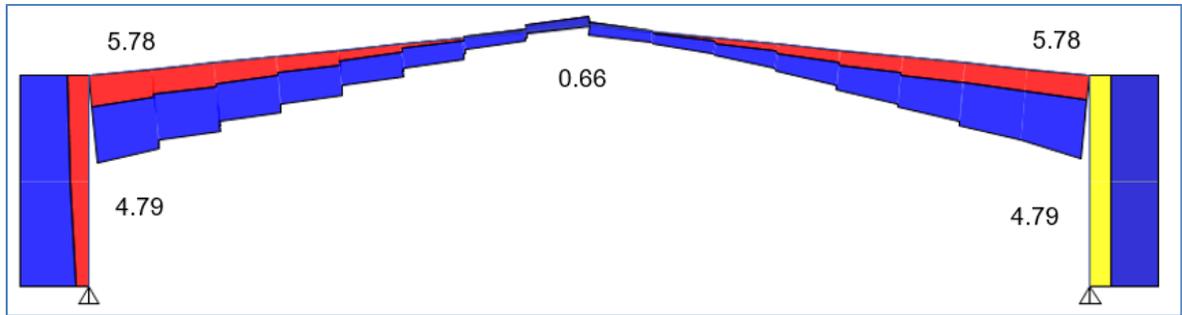


Figura 6.45 - Envolvente de Fuerzas Cortantes en Pórticos de Acero (t)

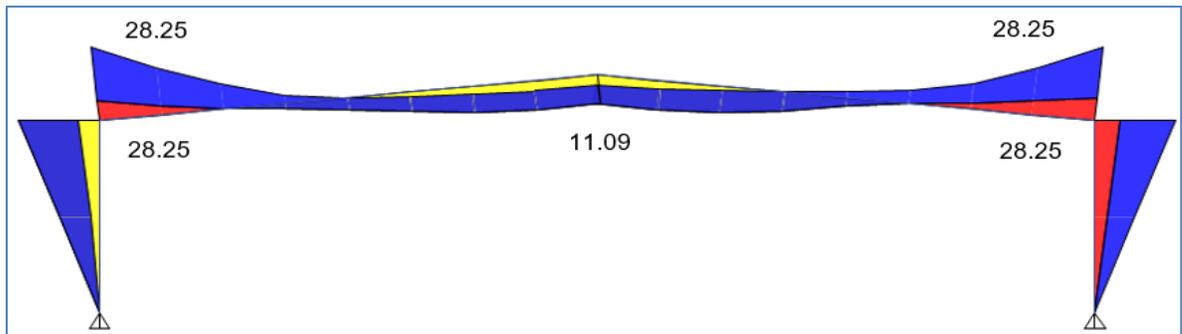


Figura 6.46 - Envolvente de Momentos Flectores en Pórticos de Acero (t.m)

En la Tabla 6.14 se muestra el análisis de compacidad de los perfiles contemplados para la viga de acero aplicando las ecuaciones 10 y 11 descritas en el marco teórico:

Tabla 6.14 - Análisis de la compacidad en perfiles de viga de acero

	Pandeo Local	Esbeltez Existente	Esbelteces Admisibles (AISC 360-2011)	
Perfil h=600 mm	Alma	64	Alma	108.54
	Ala	10.42		
Perfil h= 400 mm	Alma	41.78	Ala	10.97
	Ala	10.42		

Se observa que las esbelteces tanto de almas como alas de los perfiles que conciernen la estructura satisfacen los límites máximos; por tanto, los elementos del pórtico de acero contemplan secciones compactas.

## Diseño de vigas del pórtico de acero

### Análisis de la flexión

Para el cálculo de resistencia nominal a flexión de un elemento se debe determinar el comportamiento estructural, el cual depende del arriostramiento lateral. Se arriostrará soldando atiesadores en el alma de la viga cada 5 m, los cuales se soldarán a tubos rectangulares A36 de 75 mm x 75 mm x 4.5 mm (Ver Figura 6.47 y Figura 6.48). Se procede al cálculo de las longitudes no arriostradas teóricas.

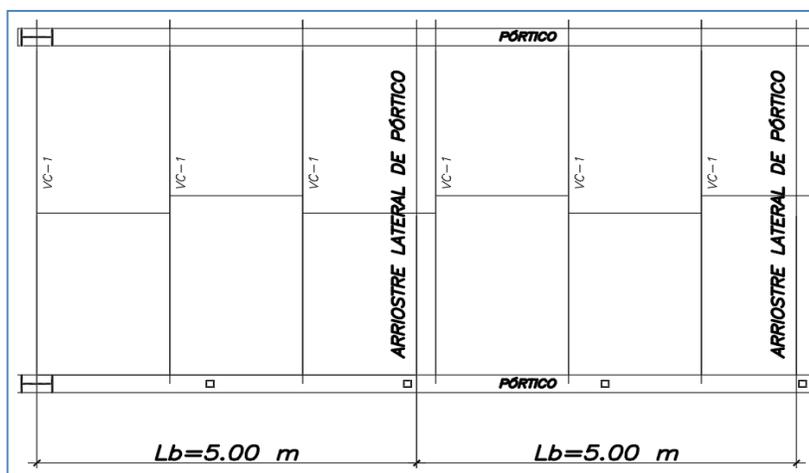


Figura 6.47 - Detalle de Ubicación en Planta de Soportes Laterales en Vigas de Acero

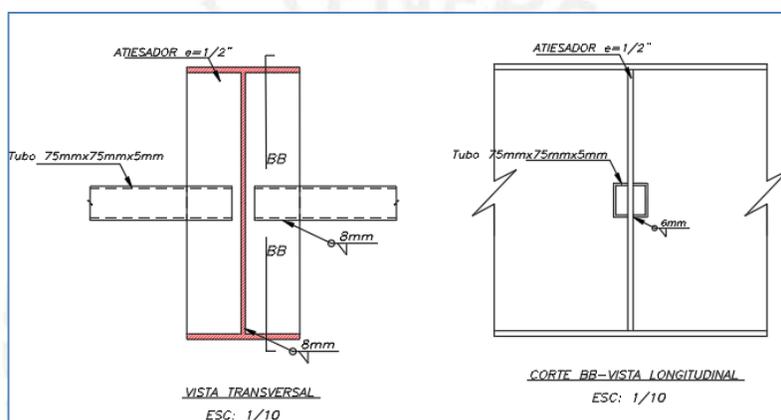


Figura 6.48 - Detalle de Ubicación en Planta de Arriostres Laterales en Vigas de Acero

Tabla 6.15 - Cálculo de longitudes no arriostreadas límites para perfil soldado

Descripción	Perfil Soldado H=600 mm	Perfil Soldado H=400 mm
$L_p$ (Ecuación 14)	2.68 m	2.93 m
$L_r$ (Ecuación 19)	7.52 m	10.02 m

Por lo antes detallado, se concluye que la resistencia nominal a flexión de la viga se encontrará en la zona 2 de curva  $M_n$  vs  $L_b$  (comportamiento inelástico gobernado por el pandeo lateral torsional, puesto que puesto que  $L_p < L_b < L_r$ )

Se cuantifican las resistencias nominales a flexión empleando la Ecuación 16:

#### **Perfil Soldado 250mm x 600 mm**

$$\phi M_n = 0.9 \times 1 \times \left[ 2520 \times 2510.50 - (2520 \times 2510.50 - 0.7 \times 2520 \times 2206.72) \times \left( \frac{500 - 268}{752 - 268} \right) \right] / 1000$$

$$\phi M_n = 46.63 \text{ t.m, } \mu = 28.25 \text{ t.m (El diseño por flexión es válido)}$$

### Perfil Soldado 250mm x 400 mm

$$\phi M_n = 0.9 \times 1 \times \left[ 2520 \times 2510.50 - (2520 \times 2510.50 - 0.7 \times 2520 \times 2206.72) \times \left( \frac{500 - 268}{752 - 268} \right) \right] / 1000$$

$$\phi M_n = 30.07 \text{ t.m, } \mu = 11.16 \text{ t.m (El diseño por flexión es válido)}$$

### **Análisis de la compresión:**

#### Perfil Soldado 250mm x 600mm

K= 0.65 (De Figura 2.5, nudos rígidos en extremos)

Calculando esbeltez y ubicación de comportamiento en gráfica  $F_{cr}$  vs  $\lambda$  (Ver Figura 2.14)

$$\lambda_y = \frac{k \times L}{r_y} = \frac{0.65 \times 500}{5.29} = 61.44 \quad 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$$

Como  $61.44 < 135.97$  existe comportamiento inelástico del perfil.

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2100000}{(61.44)^2} = 5491.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{cr} = 2530 \times 0.658^{\frac{2530}{5491.15}} = 2086.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2365.32 \times 111.84 = 210 \text{ t, } \mu = 5.39 \text{ t (El diseño por compresión es válido)}$$

#### Perfil Soldado 250mm x 400mm

K= 0.65 (De Figura 2.5, nudos rígidos en extremos)

Calculando esbeltez y ubicación de comportamiento en gráfica  $F_{cr}$  vs  $\lambda$  (Ver Figura 2.14)

$$\lambda_y = \frac{k \times L}{r_y} = \frac{0.65 \times 500}{5.29} = 61.44 \quad 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$$

Como  $61.44 < 135.97$  existe comportamiento inelástico del perfil.

