

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE COBERTURAS RETICULADAS
CONVENCIONALES Y AUTO PORTANTES, CASO APLICATIVO: CENTRO DE
CONVENCIONES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO-PUNO”**

TESIS:

PRESENTADA POR:

MENDOZA LARICO MARWIN DOUGLAS

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

PROMOCIÓN 2013

PUNO – PERU

2017



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE COBERTURAS RETICULADAS CONVENCIONALES Y AUTO PORTANTES, CASO APLICATIVO: CENTRO DE CONVENCIONES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO-PUNO”

TESIS

PRESENTADO POR:

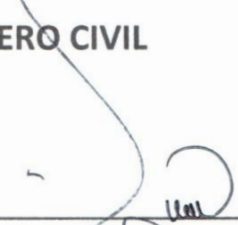
Bach. Ing. MARWIN DOUGLAS MENDOZA LARICO

A la dirección de investigación de la facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura como requisito para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR:

PRESIDENTE

: 
 ING. NESTOR LEODAN SUCA SUCA


PRIMER MIEMBRO

: 
 ING. JOSÉ LUIS CUTIPA ARAPA

SEGUNDO MIEMBRO

: 
 ING. YASMANI TEÓFILO VITULAS QUILLE

DIRECTOR DE TESIS

: 
 ING. JAIME MEDINA LEIVA

Área: Estructuras

Tema: Diseño en Acero

Línea de Investigación: Innovación Tecnológica en Sistemas Estructurales

DEDICATORIA

A Dios, a mis padres, amigos y compañeros de trabajo.

“Cualquiera, pues, que me oye estas palabras, y las hace, le compararé a un hombre prudente, que edificó su casa sobre la roca.

Descendió lluvia, y vinieron ríos, y soplaron vientos, y golpearon contra aquella casa; y no cayó, porque estaba fundada sobre la roca. “

AGRADECIMIENTOS

Primero agradecer a Dios por haberme permitido estudiar la carrera de Ingeniería Civil, por su ayuda inmerecida en el desarrollo de esta tesis, agradecido por las personas que puso en mi camino y me apoyaron en las diversas etapas en el transcurso de la elaboración de esta tesis.

Mi agradecimiento a la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura por haberme formado durante mi etapa como estudiante, a mis profesores por el abnegado trabajo de educar y formar a los futuros Ingenieros de esta región.

Agradecer a la ex Oficina de Arquitectura y Construcciones ahora Oficina General de Infraestructura Universitaria de la Universidad Nacional del Altiplano, tanto a la Unidad de Estudios como a la Unidad de Obras por darme la oportunidad de ejercer esta amplia y hermosa profesión. Un agradecimiento especial al Arquitecto Ivan Gomez Cruz jefe de la Oficina de estudios quien ha confiado en mis capacidades en mis inicios laborales.

Agradecer también a la Oficina General de Supervisión y liquidación de Proyectos de Inversión Pública, al jefe de esta oficina, Ingeniero: Jesús Mamani Velásquez por su apoyo incondicional y aliento para desarrollar esta tesis.

Agradecer a mis amigos y compañeros de trabajo por su apoyo emocional y laboral, gracias a Elvis, Reynaldo, Javier, Hugo, Yasmani, Edwin, Richar, Vladimir, mi aprecio y respeto para con ellos. Agradecido también con los amigos que ya no están pero contribuyeron me inspiraron en este largo camino.

Agradecer a mis padres por la formación que me dieron desde pequeño y a la Iglesia Adventista por su dirección y enseñanza.

ÍNDICE

CAPÍTULO I	10
1. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	10
1.1. EL PROBLEMA	10
1.1.1 Selección del problema	10
1.1.2 Delimitación	11
1.1.3 Antecedentes.....	12
1.2 OBJETIVOS	14
1.2.1 Objetivo General.....	14
1.2.2 Objetivos Específicos	14
1.3 METODOLOGÍA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN	15
1.3.1 Metodología	15
1.3.2 Tipo y nivel	15
CAPÍTULO II	16
2. MARCO TEÓRICO	16
2.1 TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL EN ACERO	16
2.1.1 Esquemas Estructurales	16
2.1.2 Sistemas de Coberturas	20
2.1.2.1 Cubiertas Rígidas y Flexibles	20
2.1.2.2 Cubiertas Auto Portantes y Portantes.....	22
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS	23
2.2.1 Vigas de Techo.....	23
2.2.1.1 Armaduras	23
2.2.1.2 Vigas y Arcos	24
2.2.2 Columnas.....	25
2.2.3 Correas de Techo	26
2.2.3.1 Perfiles laminados	26
2.2.3.2 Correas espaciales	27
2.2.4 Tensores.....	28
2.2.5 Arriostramientos.....	29
2.3 CARGAS ACTUANTES SOBRE LAS ESTRUCTURAS.....	31

2.3.1	Clasificación de las acciones por su naturaleza:	32
2.3.2	Clasificación de las acciones por su variación en el espacio:	32
2.3.3	Clasificación de las acciones por su variación en el tiempo:	33
2.3.3.1	Cargas permanentes	34
2.3.3.2	Sobrecargas de uso	34
2.3.3.3	Sobrecargas de nieve	35
2.3.3.4	Sobrecarga de viento.....	35
2.3.3.5	Cargas de sismo.....	36
2.4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	37
2.4.1	Análisis de Esfuerzos	51
2.4.1.1	Elementos sometidos a esfuerzos axiales	51
2.4.1.2	Elementos sometidos a esfuerzos de flexión.	57
2.4.1.3	Elementos sometidos a esfuerzos cortantes.....	59
2.4.2	Análisis de Deformaciones	60
2.5	DISEÑO ESTRUCTURAL	67
CAPÍTULO III		80
3.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	80
3.1	SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO	80
3.1.1	Análisis estructural	80
3.1.1.1	Pre Dimensionamiento.....	80
3.1.1.2	Cargas de Diseño (RNE)	82
3.1.1.3	Criterios generales de estructuración	91
3.1.2	Análisis Sísmico Dinámico	91
3.1.2.1	Criterios para el modelo matemático	91
3.1.3	Diseño Estructural	99
3.1.3.1	Diseño de las Soldaduras:.....	99
3.1.3.2	Diseño de la articulación en el nodo:.....	103
3.1.3.3	Diseño de los pernos de Anclaje:.....	106
3.1.3.4	Diseño de la placa Base	114
3.2	SISTEMA AUTO PORTANTE.....	122
3.2.1	Análisis Estructural	122
3.2.1.1	Pre Dimensionamiento.....	122

3.2.1.2 Cargas de Diseño (RNE)	123
3.2.1.3 Criterios de Estructuración	123
3.2.2 Análisis Sísmico Dinámico	123
3.2.2.1 Características del modelo matemático.....	126
3.2.3 Diseño Estructural	126
CAPITULO IV	129
4 ANÁLISIS ECONÓMICO	129
4.1 SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO	129
4.1.1 Planilla de Metrados	129
4.1.2 Presupuesto de Obra	130
4.2 SISTEMA AUTO PORTANTE.....	130
4.2.1 Planilla de Metrados.....	130
4.2.2 Presupuesto de Obra	130
CAPÍTULO V	131
5 ANÁLISIS y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	131
5.1 DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	131
5.2 DEL ANÁLISIS DE COSTOS Y TIEMPOS	134
CAPÍTULO VI	136
6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	136
6.1 CONCLUSIONES.....	136
6.2 RECOMENDACIONES:.....	137
CAPÍTULO VII	138
7. BIBLIOGRAFÍA	138
ANEXOS	140

RESUMEN

En el presente proyecto se ha realizado el estudio de dos tipos de coberturas de acero. Se ha estudiado el acero como una solución estructural, dicho estudio abarca tanto la parte conceptual como la aplicativa.

Se ha hecho la comparación de ambos sistemas tanto en su comportamiento estructural como en el costo que genera cada una, para esta comparación se ha utilizado las variables esfuerzos y deformaciones de cada sistema como respuestas estructurales, y el análisis de costos para la evaluación económica.

Se ha estudiado y optimizado el diseño de cada sistema en donde se ha proveído a cada sistema secciones suficientemente resistentes para soportar las solicitaciones a las que están expuestas.

Se ha estudiado el comportamiento de la estructura arco como sistema estructural, donde se ha logrado apreciar las ventajas que dicho sistema nos ofrece para edificaciones donde hay que cubrir grandes luces.

En la presente investigación también se ha estudiado los diferentes efectos que se generan en las secciones que componen cada sistema, efectos como el pandeo local, pandeo global, esbelteces de elementos, esfuerzos residuales entre otros.

Palabras Clave: Cobertura de Acero, Cobertura Auto Portante, Cobertura Reticulada, Comparativo, Análisis y Diseño, Presupuesto, Pernos de Anclaje, Tijeral, Armaduras, Arco, Luces grandes, Soldaduras, Costos Unitarios, Galvalum.

ABSTRACT

In the present project the study of two types of steel roofs has been carried out. Steel has been studied as a structural solution, this study covers both the conceptual and the application.