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2100000}{(61.44)^2} = 5491.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{cr} = 2530 \times 0.658^{\frac{2530}{5491.15}} = 2086.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2365.32 \times 111.84 = 210 \text{ t, } \mu = 5.21 \text{ t (El diseño por compresión es válido)}$$

### **Análisis de segundo orden:**

Del análisis estructural (envolventes de fuerzas axial y momentos flectores)

$$M_{nt600} = 28.25 \text{ t.m, } P_{nt600} = 5.39 \text{ t}$$

$$M_{nt400} = 11.16 \text{ t.m, } P_{nt400} = 5.21 \text{ t}$$

Calculando  $B_1$ :

$C_m$  toma el valor de 1 (cargas transversales entre apoyos en la viga)

$\alpha$  toma el valor de 1 (metodología LRFD)

Se calcula la resistencia a pandeo elástico ( $P_e$ ) con la Ecuación 30:

$$P_{e h=600\text{mm}} = 12990.33 \text{ t}$$

$$P_{e h=400\text{mm}} = 5214.77 \text{ t}$$

Se determina  $B_1$ :

$$B_{1 h=600\text{mm}} = \frac{1}{1 - 1 \times \frac{5.39}{12990.33}} = 1$$

$$B_{1 h=400\text{mm}} = \frac{1}{1 - 1 \times \frac{5.21}{5214.77}} = 1$$

Finalmente, el momento flector y carga axial a compresión requerida:

$$M_{r 600} = 1 \times 28.25 = 28.25 \text{ t.m}$$

$$P_{r 600} = 1 \times 5.39 = 5.39 \text{ t}$$

$$M_{r 400} = 1 \times 11.16 = 11.16 \text{ t.m}$$

$$P_{r 400} = 1 \times 5.21 = 5.21 \text{ t}$$

### **Análisis de la interacción de la compresión y flexión:**

#### **Perfil Soldado 250mm x 600 mm**

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{5.39}{210} = 0.02 < 0.2 \quad \text{Empleando Ecuación 34: } \frac{5.39}{2 \times 210} + \left( \frac{28.25}{46.63} \right) = 0.62 \leq 1$$

#### **Perfil Soldado 250mm x 400mm**

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{5.21}{181.70} = 0.03 < 0.2 \quad \text{Empleando Ecuación 34: } \frac{5.21}{2 \times 181.70} + \left( \frac{11.16}{30.07} \right) = 0.39 \leq 1$$

El resultado de la interacción es menor que la unidad, por tanto, el diseño por flexocompresión es satisfactorio.

### **Diseño por corte:**

Se procede a calcular la capacidad nominal a corte de los perfiles:

#### **Perfil Soldado 250mm x 600 mm**

$$A_w = 57.6 \text{ cm} \times 0.9 \text{ cm} = 51.84 \text{ cm}^2 \quad \frac{hw}{tw} = \frac{57.6}{0.9} = 64$$

Cálculo del valor límite de esbeltez para pandeo local del alma debido a efectos de

$$\text{corte: } 2.24 \times \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 64.55$$

Siendo  $64 < 64.55$ , el coeficiente del alma  $C_v$  y el factor de minoración  $\phi$  toman el valor de unidad. Se calcula la capacidad a corte empleando la Ecuación 20:

$$\phi V_n = 1.00 \times 0.6 \times 2530 \times \frac{51.84}{1000} = 78.38 \text{ t, } V_u = 5.78 \text{ t (El diseño por corte es válido)}$$

### **Perfil Soldado 250mm x 400mm**

$$A_w = 57.6 \text{ cm} \times 0.9 \text{ cm} = 33.84 \text{ cm}^2 \quad \frac{h_w}{t_w} = \frac{37.6}{0.9} = 41.78$$

Cálculo del valor límite de esbeltez para pandeo local del alma debido a efectos de corte:

$$2.24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.55$$

Siendo  $41.78 < 64.55$ , el coeficiente del alma  $C_v$  y el factor de minoración  $\phi$  toman el valor de unidad. Se calcula la capacidad a corte empleando la Ecuación 20:

$$\phi V_n = 1.00 \times 0.6 \times 2530 \times \frac{33.84}{1000} = 46.23 \text{ t}, V_u = 3.98 \text{ t} \text{ (El diseño por corte es válido)}$$

### **Comprobación de la deflexión máxima:**

Se procede a calcular la deflexión máxima existente en la viga de acero (aplicación de la Ecuación 24)

De acuerdo a lo especificado en la Tabla 1604.3 del IBC 2009 para miembros de piso:

Deflexión máxima límite:

$$\Delta_{\text{max por cargas vivas}} = \frac{2800}{360} = 7.78 \text{ cm} \quad \Delta_{\text{max por cargas vivas y muertas}} = \frac{2800}{240} = 11.67 \text{ cm}$$

Del programa de análisis se obtuvo:

$$\Delta_{\text{max por cargas muertas}} = 4.48 \text{ cm}, \quad \Delta_{\text{max por cargas vivas}} = 3.49 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max por cargas muertas+cargas vivas}} = 8.08 \text{ cm},$$

Por tanto, la comprobación de deflexiones se corrobora.

### **6.2.1.2. Diseño de columna**

Las columnas de acero de los pórticos presentarán condición de empotramiento en la parte superior y apoyo simple en la zona inferior (se libera empotramiento inferior considerando una rótula en la base para el modelo realizado en ETABS). Se contempla una columna de sección variable con los mismos perfiles existentes en la viga de acero (en la base se ubica el perfil de 400 mm de peralte y en la parte superior la de 600 mm)

### **Análisis de la compresión:**

#### **Perfil Soldado 250mm x 600mm**

$K = 0.80$  (De Figura 2.5, nudo rígido superiormente y nudo simple inferiormente)

Calculando esbeltez crítica y ubicación de comportamiento en gráfica  $F_{cr}$  vs  $\lambda$  (Ver Figura 2.14). La esbeltez crítica se desarrolla cuando la columna pandea respecto al eje local y de la sección. Los arriostres tubulares del cerramiento lateral se sueldan cada 2.40 m a

las almas de las columnas, por lo que esta dimensión corresponde a la longitud no arriostrada, con la cual se calculará se procede a calcular la esbeltez:

$$\lambda_y = \frac{k \times L}{r_y} = \frac{0.80 \times 240}{5.29} = 36.27 \quad 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$$

Como  $36.27 < 135.97$  existe comportamiento inelástico del perfil.

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2100000}{(36.27)^2} = 15751.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{cr} = 2530 \times 0.658^{\frac{2530}{15751.44}} = 2365.51 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula la capacidad nominal a compresión empleando la Ecuación 22:

$$\phi P_n = 0.9 \times 2365.51 \times 111.84 = 238.10 \text{ t}, P_u = 6.63 \text{ t} \text{ (El diseño por compresión es válido)}$$

### **Perfil Soldado 250mm x 400mm**

$K = 0.80$  (De Figura 2.5, nudo rígido superiormente y nudo simple inferiormente)

Calculando esbeltez crítica y ubicación de comportamiento en gráfica  $F_{cr}$  vs  $\lambda$  (Ver Figura 2.14). La esbeltez crítica se desarrolla cuando la columna pandea respecto al eje local y de la sección. Los arriostres tubulares del cerramiento lateral cada 2.40 m a las almas de las columnas, por lo que esta dimensión corresponde a la longitud no arriostrada, con la cual se calculará se procede a calcular la esbeltez:

$$\lambda_y = \frac{k \times L}{r_y} = \frac{0.80 \times 240}{5.77} = 33.28 \quad 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$$

Como  $33.28 < 135.97$  existe comportamiento inelástico del perfil.

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2100000}{(36.27)^2} = 18718.38 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{cr} = 2530 \times 0.658^{\frac{2530}{18718.38}} = 2390.85 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula la capacidad nominal a compresión empleando la Ecuación 22:

$$\phi P_n = 0.9 \times 2390.85 \times 93.84 = 201.92 \text{ t}, P_u = 7.20 \text{ t} \text{ (El diseño por compresión es válido)}$$

### **Análisis de la flexión:**

De acuerdo al cálculo realizado para la obtención del momento nominal para el perfil de dimensiones 250 mm x 600 mm:

Momento nominal en sección de 600 mm de peralte: 46.63 t.m

Lo anterior es correcto si se verifica que el comportamiento de la columna también es gobernado por el pandeo lateral torsional inelástico ( $L_p < L_b < L_r$ )

$L_p$  (Ecuación 16) = 2.68 m

$L_b = 6.00$  m

$L_r$  (Ecuación 21) = 7.52 m

Por lo tanto, es correcto afirmar que  $L_p < L_b < L_r$  y el valor de la resistencia nominal es idéntico al del perfil 250 mm x 600 mm de viga.