The comparison of both systems has been done both in their structural behavior and in the cost generated by each one. For this comparison the variable efforts and deformations of each system have been used as structural responses and the cost analysis for the economic evaluation.

The design of each system has been studied and optimized where a system of resistant sections has been demonstrated to support the applications to which they are exposed.

The behavior of the arch structure as a structural system has been studied, where it has been able to appreciate the advantages that this system offers for the buildings where there are covered lights.

In the present research the different effects that are generated in the sections that compose each system, effects such as local buckling, global buckling, slendings of elements, residual stresses among others, have also been studied.

Keywords: Steel roof structure, steel roof Self-Supported, Reticulated frames, Comparative, Analysis and Design, Budget, Anchor Bolts, Truss, Arc, Large spans, Welding, Unitary Costs.

CAPÍTULO I

1. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1 Selección del problema

En la ciudad de Puno existen edificaciones con estructuras que poseen coberturas, la mayoría de estas coberturas son soportadas o constituidas por armaduras que utilizan diferentes tipos de materiales Metálicos y de madera. Estas estructuras mayormente metálicas resultan pesadas y cubren espacios aprovechables arquitectónicamente, así como también tiene limitaciones en cuanto a cubrir grandes luces. El uso de estas estructuras se opta y marca una hegemonía por su uso frecuente y por el conocimiento y la disponibilidad del personal técnico para su elaboración.

El desconocimiento de otras soluciones estructurales para el caso de coberturas genera el desaprovechamiento de las mismas, lo que conlleva en ciertos casos a costos elevados y desaprovechamiento de espacios.

Una de las soluciones estructurales para el soporte de coberturas, son los sistemas auto portantes, cuya utilización es escasa en nuestra ciudad y cuyo comportamiento resulta en algunos casos mejor que los convencionales, proveyendo estructuras más livianas y con un mejor aprovechamiento de espacios, ya que no lleva armaduras en su parte interior.

1.1.2 Delimitación

Se tomará como objeto de investigación el proyecto: “Ampliación y mejoramiento de servicios para eventos de investigación científica y cultural en la Universidad Nacional del Altiplano- Puno” (“centro de Convenciones de la UNA”) ubicada en la ciudad universitaria, propiedad de la Universidad Nacional del Altiplano, la cual se ubica en el sector Noreste de la ciudad de Puno la que antiguamente se denominaba “Fundo Valderrama”.

El diseño arquitectónico propuesto para el presente proyecto, consta de un bloque central, siendo simétrico en planta y elevación, así mismo se presenta en elevación un arco circular de 26.95m de luz aproximadamente.

Se llevará a cabo el Análisis y Diseño Estructural de la cobertura del mencionado proyecto, considerando los dos sistemas estructurales de armadura y auto portante.

Para el Análisis Sísmico de las coberturas, se cumplirá con los requisitos establecidos en la Norma E.030 (Diseño Sismo resistente), para ambos sistemas; así como el Diseño Estructural se regirá por la Norma E090(Estructuras Metálicas). También se elaborarán los Presupuestos de Obra, para ello sólo se analizaran parte de las partidas de Estructuras Metálicas.

No se incluyen instalaciones sanitarias, eléctricas, escaleras, cisterna, tanque elevado, pintura, carpintería de madera, vidrios, cerrajería, etc., ya que representan costos fijos e igual proceso constructivo en ambos casos, por lo que su incidencia es mínima en los resultados finales de la investigación.

Finalmente se realizará una comparación del Análisis y Diseño obtenidos, a fin de mostrar la factibilidad de los dos sistemas estructurales estudiados.

1.1.3 Antecedentes

Existen varios trabajos de investigación acerca de los sistemas convencionales y auto portantes, sin embargo estos fueron hechos individualmente para cada sistema. En estas investigaciones se mencionan algunas características y distinciones entre ambos y entre estas podemos mencionar:

(La Puebla *et al*, 2009) Miembros del Departamento de Mecánica y Teoría de Estructuras Continuas de la Universidad Politécnica de Valencia, en su publicación: "One Code Formulation, testing and computer simulation of Cold-Formed thin-sheet steel arches" Refieren: Arcos de acero de lámina delgada conformado en frío se emplean generalmente como coberturas ligeras, sobre todo en los edificios industriales. Estos elementos deberán cumplir los requisitos de separación y la función de soporte de carga, soportando cargas exteriores, como el viento o la nieve.