### Análisis de segundo orden:

Para el caso del análisis de segundo orden para las columnas de acero de los pórticos se debe considerar los efectos laterales. Los efectos críticos, según el análisis estructural, se desarrollan debido a las solicitaciones de viento más no por cargas sísmicas, por tal razón se considerarán las magnitudes correspondientes a dicho caso para el análisis de segundo orden (se deben calcular los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$ ). En las figuras 6.49, 6.50 y 6.51 se muestran las envolventes obtenidas del software de diseño:



Figura 6.49 - Cargas axiales a compresión por cargas laterales de viento (t)

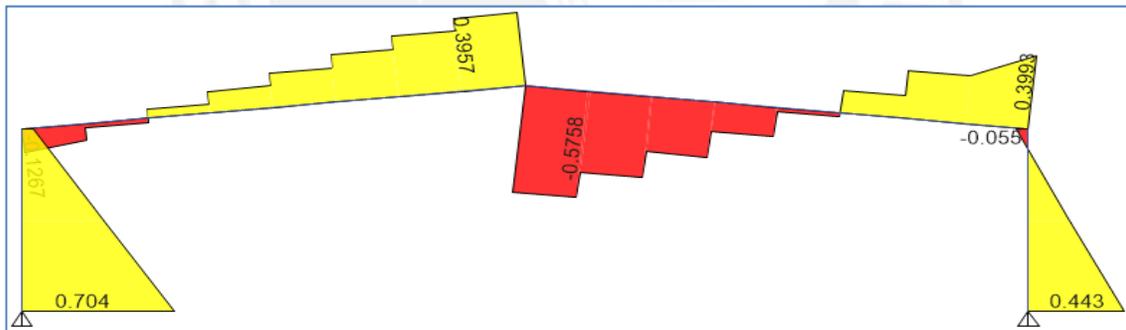


Figura 6.50 - Fuerzas cortantes máximas por cargas laterales de viento (t x m)

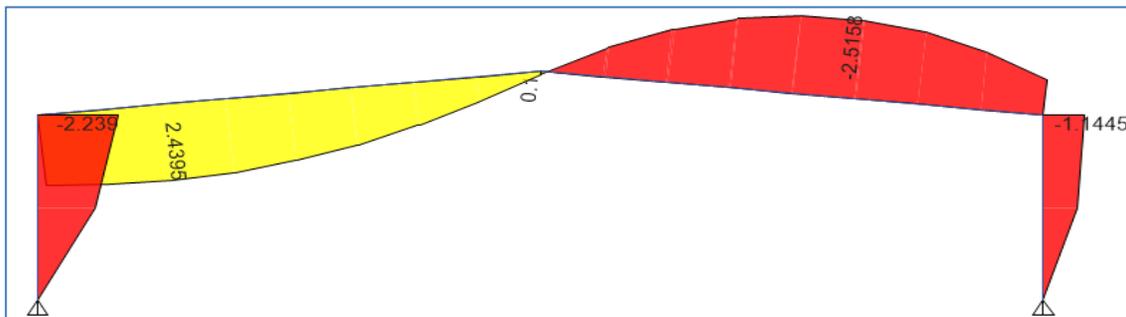


Figura 6.51 - Momentos máximos por cargas laterales de viento (t x m)

Se sabe que:

$$M_{nt\ h=600\text{mm}} = 28.25 \text{ t.m}, P_{nt\ h=600\text{mm}} = 6.63 \text{ t}$$

Y los momentos flectores y cargas axiales a compresión máximos debido a la acción del viento:

$$M_{lt\ h=600\text{mm}} = 2.24 \text{ t.m}, P_{lt\ h=600\text{mm}} = 0.12 \text{ t}$$

Calculando  $B_1$ :

$C_m$  toma el valor de 1 (cargas transversales entre apoyos en la viga)

$\alpha$  toma el valor de 1 (metodología LRFD)

Se calcula la resistencia a pandeo elástico ( $P_e$ ) con la Ecuación 30:

$$P_{e\ h=600\text{mm}} = 37220.70 \text{ t}$$

$$B_{1h=600\text{mm}} = 1.00$$

Calculando  $B_2$ :

Por ser columna no arriostrada en ambas direcciones,  $R_m$  toma el valor 0.85.

Deriva de entrepiso por acción del viento (de software de diseño) =  $0.015\text{m}/6\text{m} = 0.0025$

Cortante basal (ver Figura 6.49) = 1.14 t

Por lo tanto, contando con los datos descritos y con la ecuación 36 se calcula  $P_{e\ \text{entrepiso}}$ :

$$P_{e\ \text{entrepiso}} = 0.85 \times \frac{1.14}{0.0025} = 397.6\text{t}$$

Y la carga total a compresión en el entrepiso por cargas de viento:

$$P_{\text{entrepiso}} \text{ (ver Figura 6.50)} = 0.0168 \text{ t}$$

Con lo anterior se determina  $B_2$  (Ecuación 31):

$$B_{2\ 600} = 1.00$$

Finalmente, contando con todos los valores necesarios se procede a emplear la ecuación 26 y 27 para cuantificar el momento flector y carga axial a compresión requerida, considerando efectos de segundo orden:

$$M_{r\ h=600\ \text{mm}} = 1 \times 28.25 + 1 \times 2.24 = 30.49 \text{ t.m}, \quad P_{r\ h=600\ \text{mm}} = 6.38 + 1 \times 0.12 = 6.50 \text{ t}$$

### **Análisis de la interacción:**

De acuerdo a lo que estipula la ecuación 38, se reemplazan los valores mostrados anteriormente y se determina el resultado final de las interacciones:

### Perfil Soldado 250mm x 600mm:

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{5.39}{210} = 0.02 < 0.2 \quad \text{Empleando Ecuación 34: } \frac{5.39}{2 \times 210} + \left( \frac{28.25}{46.63} \right) = 0.62 \leq 1$$

#### 6.2.1.3. Diseño de conexiones rígidas

Para el montaje de la viga existirán 5 elementos, los cuales se describen en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16 - Elementos de montaje de viga para cada pórtico de acero

Tramo (m)	Elemento
[0.00-5.00]	Viga de sección variable en peralte h=400 a 600 mm
[5.00-13.00]	Viga de sección constante h=400mm
[13.00-15.00]	Cumbrera b=2000 mm, h variable
[15.00-23.00]	Viga de sección constante h=400mm
[23.00-28.00]	Viga de sección variable en peralte d=600 a 400 mm

Se observa que de los 5 elementos que constituyen la viga de cada pórtico existen dos repeticiones. Esto se da, evidentemente, debido a la simetría de cada viga. Dado esto es correcto afirmar que se diseñarán tres tipos de uniones para cada pórtico. Es necesario identificar las cargas requeridas (ver Tabla 6.17) en cada unión a diseñar. La conexión a diseñar es del tipo aplastamiento, en el cuál no existe pre-tensionado de pernos (el cual es el caso de las juntas a fricción) y se contempla el diseño de una conexión totalmente restringida (en las cuáles haya transferencia de efectos de momento flector y corte).

Tener en cuenta que para la conexión se ha optado por el uso de pernos de alta resistencia A325 (Tipo X, rosca excluida del plano de corte) y placas de acero A36.

Tabla 6.17 - Fuerzas cortantes y Momentos flectores últimos en conexiones

Ubicación respecto al eje x (m)	Vu(t)	Mu(t)
x=0.00 m	5.78	28.25
x=5.00 m	3.98	3.89
x=13.00 m	0.11	4.02

Tabla 6.18 - Fuerzas cortantes y Momentos flectores nominales de cada perfil

Perfil (mm)	$\phi V_n(t)$	$\phi M_n(t.m)$
250x600	78.38	46.63
250x400	46.05	30.07

La representación gráfica de las conexiones se observa en la Figura 6.52. Según Zapata Baglietto para conexiones rígidas es conveniente tomar como solicitud última el mayor valor entre la mitad de la capacidad nominal y la capacidad requerida. En la Tabla 6.18 se

muestran las capacidades nominales mencionadas, cuyos valores medios se compararán a los efectos últimos de la Tabla 6.19 para escoger el mayor valor para diseño.

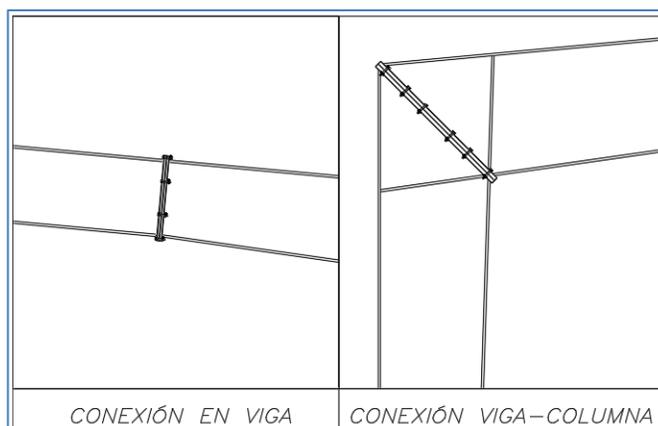


Figura 6.52 - Representación gráfica de conexiones

### Conexión entre viga y columna:

De acuerdo a lo indicado en las tablas 6.18 y 6.19, los efectos últimos a corte y momento a considerar para esta conexión son:

$$V_u = 5.78t, \quad \phi V_n / 2 = 39.19 t \text{ (se diseñará con } 39.19 t \text{)}$$

$$M_u = 28.25 t.m, \quad \phi M_n / 2 = 23.32 t \text{ (se diseñará con } 28.85 t.m \text{)}$$

Calculando la tracción existente en el ala inferior, siendo el momento negativo:

$$T_u = \frac{28.25 \times 100}{60} = 47.08 t$$

Considerando pernos de diámetro igual  $\frac{3}{4}$ " (1.91 cm). El área de cada uno asciende a 2.85 cm<sup>2</sup>.

De la Tabla J3.2 del AISC se extrae el valor de resistencia nominal a tracción y a corte para pernos ASTM A325:

$$F_{nt} = 6.32 t/cm^2, \quad F_{nv} = 4.78 t/cm^2$$

Luego se procede al cálculo de las capacidades límites a tracción y corte de los pernos:

$$R_{nt} = 0.75 \times 6.32 \times 2.85 = 13.51 t$$

$$R_{nv} = 0.75 \times 4.78 \times 2.85 = 10.22 t$$

Cantidad de pernos requeridos:

$$\text{Número de pernos por tracción} = \frac{47.08}{13.51} = 3.55 \rightarrow 4 \text{ pernos en la zona de tracción}$$

Debido a las cargas cíclicas sísmicas existirá inversión de momentos por lo que se considerarán 4 pernos tanto para la zona superior como para la zona inferior de la conexión.

$$\text{Número de pernos por corte} = \frac{39.19}{10.22} = 3.84 \rightarrow 4 \text{ pernos en la zona central}$$

El mayor esfuerzo cortante se da en el eje neutro del perfil, por tanto, se considera la instalación de los 4 pernos en la zona central. Por tanto, se instalarán 12 pernos en toda la conexión rígida. Se procede a determinar el espesor de la placa a considerar en la conexión empleando las ecuaciones de diseño mostradas en los anexos del proyecto:

Se determina la distancia libre entre pernos y cara de alas del perfil:

$$s = 4.5 \text{ cm (típico)} + w_s = 4.5 + 1 = 5.5 \text{ cm}$$

Contemplando el uso de plancha de 35 cm x 80 cm:

$$b' = s - 0.25d - w_s = 5 - 0.25 \times 1.91 - 0.5 = 4.02 \text{ cm}$$

$$A_f = 25 \times 1.2 = 30 \text{ cm}^2, A_w = 57.6 \times 0.9 = 51.84 \text{ cm}^2$$

$$C_b = \sqrt{\frac{bf}{bs}} = \sqrt{\frac{25}{35}} = 0.85$$

$C_a = 1.13$ , para pernos A325 y placas A36 (según Zapata Baglietto)

$$\alpha m = 1.13 \times 0.85 \times \left(\frac{30}{51.84}\right)^{1/3} \times \left(\frac{4.02}{1.91}\right)^{1/4} = 0.96$$

$$M_e = 0.96 \times 46.48 \times 4.02 \times 0.25 = 44.86 \text{ t.cm}$$

Finalmente, se calcula el espesor de la placa:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \times 44.86}{0.9 \times 35 \times 2.52 \times 1}} = 1.50 \text{ cm, se escoge espesor de } \frac{3}{4}'' \text{ (19 mm)}$$

Por lo tanto, la plancha de acero, de acuerdo al diseño mostrado, es de 350 mm x 800 mm x 19 mm

Calculando la soldadura estructural acanalada para unión entre perfiles soldados y planchas de acero (empleando ecuaciones de diseño detalladas en los anexos del proyecto).

$$\text{Perímetro de acción de tracción (en alas)} = 25 * 2 + 1.2 * 2 - 0.9 = 51.5 \text{ cm}$$

$$\text{Perímetro de acción de corte (en alas)} = 57.6 * 2 = 115.2 \text{ cm}$$

Resistencias últimas por unidad de longitud:

$$\text{Resistencia última por unidad de longitud a tracción} = \frac{47.48}{51.5} = 0.92 \text{ t/cm (en ala)}$$

$$Resistencia\ última\ por\ unidad\ de\ longitud\ a\ corte = \frac{39.19}{115.2} = 0.34\ t/cm\ (en\ alma)$$

Cálculo de resistencias nominales por unidad de longitud:

Para la unión soldada entre alas de perfiles soldados y planchas la garganta es igual al ancho del ala del perfil soldado (1.2 cm):

$$\emptyset R_n\ para\ soldadura = 0.90 \times 1.2 \times 4.2 = 4.54\ t/cm$$

$$\emptyset R_n\ material\ base = 0.90 \times 1.2 \times 4.08 = 4.38\ t/cm$$

Para la unión soldada entre almas de perfiles soldados y planchas la garganta es igual al ancho del alma del perfil soldado (0.9 cm):

$$R_n\ para\ soldadura = 0.8 \times 0.9 \times 0.6 \times 4.2 = 1.81\ t/cm$$

$$R_n\ para\ material\ base = 0.9 \times 0.9 \times 0.6 \times 4.08 = 1.98\ t/cm$$

Por lo tanto, el diseño es satisfactorio. Se soldará todo el perímetro de la sección a la plancha de acero A36 con bisel de 60° en alas y almas de perfiles soldados.

Finalmente, se procede a cuantificar el valor  $F'_{nt}$ . Los resultados se muestran en Tabla 6.19 (resistencia a tracción neta cuando existe combinación de efectos de corte y tracción)

**Tabla 6.19 - Resultados del análisis de resistencia a tracción final de pernos debido a la acción combinada de corte y tracción en conexión tipo aplastamiento  $x=0$  m**

<b>TRACCIÓN + CORTE</b>	
#Pernos	4.00
$f_{uv}$ (t/cm <sup>2</sup> )	3.44
$f_{ut}$ (t/cm <sup>2</sup> )	4.08
$f_{uv}/F_{nv}$	0.72
$f_{ut}/F_{nt}$	0.65
$F_{nt2}$ (t/cm <sup>2</sup> )	5.94
<b><math>F'_{nt}</math> (t/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>5.94</b>
<b><math>R_{nt}</math> (t)</b>	<b>12.71</b>

Se obtiene que el valor de  $F_{nt}$  resultó ser igual a 5.94 t, por lo que  $R_{nv}$  ahora toma el valor de 12.71 t (ya no 13.51 t) se recalculará y verificará la cantidad de pernos escogidos (ver Tabla 6.21)

**Tabla 6.20 - Cálculo de número de pernos requeridos con nueva resistencia a tracción**

<b>Tracción y número de pernos</b>	
$T_u(t)$	46.48
#Pernos	4.00

Con el nuevo valor de resistencia a tracción de pernos, la cantidad requerida de ellos sigue siendo igual a 4, por lo que el diseño anterior, considerando 4 pernos en la zona de tracción, es satisfactorio.

Se procede a verificar la resistencia al aplastamiento y bloque cortante: (ver Tabla 6.21 y Tabla 6.22)

Cálculo de resistencia de aplastamiento de pernos (empleando ecuación de diseño descrita en anexos)

**Tabla 6.21 - Resistencia de aplastamiento por perno**

<b>APLASTAMIENTO</b>	
diámetro (cm)	1.91
espesor (cm)	1.91
$F_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4080
$f_v$ por perno (t)	3.27
<b><math>\phi R_n</math> (t)</b>	<b>26.65</b>

Como  $f_v$  (fuerza cortante actuante en cada perno) resulta ser menor a la resistencia de cada uno por aplastamiento, el diseño a aplastamiento es satisfactorio.

Se calcula resistencia de plancha de acuerdo al análisis del bloque cortante (empleando ecuación de diseño descrita en anexos). La sección de falla de la plancha es de 16.2 cm x 5 cm y el espesor de plancha es de 1.905 cm (3/4")

**Tabla 6.22 - Resistencia de plancha a falla por bloque cortante**

<b>BLOQUE CORTANTE</b>	
$A_{vg}$ (cm <sup>2</sup> )	31.43
$A_{ns}$ (cm <sup>2</sup> )	21.60
$A_{tg}$ (cm <sup>2</sup> )	9.53
$A_{nt}$ (cm <sup>2</sup> )	7.56
$h$ (cm <sup>2</sup> )	0.16
$d$ (cm)	1.91
$t$ (cm)	1.91
$b$ (cm)	16.50
$s$ (cm)	5.00
<b>Fractura tracción + Fluencia de corte</b>	
$\phi R_n$ (t)	58.91
<b>Fractura corte + Fluencia de tracción</b>	
$\phi R_n$ (t)	57.73
<b><math>\phi R_n</math> (t)</b>	<b>58.91</b>

El diseño es satisfactorio de acuerdo a la carga cortante requerida.

El proceso de diseño empleado se aplicará de igual manera para las conexiones en viga. Se detallan en los anexos del presente proyecto.

En la Figura 6.53 se muestra detalle gráfico de la conexión o junta de aplastamiento (completamente restringida). Los espaciamientos entre pernos y distancias a los bordes de la placa se escogieron convenientemente de acuerdo a la normativa que estipula el manual AISC, asimismo el agujero o hueco que se debe realizar para instalar correctamente los pernos se determinó haciendo uso de la tabla J3.3 del manual AISC.

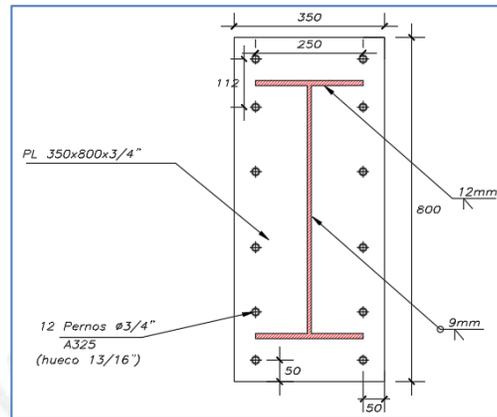


Figura 6.53 - Detalle de Conexión Viga-Columna

### 6.2.2. Diseño de vigueta VC-1

El diseño de la vigueta VC-1 para el sistema de pórticos se basa en el mismo procedimiento de diseño que el empleado para la que forma parte del sistema de tijerales (posee las mismas solicitaciones, por ende, idénticas dimensiones de diseño)

### 6.2.3. Diseño de cimentación

#### Diseño de pedestal

El pedestal tendrá una altura de 0.50 metros y una sección de 0.40x0.60 m. Las cargas en servicio son:

Tabla 6.23 - Cargas de servicio sobre pedestal

Caso de cargas	P (t)	V (t)
Muerta	3.23	1.98
Viva	2.08	1.51
Viento	-0.48	-0.77
Sismo	0.14	0.33

La sección de 40x60 cm tendrá 6 barras de  $\frac{3}{4}$ " y 4 barras de  $\frac{5}{8}$ " de refuerzo.

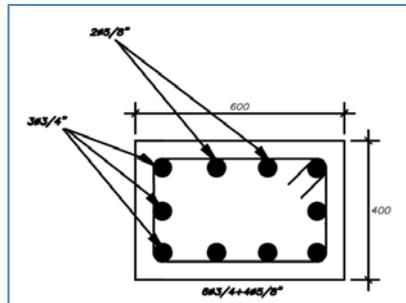


Figura 6.54 - Sección de pedestal

Para verificar que la sección resiste las solicitaciones mostradas anteriormente, se analizará el diagrama de interacción de dicho pedestal. Donde  $M_u = V_u \times 0.8 = 4.79 \times 0.80 = 3.93 \text{ t} \times \text{m}$  y  $P_u = 8.58 \text{ t}$ .