El estudio del comportamiento mecánico de elementos curvos como arcos es complejo. Entre otras consideraciones, la geometría curva genera grandes reacciones horizontales, incluso cuando el arco está sometido a cargas verticales, por lo que los soportes deben ser capaces de resistir o transmitir correctamente a los elementos estructurales donde se apoya el arco. A pesar de esto, los arcos son capaces de proporcionar luces más grandes que otras soluciones estructurales "convencionales". Esto es debido a la intrínseca geometría, curva del arco, especialmente la relación clave longitud altura / longitud. Por otra parte, esta función se puede mejorar si se reduce el peso del arco. Esta es la razón por la cual se emplean arcos de acero de lámina delgada en frío.

(Xilianget *al*, 1999), miembros del Departamento de ingeniería Civil, Universidad de Tianjin, Tianjin,300072,China, en su publicación “Experimental Study on Full-sized Models of Arched Corrugated Metal Roof”, refieren: “Al igual que la placa de acero de calibre ligero en frío, el techo de metal corrugado arqueada (estructura auto portante) es de chapa de acero galvanizado con recubrimiento de color (por lo general 0,6 ~ 1,5 mm de espesor) y formado en frío por la máquina especial conformación. Pero a causa de la rigidez más grande de las secciones de sus miembros y un estilo de soporte de carga de la estructura de arco, puede ser utilizado en las estructuras de gran extensión (más de 30 m) no sólo como miembros de protección exteriores, sino también como esqueletos de soporte de carga. Con el estilo estructura de la placa-esqueleto-combinado y su forma altamente procesada de construcción mecanizada, este tipo de estructura posee tantas ventajas como alta capacidad de expansión, el peso muerto de luz, alta velocidad de la construcción y una buena configuración arquitectónica, y es muy adecuado para ser utilizado en edificios con grandes luces a cubrir, como talleres, almacenes, salones de actos, comedores, cuarteles, etc. Este tipo de estructura en primer lugar, apareció en Estados Unidos, y se introdujo en china en 1992.

Debido a sus buenas cualidades, que ha ocupado el mercado de la construcción y ha sido universalmente aceptado en China por ahora.”

(Xuewei, 2001), miembro de la Escuela de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad del Noreste de Jiaotong, Beijing China, refiere:

Coberturas onduladas en forma de arco curvo son nuevos tipos de estructuras ligeras de acero en China, que son ampliamente utilizados en China ahora por su corto período de construcción, el costo barato y así sucesivamente. El área

de construcción abarca más de 2'000,000m² por año en la actualidad. Muchos techos corrugados curvos en forma de arco se han desplomado en los últimos años casi todas las áreas en China por las fuertes nevadas o tifón. Xu estudia la estructura cuidadosamente y señaló que la ondulación en el techo son los factores clave para los accidentes y la ondulación disminuye la capacidad de soporte del techo. Basándose en este hecho, el autor presentó un tipo de modelo FEM para diseñar la estructura, cosa que está viga de pared delgada no lineal consiste en placas orto trópicas. El ejemplo de cálculo del artículo indica que este modelo tiene una buena precisión y es fácil de converger. El modelo es un componente para el diseño de la estructura.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

Evaluar y comparar el comportamiento estructural y los costos de los sistemas con cobertura convencional y auto portante del Centro de Convenciones de la Universidad Nacional del Altiplano Puno.

1.2.2 Objetivos Específicos

- ✓ Determinar las respuestas estructurales de los sistemas con coberturas convencionales y auto portantes.
- ✓ Comparar las respuestas estructurales de los sistemas con coberturas convencionales y auto portantes.
- ✓ Realizar el análisis de costos y tiempos de ejecución de los sistemas con coberturas convencionales y auto portantes.

1.3 METODOLOGÍA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN

1.3.1 Metodología

De acuerdo a la Metodología para demostrar la hipótesis, la presente investigación es de tipo descriptiva, pues buscamos estudiar las características, propiedades y comportamiento de las estructuras auto portantes.

1.3.2 Tipo y nivel

La presente investigación será de tipo tecnológica explicativa, pues buscamos conocer y estudiar un nuevo tipo de Cobertura estructural como nueva alternativa aplicativa en nuestra región.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL EN ACERO

2.1.1 Esquemas Estructurales

Según Urbán, 2009 Las estructuras metálicas están formadas fundamentalmente por:

- Pilares o soportes, que se apoyan sobre la cimentación.
- Vigas, que cargan sobre los soportes.
- Forjados, que transmiten sus cargas a las Vigas.
- Arriostramiento y correas de atado, para evitar deformaciones y desplazamientos.

Algunas vigas pueden transmitir su reacción por uno o por dos de sus extremos, no a una columna, sino a otra viga. Esta unión se denomina brochal. También puede ocurrir que algún soporte no llegue a la cimentación, bien porque este colgado, bien porque descansa en un elemento en flexión (viga), denominándose “columna apoyada sobre viga”.

Las diversas formas en que pueden quedar enlazados las vigas y los soportes dan lugar a diferentes tipos de estructuras.

- Estructuras totalmente isostáticas
- Estructuras con Vigas continuas

- Estructuras de pórticos con nudos rígidos
- Estructuras especiales.

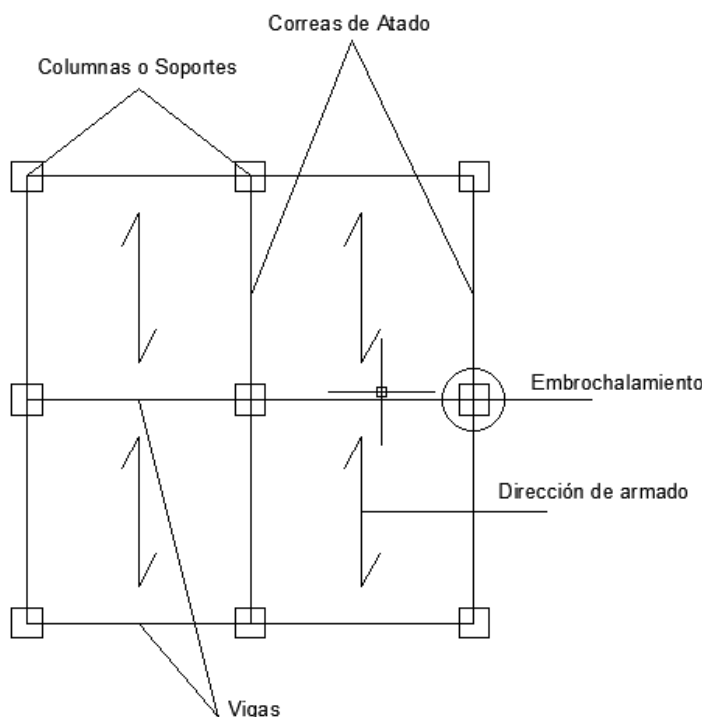


Fig. 2.1 Disposición de componentes en cubiertas (Correa, 2003)

Enlace viga-columna como forma de trabajo:

Se pueden clasificar en dos grandes grupos: apoyos rígidos y apoyos articulados o flexibles, cuyo comportamiento vamos a estudiar a continuación de manera superficial.

La forma de trabajo de la unión de la viga a la columna depende del tipo de conexión.

El apoyo rígido impide el giro del extremo de la viga, por lo tanto trabaja a tracción la parte superior de la viga y a compresión su parte inferior.

El apoyo articulado permite el giro del extremo de la viga, por lo tanto trabaja a tracción la parte inferior de la viga y a tracción su parte inferior.

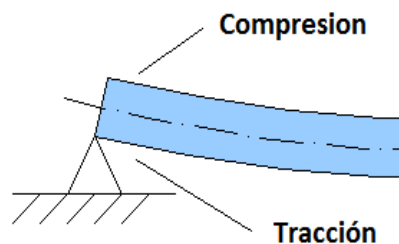


Fig.2.2 Comportamiento de Conexión Articulada (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012)

En el nudo rígido, se suelda todo el perímetro de la viga con la cara de la columna y se consigue restringir todos los grados de libertad de la viga.

En las uniones rígidas, la transmisión de esfuerzos a la columna es muy importante y pueden ocasionar deformaciones en el alma, ala, etc.

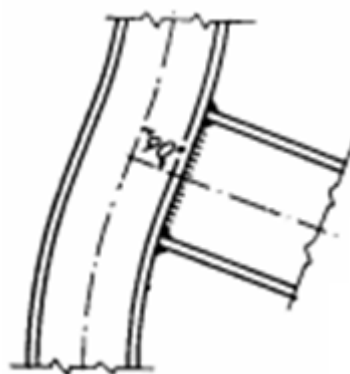


Fig.2.3 Comportamiento de Conexión Rígida (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

Estructuras totalmente isostáticas:

Es el tipo de construcción más utilizado, puesto que tiene mayor rendimiento tanto en el taller como en el montaje en obra, por consiguiente resulta el de menor costo por Kg. De acero en estructura terminada.

En este tipo de estructuras, los soportes están sometidos fundamentalmente a compresión y las vigas se articulan sobre ellos, no importando cual sea su

dirección en el plano horizontal, por lo que este tipo es de la mayor flexibilidad en lo que se refiere a necesidades arquitectónicas.