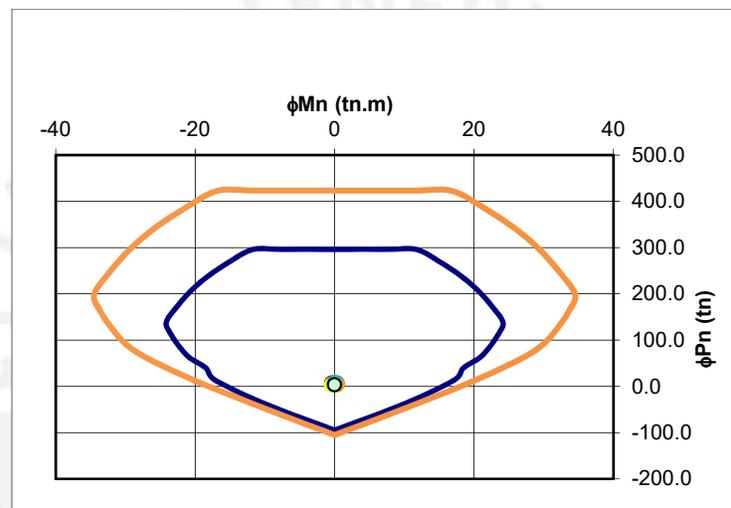


Figura 6.55 - Diagrama de interacción de pedestal

Como se puede apreciar en las Figura 6.55, los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo cual indica que la sección es adecuada y no tendrá problemas al momento de ser sometida a dichas cargas.

Para el diseño por corte, se considera una cortante última ( $V_u$ ) igual a 4.79 t, y se compara con la resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 40 \times 60 = 15.7 \text{ t}$$

Vemos que no hay problema en lo que corresponde a resistencia. La distribución para el pedestal será: estribos de  $3/8" \ 1@5$ ,  $rsto@10\text{cm}$ .

#### Diseño de zapata aislada:

Para el sistema de pórticos la altura de la zapata será de 70 cm. En la siguiente tabla se muestran las cargas que actúan sobre la zapata:

Tabla 6.24 - Cargas sobre zapata de sistema de pórticos

Caso de cargas	P (t)	V (t)	M (txm)
<b>Muerta</b>	3.69	1.98	2.97
<b>Viva</b>	2.08	1.51	2.27
<b>Viento</b>	-0.48	-0.77	-1.07
<b>Sismo</b>	0.14	0.33	0.49

A continuación, se muestra las cargas de gravedad. Se considerará un 5% adicional de esta carga debido al peso de la tierra sobre la zapata y el peso propio de la misma.

$$CM = 3.69 \times 1.05 = 3.87 \text{ t}$$

$$CV = 1.84 \times 1.05 = 1.93 \text{ t}$$

Se procede con el predimensionamiento:

$$A = \frac{CM + CV}{\sigma_{adm}} = \frac{3.60 + 1.93}{40} = 0.145 \text{ m}^2$$

Para este caso se considera una zapata de 1.2 x 1.2m

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} = \frac{5.43}{1.44} \pm \frac{6 \times 4.66}{1.728}$$

Se determinan 2 esfuerzos:

$$\sigma_1 = 19.95 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -12.41 \text{ t/m}^2$$

Ambos esfuerzos son menores al esfuerzo admisible del suelo; se consideró que la dimensión de la zapata es adecuada.

Concluido el diseño de concreto armado de la zapata, se continúa con el diseño por corte, punzonamiento y flexión; para ello se debe amplificar el esfuerzo del suelo. El esfuerzo amplificado del suelo es el siguiente:

$$\sigma_u = 60 \text{ t/m}^2$$

Para esta parte se estimó un peralte de zapata igual a 0.70m. Este valor fue verificado.

#### 1. Diseño por corte:

La cortante de diseño es:

$$Vu = \sigma_u \times B \times (a-d) = 60 \times 1 \times (0.6 - 0.60) = 0 \text{ t}$$

La resistencia a cortante del concreto es igual a:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 60 = 47 \text{ t}$$

## 2. Diseño por punzonamiento:

La cortante de diseño es igual a:

$$V_u = \sigma_u \times (A - A_o) = 60[(1.2 \times 1.2) - (1.2 \times 1)] = 144 \text{ t}$$

La resistencia a punzonamiento del concreto es igual a:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times 2(s+t+2d) \times d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 2(220) \times 60 = 345 \text{ t}$$

Por lo tanto, el peralte colocado satisface los requerimientos del diseño por corte y punzonamiento ya que se cumple que:

$$V_u \leq \phi V_c$$

## 3. Diseño por flexión:

El momento de diseño se estimó de la siguiente manera:

$$M_u = \sigma_u \times B \times \frac{a^2}{2} = 60 \times 1 \times \frac{0.6^2}{2} = 10.8 \text{ t} - m$$

El área de acero necesaria es de 4.81 cm<sup>2</sup> por metro lineal.

El área de acero mínimo por metro lineal es el siguiente:

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times h = 12.6 \text{ cm}^2/m$$

Por lo tanto, se colocó una malla con fierro de 3/4" cada 20 cm.

Se puede apreciar que el  $\sigma$  suelo es menor al admisible en el suelo de Lima, por ello que la zapata es de 1.20 x 1.20 es adecuada.

### 6.2.5. Diseño de placa base y pernos de anclaje

Para la unión a diseñar se considera el uso de placas de acero A36 y pernos de anclaje ASTM A325. El procedimiento teórico de diseño es descrito en los anexos de este proyecto, por lo que se procede a emplear directamente las ecuaciones detalladas en dicho documento.

Se determina la carga requerida a considerar en el diseño:

$P_u = 7.11 \text{ t}$ ,  $\emptyset P_n/2 = 119.4 \text{ t}$  ( $\emptyset P_n$  se calculó en acápite referente al diseño de columna)

$V_u = 7.11 \text{ t}$ ,  $\emptyset V_n/2 = 23.12 \text{ t}$  ( $\emptyset V_n$  se calculó en acápite referente al diseño de viga)

Por lo anterior las cargas que se utilizarán en el diseño de placa base y pernos son:

**$P_u = 119.4 \text{ t}$ ,  $V_u = 23.12 \text{ t}$**

Como existe una rótula en la base de la columna, se infiere que la rotación no está restringida, al contrario, es totalmente libre, por consiguiente, no existe momento flector para el análisis (los pernos de anclaje se diseñarán al corte).

Cálculo de área de placa base:

De acuerdo al diseño de pedestal, se cuentan con las siguientes dimensiones de dicha estructura:  $B_p = 40 \text{ cm}$  y  $L_p = 60 \text{ cm}$

Asumiendo, de acuerdo a la geometría del perfil apoyado, las dimensiones de la placa base:  $B = 30 \text{ cm}$  y  $N = 50 \text{ cm}$

$$A_1 = \frac{119.4}{0.65 \times 0.85 \times 210 \times \sqrt{\frac{40 \times 60}{30 \times 50}}} = 813.57 \text{ cm}^2$$

Se observa que, de acuerdo a la carga axial portante, no existe excesiva demanda de área de placa. Por tanto, se escogen las dimensiones de placa base asumidas anteriormente como las resultantes del diseño.

Cálculo de espesor de placa:

$$m = 0.5 \times (50 - 0.95 \times 40) = 6 \text{ cm}, \quad n = 0.5 \times (30 - 0.8 \times 25) = 5 \text{ cm}, \quad n' = \frac{\sqrt{25 \times 40}}{4} = 7.91 \text{ cm}$$

$$t = 7.91 \times \sqrt{\frac{2 \times 7.13 \times 1000}{0.9 \times 2520 \times 30 \times 50}} = 2.09 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se escoge placa base de 1" de espesor.

Por consiguiente, se instalarán **PL 300mm x 500 mm x 25.4 mm** en las bases de columnas.

Diseño de pernos de anclaje:

**Se cuenta con la siguiente solicitud a corte:**

**$V_u = -23.12 \text{ t}$**

De la tabla J3.2 del manual AISC, se extrae que la tensión disponible a corte correspondiente a un perno ASTM A325 es:

$$F_{nv} = 4780 \text{ kg/cm}^2$$

Escogemos pernos de 3/4" de diámetro:

Área por cada perno:  $2.85 \text{ cm}^2$

$$\emptyset R_{nv} = 0.75 \times 6.32 \times 2.85 = 13.51 t$$

$$\text{Número de pernos} = \frac{23.12 t}{13.51 t} = 2$$

Contemplando un diseño conservador se escogen 6 pernos de ¾" de diámetro para la conexión placa base-cimiento.

La longitud, de acuerdo lo recomendado por el libro Zapata Baglietto (página 9.33):

$$\text{Longitud de anclaje} = 12 db = 12 \times 1.905 \text{ cm} = 22.86 \text{ cm}$$

Se escoge como longitud de anclaje 40 cm.