Los soportes de la diversas plantas, por su forma de enlace, pueden considerarse como articulados unos con otros en la base.

La estructura así concebida es un mecanismo, por lo que para oponerse a los esfuerzos horizontales producidos por sismos, vientos u otras causas, han de disponerse unos elementos estructurales capaces de resistir estas solicitaciones. Para ello se utilizan arriostres.

El cálculo de las vigas se realiza con la hipótesis de que la viga está articulada en sus dos extremos aunque, los estos elementos puedan transmitir un cierto momento flector al soporte, debido a que no se consigue una perfecta unión isostática.

Los soportes o columnas se pueden calcular como articulados en sus dos extremos, con carga axial la mayor parte de veces, y con carga excéntrica en algunos casos.

Estructuras Hiper estáticas

Este tipo de estructura está conformado por marcos de diferentes luces, con reacciones en ambos lados de los apoyos, en las cuales para resolverlas hay que considerar la compatibilidad de las deformaciones en los puntos de apoyo.

Estructuras de Viga Continua

Consiste en el tipo de viga que pasa por varias columnas presentándose el encuentro de una columna con una viga continua, aspecto que condiciona todo

el mecanismo de unión é incluso la columna, pues ésta debe permitir el paso de la viga y además continuar verticalmente. Para resolverla, la suma de todos los momentos en los nudos debe ser igual a 0.

Estructuras Aporticadas

Este tipo de estructura tiene un comportamiento mecánico similar al de las estructuras de hormigón, resolviendo satisfactoriamente las acciones horizontales. El nudo rígido permite el giro, es decir, las columnas y las vigas mantienen ángulos invariables después de la deformación.

2.1.2 Sistemas de Coberturas

2.1.2.1 Cubiertas Rígidas y Flexibles

Los techos pueden ser clasificados en función de la capacidad que tienen de funcionar como diafragmas rígidos en la estructura de la edificación, es decir, la capacidad de transmitir las fuerzas laterales hacia los elementos verticales de la edificación, esto dependerá de la rigidez o flexibilidad del diafragma.

Los diafragmas rígidos, como su nombre indica, se asumen como rígidos por lo que no se deforma axialmente ni se flexiona bajo la acción de fuerzas en su propio plano. Un diafragma rígido es básicamente una placa que transmite las cargas laterales a los elementos verticales en proporción a las rigideces relativas de estos mismos (Ver figura 2.4). En este caso el diafragma es considerado como rígido, y los elementos verticales como flexibles. En presencia de un diafragma de este tipo da origen a efectos de torsión en planta.

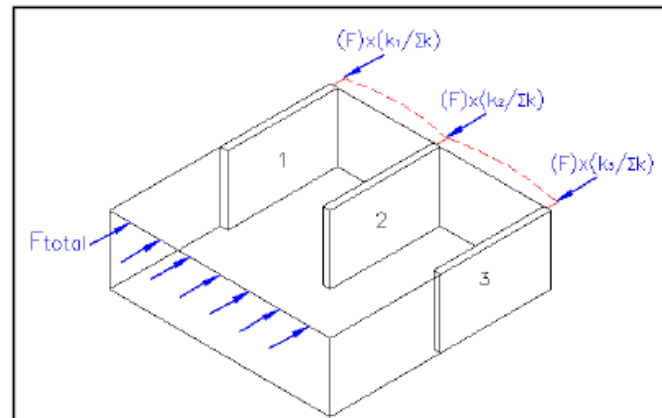


Fig.2.4 Comportamiento de un diafragma rígido (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

Se consideran techos rígidos las losas sólidas o nervadas de concreto reforzado (ver figura 2.5), que dependiendo de las necesidades de la construcción pueden colocarse y ser parte de la azotea lo cual genera más espacio que se puede utilizar para fines recreativos, colocación de sistemas mecánicos como aire acondicionado, almacenamiento de materiales, torres de agua, estacionamientos u otros similares.

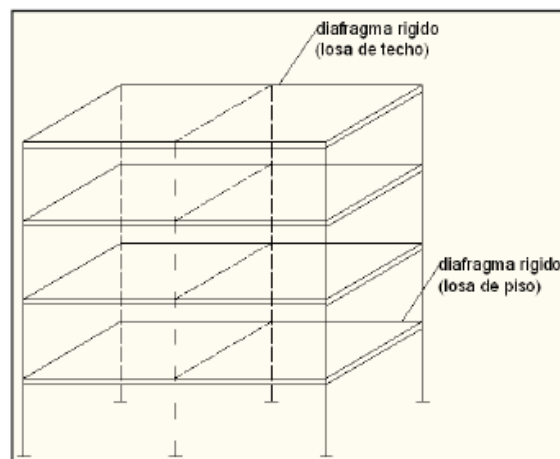


Fig.2.5 Losa de techo (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

Los diafragmas flexibles distribuyen las fuerzas horizontales actuando como una viga simplemente apoyada o continua y que se apoya en los elementos verticales. En este caso, dichos elementos son considerados como rígidos,

comparados con el diafragma más flexible. La torsión en planta no se considera en este caso ya que se supone que los elementos verticales no ceden y por lo tanto no existe desplazamiento del diafragma. La figura 2.6 muestra cómo se comporta un diafragma flexible bajo cargas en su plano y como las transmite a los elementos verticales.

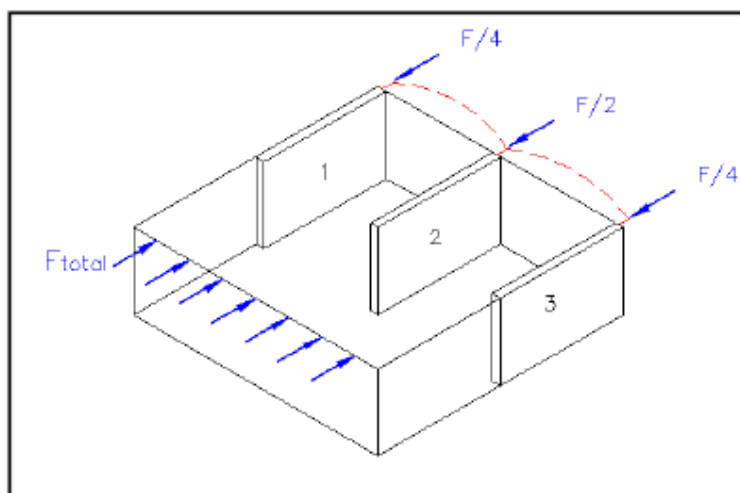


Fig.2.6 Comportamiento de diafragma flexible (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

Las reacciones resultantes pueden ser determinadas con el análisis de una viga continua o asignando a cada eje la carga mediante áreas tributarias o áreas de influencia; esta práctica es aconsejable ya que en una viga peraltada con claro corto las deflexiones se deben principalmente a cortante y no a flexión.

2.1.2.2 Cubiertas Auto Portantes y Portantes

En general las coberturas pueden dividirse en dos grupos en función de la condición de apoyo con la edificación en conjunto, sean paredes o columnas, en: cubiertas auto portantes y cubiertas con estructura de soporte. La diferencia, como sus nombres lo indican, es que en el primer grupo el mismo elemento de cubierta puede soportar su peso propio y las cargas y transmitir las

directamente a la estructura principal, mientras que en el segundo grupo el elemento de cubierta requiere de una estructura de apoyo la cual transmite las cargas a la estructura principal.

Ambos grupos de techos se clasifican como diafragmas flexibles, aunque las losas de azotea de concreto reforzado están en el grupo de techos auto portantes. El siguiente diagrama muestra la clasificación de los techos según su rigidez con algunos ejemplos indicando si son auto portantes o no.

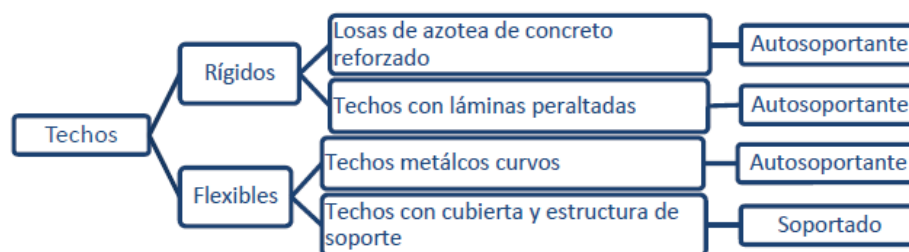


Diagrama 2.1 Clasificación de Techos según su rigidez (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

2.2.1 Vigas de Techo

2.2.1.1 Armaduras

Existen varios tipos de armaduras, específicamente para techos algunas son más satisfactorias que otras dependiendo de la forma del techo. Generalmente el tipo de armadura que se elige es la Warren, Pratt, o Howe (ver figura 2.7) para techos con pequeña inclinación, aunque son aplicables también para techos con pendientes considerables.