Calculando la soldadura tipo filete en unión de columna a placa base:

Para  $w_s$  (cateto) = 10 mm (valor considerado anteriormente)

$$\emptyset R_{ns} = 0.75 \times 0.707 \times 1 \times 0.6 \times 4200/1000 = 1.34 t/cm$$

Es necesario comprobar la resistencia del material base, en este caso se contempla el uso de estructuras de acero A36 ( $F_u=4060 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\emptyset R_{nmb} = 0.75 \times 4.060 \times 0.3 \times 0.6 = 1.84 t/cm$$

Se debe cuantificar la resistencia requerida:

La soldadura a filete se concentrará en la línea de influencia del alma del perfil soldado, por tanto:

$$\text{Línea de acción de soldadura} = 37.6 \text{ cm} \times 2 = 75.2 \text{ cm}$$

$$\text{Resistencia requerida} = 23.12/75.2 = 0.31 t/cm$$

Por lo tanto, el diseño de la resistencia disponible o límite es suficiente. Se opta por soldar todo el perímetro con un cateto de 10 mm, el cual es mayor al valor mínimo y menor al valor máximo arista de filete para plancha de 19 mm de espesor (ver acápite de diseño de soldadura en anexos)

Se muestra el detalle de la placa base y pernos de anclaje (Ver Figura 6.56)

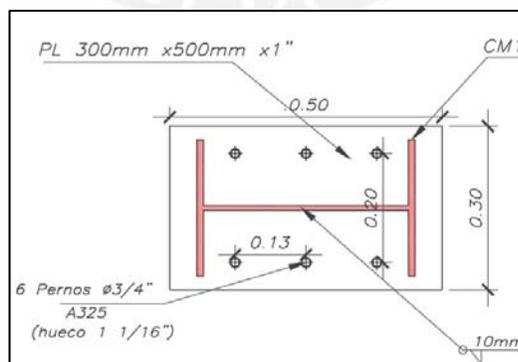


Figura 6.56 - Detalle de conexión en placa base de columnas de pórticos de acero

## CAPÍTULO 7 : METRADOS Y PRESUPUESTOS

Se realiza el metrado correspondiente de las naves industriales y posteriormente se realiza el presupuesto venta del proyecto. Para el análisis de precios unitarios se incluye la mano de obra, materiales, equipos y herramientas involucradas.

### 7.1. Análisis de sistema de tijerales

#### 7.1.1. Metrado y presupuesto de casco estructural

Se realiza el metrado y presupuesto en Excel:

Tabla 7.1 - Metrado y presupuesto de sistema de tijerales

Partida	Descripción	Unid.	Cantidad	Materiales	M. Obra	Equipos	P.U.	Parcial
<b>OE.1</b>	<b>Obras provisionales, trabajos preliminares seguridad y salud</b>							
<b>O.E.1.1.1</b>	<b>Construcciones provisionales</b>							
OE.1.1.1.1	Almacenes, SS.HH.y Comedor	est	1.00	480.00	8000.00	3500.00	11,980.00	11,980.00
OE.1.1.1.2	Cerco perimétrico metálico	m2	71.63	52.50	42.50	3.50	98.50	7,055.56
OE.1.1.1.3	Guardianía	mes	4.00	0.00	2000.00	0.00	2,000.00	8,000.00
<b>O.E.1.1.2</b>	<b>Instalaciones provisionales</b>							
OE.1.1.2.1	Agua para la construcción	gbl.	1.00	1750.00	0.00	0.00	1,750.00	1,750.00
OE.1.1.2.2	Energía para la construcción	gbl.	1.00	3600.00	0.00	0.00	3,600.00	3,600.00
<b>O.E.1.1.3</b>	<b>Trabajos preliminares</b>							
OE.1.1.3.1	Limpieza de terreno	m2	1,120.00	0.00	2.99	0.15	3.14	3,519.53
<b>O.E.1.1.4</b>	<b>Movilizaciones de equipos y maquinarias</b>							
OE.1.1.4.1	Movilizaciones de equipos y maquinarias durante la construcción	gbl.	1.00	0.00	3,600.00	5,600.00	9,200.00	9,200.00
<b>O.E.1.1.5</b>	<b>Trabajos preliminares</b>							

OE.1.1.5.1	Trazado y replanteo	m2	1120.00	0.45	0.93	2.43	3.80	3,519.53
<b>O.E.1.2</b>	<b>Construcciones provisionales</b>							
<b>O.E.1.2.1</b>	<b>Elaboración, implementación y administración del plan de seguridad en obra</b>							
OE.1.2.1.1	Equipos de protección individual	gbl.	1.00	0.00	0.00	2760.00	2,760.00	2,760.00
OE.1.2.1.2	Equipos de protección colectiva	gbl.	1.00	0.00	0.00	3240.00	3,240.00	3,240.00
OE.1.2.1.3	Señalización temporal de seguridad	gbl.	1.00	0.00	0.00	450.00	450.00	450.00
OE.1.2.1.4	Capacitación en seguridad y salud	gbl.	1.00	0.00	0.00	380.00	380.00	380.00
<b>O.E.2</b>	<b>Estructuras</b>							
<b>O.E.2.1</b>	<b>Movimientos de tierras</b>							
OE.2.1.1	Excavación de cimientos y zapatas	m3	151.11	0.00	29.93	1.50	31.42	4,748.48
OE.2.1.2	Relleno con material propio	m3	50.43	1.08	20.95	3.94	25.96	1,309.16
OE.2.1.3	Acarreo de material Distancia máxima 20ml.	m3	196.44	0.00	9.98	0.50	10.47	2,057.67
OE.2.1.4	Eliminación de tierras D= 15Km.	m3	196.44	0.00	6.92	22.57	29.49	5,792.31
<b>O.E.2.1.2</b>	<b>Apisonado de sub rasante</b>							
OE.2.1.2.1	Apisonado y compactado de superficie	m2	1120.00	1.08	3.42	1.67	6.17	6,914.81
<b>O.E.2.2</b>	<b>Concreto simple</b>							
<b>OE.2.2.1</b>	<b>Solado</b>							
OE.2.2.1.1	Solado de concreto 1:12 Ciclópeo E= 4"	m2	120.04	9.73	12.55	4.36	26.64	3,197.84
<b>OE.2.2.2</b>	<b>Falso piso</b>							
OE.2.2.2.1	Concreto f'c=175 Kg/cm2 H= 10cm.	m2	1120.00	38.70	9.79	6.55	55.04	61,643.66
<b>O.E.2.3</b>	<b>Concreto armado</b>							
<b>OE.2.3.1</b>	<b>Cimiento armado</b>							
OE.2.3.1.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	31.03	226.44	21.91	39.10	287.45	8,919.28

OE.2.3.1.2	Encofrado y desencofrado	m2	124.12	10.45	24.56	1.23	36.24	4,497.59
OE.2.3.1.3	Acero grado 60	Kg	560.35	3.45	1.35	0.07	4.87	2,729.70
<b>OE.2.3.2</b>	<b>Zapatas</b>							
OE.2.3.2.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	21.00	226.44	27.39	39.10	292.93	6,151.50
OE.2.3.2.2	Encofrado y desencofrado	m2	81.20	10.45	27.01	1.35	38.82	3,151.81
OE.2.3.2.3	Acero grado 60	Kg	1033.88	3.45	1.35	0.07	4.87	5,036.44
<b>OE.2.3.3</b>	<b>Viga de cimentación</b>							
OE.2.3.3.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	4.59	226.44	36.52	49.83	312.79	1,435.71
OE.2.3.3.2	Encofrado y desencofrado	m2	124.12	10.45	33.76	1.69	45.91	5,697.64
OE.2.3.3.3	Acero grado 60	Kg	1280.94	3.45	1.08	0.05	4.59	5,876.72
OE.2.3.3.4	Colocación de poliestireno expandido	m2	30.00	23.10	14.72	0.74	38.56	1,156.79
<b>OE.2.3.4</b>	<b>Sobrecimiento armado</b>							
OE.2.3.4.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	16.06	226.44	43.83	70.19	340.46	5,468.82
OE.2.3.4.2	Encofrado y desencofrado	m2	211.37	22.64	27.01	1.35	51.01	10,781.38
OE.2.3.4.3	Acero grado 60	Kg	896.18	3.45	1.08	0.05	4.59	4,111.50
<b>OE.2.3.5</b>	<b>Dado de concreto</b>							
OE.2.3.5.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	81.00	226.44	33.73	40.19	300.36	24,329.11
OE.2.3.5.2	Encofrado y desencofrado	m2	192.00	10.45	27.01	1.35	38.82	7,452.55
OE.2.3.5.3	Acero grado 60	Kg	967.68	3.45	1.35	0.07	4.87	4,713.98
<b>OE.2.3.6</b>	<b>Columnas</b>							
OE.2.3.6.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	25.72	264.71	49.33	74.47	388.51	9,991.48
OE.2.3.6.2	Encofrado y desencofrado caravista	m2	209.76	22.01	30.01	1.50	53.52	11,226.83
OE.2.3.6.3	Acero grado 60	Kg	3588.44	3.45	1.35	0.07	4.87	17,480.80
<b>OE.2.3.5</b>	<b>Vigas</b>							
OE.2.3.5.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	29.60	264.71	33.73	42.69	341.13	10,097.43

OE.2.3.5.2	Encofrado y desencofrado caravista	m2	297.20	25.55	33.76	1.69	61.00	18,130.39
OE.2.3.5.3	Acero grado 60	Kg	3097.17	3.45	1.35	0.07	4.87	15,087.62
<b>O.E.2.4</b>	<b>Estructura metálica</b>							
<b>OE.2.3.2</b>	<b>Pórticos metálicos</b>							
OE.2.3.4.1	Planchas ASTM A36	kg	48.28	6.64	1.81	0.09	8.53	411.81
OE.2.3.4.2	Pernos de fijación	kg	144.00	8.94	2.71	0.14	11.79	1,697.37
OE.2.3.4.4	Viguetas VC-1 (Canales atiesados de correa)	kg	5174.80	7.54	3.27	1.00	11.81	61,110.89
OE.2.3.4.5	Tijerales ASTM A36 (Ángulos)	kg	4693.08	7.54	3.63	1.02	12.19	57,212.94
OE.2.3.4.6	Largueros, tirantes, arriostres	kg	1611.08	7.54	2.58	0.13	10.25	16,509.75
<b>OE.2.3.4.2</b>	<b>Tabiques y coberturas</b>							
OE.2.3.4.2.1	Tabique con plancha TR4 e=0.5 mm	kg	171.60	29.70	12.40	2.10	44.20	7,584.72
OE.2.3.4.2.2	Cobertura liviana con plancha TR4 e= 5mm.	kg	1121.60	29.70	16.50	3.20	49.40	55,407.04
<b>O.E.2</b>	<b>Arquitectura</b>							
<b>O.E.2.1</b>	<b>Muros de ladrillo</b>							
OE.2.1.1	Muros de ladrillo king kong 18 huecos caravista	m2	326.76	36.11	34.29	1.71	72.11	23,561.08
<b>O.E.2.2</b>	<b>Solaqueo</b>							
OE.2.2.1	Solaqueos de columnas	m2	209.76	6.01	12.86	0.64	19.51	4,092.51
OE.2.2.2	Solaqueos de vigas	m2	297.20	7.61	14.69	0.73	23.03	6,846.00
	Costo Directo							S/. 559,077.74
	Gastos generales							S/. 233,370.00
	Utilidades 10%							S/. 55,907.77
	I.G.V.							S/. 152,703.99
	<b>Total</b>							<b>S/. 1,001,060</b>

## 7.2. Análisis de sistema de pórticos

### 7.2.1. Metrado y presupuesto de casco estructural

Tabla 7.2 - Metrado y presupuesto de sistema de pórticos

Partida	Descripción	Und	Cant	Mat	MO	EQ	P.U.	Parcial
<b>OE.1</b>	<b>Obras provisionales, trabajos preliminares seguridad y salud</b>							
<b>O.E.1.1.1</b>	<b>Construcciones provisionales</b>							
	Almacenes, SS.HH.y Comedor							
OE.1.1.1.1	Cerco perimétrico metálico	est	1.00	480.00	6000.00	2100.00	8,580.00	8,580.00
OE.1.1.1.2	Guardianía	m2	71.63	52.50	42.50	3.50	98.50	7,055.06
OE.1.1.1.3		mes	4.00	0.00	2000.00	0.00	2,000.00	8,000.00
<b>O.E.1.1.2</b>	<b>Instalaciones provisionales</b>							
	Agua para la construcción							
OE.1.1.2.1	Energía para la construcción	gbl.	1.00	1225.00	0.00	0.00	1,225.00	1,225.00
OE.1.1.2.2		gbl.	1.00	4620.00	0.00	0.00	4,620.00	4,620.00
<b>O.E.1.1.3</b>	<b>Trabajos preliminares</b>							
	Limpieza de terreno							
OE.1.1.3.1		m2	1,120.00	0.00	2.99	0.15	3.14	3,519.53
<b>O.E.1.1.4</b>	<b>Movilizaciones de equipos y maquinarias</b>							
	Movilizaciones de equipos y maquinarias durante la construcción							
OE.1.1.4.1		gbl.	1.00	0.00	1,080.00	4,200.00	5,280.00	5,280.00
<b>O.E.1.1.5</b>	<b>Trabajos preliminares</b>							
	Trazado y replanteo							
OE.1.1.5.1		m2	1120.00	0.45	0.93	2.43	3.80	3,519.53
<b>O.E.1.2</b>	<b>Construcciones provisionales</b>							
	<b>Elaboración, implementación y administración del plan de seguridad en obra</b>							
<b>O.E.1.2.1</b>								
	Equipos de protección individual							
OE.1.2.1.1	Equipos de protección colectiva	gbl.	1.00	0.00	0.00	2760.00	2,760.00	2,760.00
OE.1.2.1.2		gbl.	1.00	0.00	0.00	3240.00	3,240.00	3,240.00

OE.1.2.1.3	Señalización temporal de seguridad	gbl.	1.00	0.00	0.00	450.00	450.00	450.00
OE.1.2.1.4	Capacitación en seguridad y salud	gbl.	1.00	0.00	0.00	380.00	380.00	380.00
<b>O.E.2</b>	<b>Estructuras</b>							
<b>O.E.2.1</b>	<b>Movimientos de tierras</b>							
OE.2.1.1	Excavación de cimientos y zapatas	m3	53.96	0.00	29.93	1.50	31.42	1,695.66
OE.2.1.2	Relleno con material propio	m3	33.70	1.08	20.95	3.94	25.96	874.81
OE.2.1.3	Acarreo de material Distancia máxima 20ml.	m3	14.14	0.00	9.98	0.50	10.47	148.16
OE.2.1.4	Eliminación de tierras D= 15Km.	m3	30.25	0.00	6.92	22.57	29.49	891.96
<b>O.E.2.1.2</b>	<b>Apisonado de sub rasante</b>							
OE.2.1.2.1	Apisonado y compactado de superficie	m2	1120.00	1.80	3.42	1.67	8.45	9,464.00
<b>O.E.2.2</b>	<b>Concreto simple</b>							
<b>OE.2.2.1</b>	<b>Solado</b>							
OE.2.2.1.1	Solado de concreto 1:12 Ciclópeo E= 4"	m2	36.80	9.73	12.55	4.36	26.64	980.35
<b>OE.2.2.2</b>	<b>Falso piso</b>							
OE.2.2.2.1	Concreto f'c=175 Kg/cm2 H= 10cm.	m2	1120.00	22.58	15.09	4.63	42.29	47,369.70
<b>O.E.2.3</b>	<b>Concreto armado</b>							
<b>OE.2.3.1</b>	<b>Zapatas</b>							
OE.2.3.1.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	25.76	226.44	27.39	39.87	293.70	7,565.77
OE.2.3.1.2	Encofrado y desencofrado	m2	112.64	10.45	27.01	1.35	38.82	4,372.16
OE.2.3.1.3	Acero grado 60	Kg	1076.54	3.45	1.08	0.05	4.59	4,938.97
<b>OE.2.3.2</b>	<b>Sardinel</b>							
OE.2.3.2.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	48.96	226.44	54.79	56.74	337.96	16,546.76
OE.2.3.2.2	Encofrado y desencofrado	m2	149.60	10.45	30.01	1.50	41.97	6,278.21
OE.2.3.2.3	Acero grado 60	Kg	278.55	3.45	1.35	0.07	4.87	1,356.95
<b>OE.2.3.3</b>	<b>Pedestales</b>							
OE.2.3.3.1	Concreto f'c=210 Kg/cm2	m3	4.00	228.66	49.33	74.47	352.46	1,409.84

OE.2.3.3.2	Encofrado y desencofrado	m2	39.68	18.21	27.01	1.35	46.57	1,847.94
OE.2.3.3.3	Acero grado 60	Kg	673.88	3.45	1.35	0.07	4.87	3,282.73
<b>O.E.2.4</b>	<b>Estructura metálica</b>							
<b>OE.2.3.2</b>	<b>Pórticos metálicos</b>							
OE.2.3.4.1	Planchas ASTM A36	kg	4684.91	5.95	1.65	0.08	7.68	35,975.16
OE.2.3.4.2	Pernos de fijación	kg	776.00	8.94	2.47	0.12	11.54	8,953.03
OE.2.3.4.3	Columnas Metálicas ASTM A36	kg	8718.78	6.64	2.21	0.11	8.95	78,044.05
OE.2.3.4.4	Viguetas VC-1 (Canales atiesados de correa)	kg	3400.00	7.54	2.03	1.65	11.22	38,132.68
OE.2.3.4.5	Vigas Metálicas ASTM A36	kg	20652.41	7.54	1.69	0.64	9.87	203,813.33
OE.2.3.4.6	Largueros, tirantes, arriostres	kg	13125.29	7.54	2.53	0.13	10.20	133,820.42
<b>OE.2.3.4.2</b>	<b>Tabiques y coberturas</b>							
OE.2.3.4.2.1	Tabique con plancha TR4 e=0.5 mm	kg	808.35	29.70	12.40	2.10	44.20	35,729.07
OE.2.3.4.2.2	Cobertura liviana con plancha TR4 e= 0.5mm.	kg	1120.00	29.70	16.50	3.20	49.40	55,328.00
	Costo Directo							S/. 747,448.85
	Gastos generales							S/. 147,554.00
	Utilidades 10%							S/. 74,744.88
	I.G.V.							S/. 174,554.59
	<b>Total</b>							<b>S/. 1,144,302</b>

### 7.3 Comparación técnica-económica

A continuación, se realizan ciertas comparaciones dentro del ámbito técnico y económico, importante para determinar las ventajas y desventajas que presentan ambas estructuras:

En la Tabla 7.3 se comparan los costos de ambos sistemas analizando cuánta variación existe entre los mismos:

Además, se elaboró el cronograma de obra para ejecución de ambas naves industriales contemplando rendimientos típicos de producción en montaje de estructuras metálicas y construcción de elementos de concreto armado. Para el caso del sistema de tijerales, se calculó una duración de 4.5 meses, mientras que, para el sistema de pórticos, se obtuvieron 3.5 meses.

Tabla 7.3 - Comparación económica para el sistema de tijerales y pórticos

Económicamente			
Alternativa		Costo (S/.)	S/. / m2t
1	Sistema de tijerales	1 001,060	893.80
2	Pórtico de acero estructural	1 144,302	1021.70
Variación de dinero (S/.)		143,242	
Variación en porcentaje (%)		14.31	

Se constata que la nave industrial con sistema estructural de tijerales sobre columnas de concreto armado resulta ser la alternativa más económica con S/. 143,242 de diferencia en venta respecto al sistema de pórticos (variación de 14.31%)

A continuación, se realiza una comparación técnica con respecto a ambos sistemas, en dónde se analizarán los desplazamientos y cortantes basales máximos por las sollicitaciones sísmicas y de viento:

Tabla 7.4 – Datos técnicos provenientes del análisis de desplazamientos

Análisis sísmico					
Sistema	Desplazamiento máximo	Deriva inelástica	Deriva elástica	Deriva inelástica admisible(E.030)	Cortante basal
1 Tijerales	0.0209 m	0.010	0.004	0.014	1.81 t
2 Pórticos	0.0077 m	0.0077	0.0013	0.010	0.60 t
Análisis por viento					
Sistema	Desplazamiento máximo	Deriva elástica	Deriva elástica admisible(E.020)	Cortante basal	
1 Tijerales	0.0031 m	0.0005	0.06	0.66 t	
2 Pórticos	0.015 m	0.0025	0.06	1.14 t	

Como se puede observar en la Tabla 7.4, tal como se había especificado en el capítulo 5 que trata del análisis de desplazamientos, el efecto sísmico predomina en el sistema de tijerales y el efecto del viento predomina en el sistema de pórticos. A continuación se analiza el comparativo entre ambos sistemas tomando en cuenta las derivas elásticas por sismo y por viento para que la comparación sea coherente:

**Tabla 7.5 - Comparación técnica para el sistema de tijerales y pórticos**

Sistema	Análisis que gobierna	Deriva Elástica	Cortante basal
Tijerales	SISMO	0.004	1.81 t
Pórticos	VIENTO	0.0025	1.14 t

De acuerdo a lo especificado en la Tabla 7.5 se afirma que el sistema de tijerales presenta mayor deriva que el sistema de pórticos considerando los efectos que dominan cada configuración. Asimismo, la cortante basal en el sistema de tijerales resulta ser mayor a la correspondiente al sistema de pórticos, por lo que tomando en cuenta el resultado de derivas se puede afirmar que este sistema se desempeñaría mejor estructuralmente ante cargas laterales.

**Tabla 7.6 – Porcentaje de Incidencia de Deriva**

Sistema	Deriva Inelástica/Elástica	Deriva Admisible Inelástica/Elástica	% INCIDENCIA
Tijerales (Sismo)	0.010	0.014 (Norma E.030)	71%
Pórticos (Viento)	0.0025	0.01 (Norma E.020)	25%

En la Tabla 7.6 se realiza un análisis de la incidencia de las derivas inelásticas y elásticas reales en la estructura respecto a las derivas admisibles que estipulan las normativas vigentes. La información que brinda esta tabla evidencia que en el sistema de tijerales existirá mayor acercamiento al valor admisible estipulado por la Norma E.030, por lo que el desempeño de dicha estructura ante las cargas sísmicas a las que estará sometida es menos fiable que el que presentará el sistema de pórticos ante cargas laterales de viento.

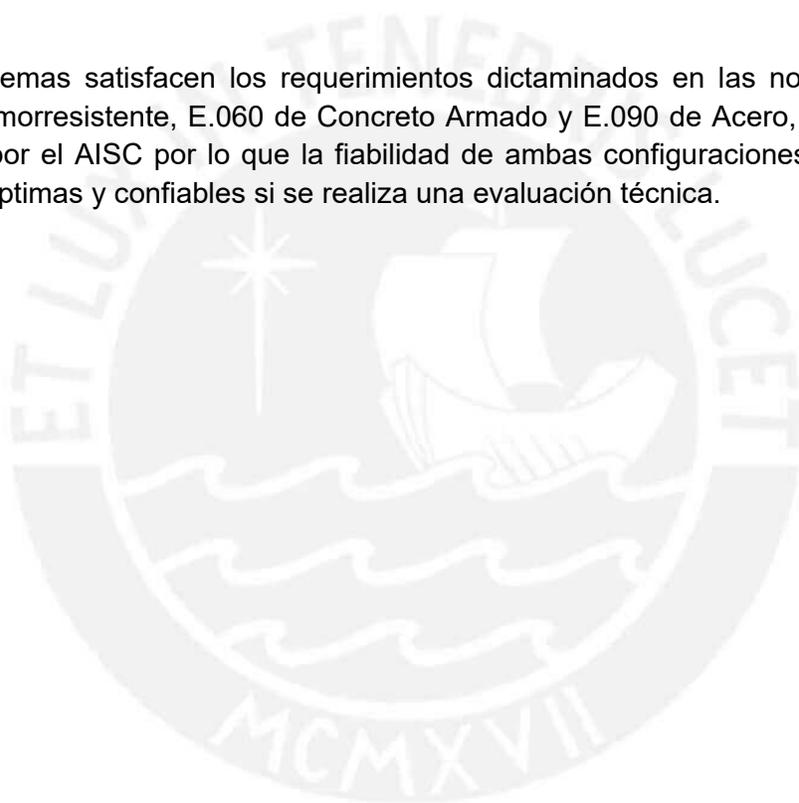
## CAPÍTULO 8: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En el presente capítulo se presentan las conclusiones y comentarios que pueden definirse a partir de la realización del proyecto de ingeniería:

- ❖ Se concluye que para las condiciones del proyecto en la zona industrial del Cercado de Lima el sistema de tijerales apoyados en columnas de concreto armado presenta el presupuesto más económico con una proporción de S/. 893.80 por m<sup>2</sup>, mientras que en el sistema de pórticos presenta un presupuesto de S/.1021.70 por m<sup>2</sup>.
- ❖ Se determina una variación económica porcentual de 14.31 % entre los presupuestos de ambos sistemas estructurales, constatando al sistema de tijerales como la opción más económica.
- ❖ Para incluir el factor tiempo en el análisis económico se realizó programación en cronograma de Gantt (ver anexos) para la ejecución de ambos sistemas estructurales constatando un tiempo de obra de 3.5 meses para el sistema de pórticos y 4.5 meses para el sistema de tijerales. El propietario tendría que realizar una evaluación para determinar si es justificable adelantar el uso del almacén dada la rentabilidad que se generará al culminar 1 mes antes el proyecto contemplado con la configuración pórticos de acero a momentos.
- ❖ Los análisis de precios unitarios para las partidas correspondientes se ejecutaron contemplando los recursos mano de obra, materiales, equipos y herramientas considerando los costos establecidos actualmente en la industria de la construcción de estructuras de concreto armado y de estructuras metálicas (Revista Constructivo). Se detallan en anexos los respectivos análisis de costos empleados para realizar al presupuesto extendido en la presente tesis.
- ❖ Para las bases de las columnas en los pórticos de acero se liberó el momento flector y se consideró en el modelo estructural una configuración tipo rótula, por lo cual no se requirió emplear zapatas de gran magnitud en cuanto a dimensión ni tampoco vigas de cimentación conectadas a un muerto para absorber los momentos flectores que se desarrollen.
- ❖ Se sugiere complementar los datos del presente documento técnico-económico con registros de otros proyectos con la finalidad de elaborar un rango de aplicación de cada una de las alternativas en función de las variables menos particulares y variables, por ejemplo: área techada, luces libres, altura o similares de acuerdo a la funcionalidad contemplada.
- ❖ El sistema de tijerales presenta una estructura cuyo mantenimiento se torna dificultoso, sin embargo, al sistema de pórticos podría realizársele el mantenimiento sin ningún

problema por el gran espacio que existe para ejecutarlo, por ejemplo, posibles limpiezas. Asimismo, en cuanto a las pruebas de calidad que engloba la ejecución de un sistema u otro, en los pórticos de acero se suele recurrir a muchas juntas soldadas a penetración total, cuya fiabilidad es demostrada con pruebas costosas de calidad como la de tintes penetrantes, placas radiográficas y pruebas de ultrasonido. Este costo no está previsto en el presupuesto, puesto que la presente tesis trata de analizar la ejecución y no lo que corresponde a las pruebas de calidad exigidas según tipología de estructura.

- ❖ El análisis técnico de ambos sistemas evidencia que la nave industrial con pórticos rígidos de acero experimentar menores desplazamientos laterales y cortantes en la base a comparación del sistema de tijerales, por lo que se puede afirmar que estructuralmente el desempeño del sistema de pórticos será el más adecuado ante cargas sísmicas o de viento.
- ❖ Ambos sistemas satisfacen los requerimientos dictaminados en las normas E.30 de Diseño Sismorresistente, E.060 de Concreto Armado y E.090 de Acero, además de lo dispuesto por el AISC por lo que la fiabilidad de ambas configuraciones estructurales resultaría óptimas y confiables si se realiza una evaluación técnica.



## BIBLIOGRAFÍA

- Zapata, B. (1985). *Diseño Estructural en Acero*. Perú.
- McCormac, J. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. México.
- Ottazzi G. (2015). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Fondo editorial PUCP
- Harmsen, T.E. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo editorial PUCP
- RAE. (2014). *Diccionario de la lengua española*. Recuperado el 30 del 04 del 2016, de Real Academia Española: <http://www.rae.es/>
- Ottazzi G. (2015). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Fondo editorial PUCP
- Revista Constructivo Edición 121 (2017). Perú.
- AISC Steel Construction Manual 14 edition (2011). Estados Unidos.
- SEAOC Seismic Design Manual- Building Design Examples (2011). Estados Unidos.
- AISC Design Guide 21- Welded Connections (2006). Estados Unidos.
- AISC Design Guide 17- High Strenght Bolts (2002). Estados Unidos.
- AISC Provisions- Stability Bracing Design for Beams (2006). Estados Unidos.
- MyAula Plataforma Virtual (2016). *Curso virtual: Diseño de Estructuras de Acero*. Venezuela.
- Mendoza, N. (1993). *Análisis y diseño estructural en acero de una nave industrial con el método LRFD*. España.
- Negocios en el Perú (2014). *Aterrizan naves industriales en Perú*. Obtenido de Revista Business: <http://www.revistabusiness.com.pe/2014/04/10/aterrizan-naves-industriales-en-peru/>
- Aranis, C. (2017). *Material del Curso Estructuras de Acero en la PUCP*. Lima.