Estos tipos de armaduras difieren en la dirección de sus diagonales, es ahí donde se evidencia la efectividad de cada tipo bajo cargas, como por ejemplo, bajo cargas verticales los miembros diagonales de la armadura tipo Howe

trabajan a compresión y los verticales a tensión, es por esto que comúnmente se adapta mejor en construcción con madera que en acero. Los tipos de armadura Pratt y Warren son más utilizados en armaduras de cubiertas a base de acero, aunque el último con más frecuencia, hasta en claros de 125 pies (40m). Preferiblemente en estas armaduras la relación peralte a claro (h/L) debe ser entre $1/5$ a $1/10$, las pendientes en sus diagonales entre 30° y 45° con la horizontal y en techos ligeros espaciadas de 20 a 40 pies (6.1 a 12.2m). Para techos con pendientes pronunciadas (1 a 2) es satisfactoria la armadura tipo Fink (figura 2.7) hasta en claros de 120 pies (36.6m), en la cual se tiene la ventaja que casi todos sus miembros están en tensión y los que están en compresión son cortos.

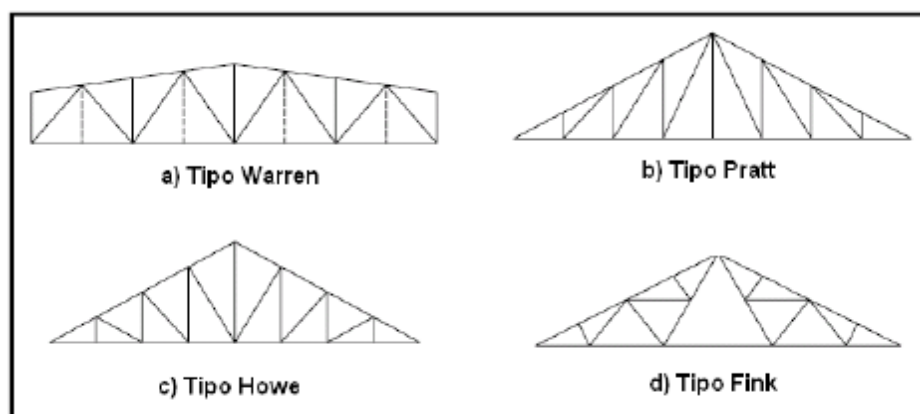


Fig.2.7 Armaduras comunes en cubiertas (Ramirez, 2013)

2.2.1.2 Vigas y Arcos

Según Cruz, Figueroa y Hernández, Las vigas se dimensionan generalmente con un peralte del orden de $1/20$ a $1/23$ de la luz libre. El ancho es menos importante que el peralte pudiendo ser hasta despreciable como es el caso de las vigas planas. En la tabla 2.1, se muestran los valores de dimensionamiento de vigas, según sus luces y ubicación.

En cuanto a los arcos, éstos son elementos que debido a la relación flecha/luz arco, estos trabajan a flexión, aunque en algunos casos la flexo compresión cobra importancia. Para su pre dimensionamiento se utiliza una relación del orden de 1/25 de la luz libre para calcular el peralte. Con respecto al ancho se da el mismo caso que con las vigas.

De acuerdo a la configuración arquitectónica de la edificación, todos los arcos son de sección variable; teniendo el peralte requerido en cada zona para satisfacer ya sea requerimientos estructurales (esfuerzos y deformaciones) o arquitectónicos.

Ejes de vigas	Espacio que cubren	LUZ (mts)	F	Peralte calculado luz*F (mts)	Peralte Proyectoado (mts)
Vigas longitudinales	pasadizos (viguetas)	5.00	1/22	0.22	0.5 y 0.38
Vigas transversales	zona de butacas y escenario (viguetas)	4.6	1/22	0.20	0.7
	Limite entre butacas y escenario (viga cuadrada principal)	4.6	1/22	0.25	2.00
		20.00	1/22	0.90	2.00

Ejes de arcos	Espacio que cubren	Luz (mts)	F	Peralte sugerido = Luz*F	Peralte Proyectoado (mts)
Arcos longitudinales	Butacas	25.00	1/25	1.00	1,00-1,20
	Escenario	8.00	1/25	0.32	0.50-1.00
	pasadizos	3.50	1/25	0.14	0.30-0.50
Arcos transversales	pasadizos	3.50	1/25	0.14	0.30-0.50

Tabla 2.1 Pre dimensionamiento de Vigas y Arcos (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012)

2.2.2 Columnas

Estos son elementos sometidos a carga axial y momento flector en forma simultánea.

Los factores que deberían controlar su dimensionamiento son la esbeltez (kl/r) y el módulo de la sección (Z). En la práctica se acostumbra utilizar como parámetro de pre dimensionamiento solamente lo primero (kl/r).

ASI-LRFD establece al particular que para miembros cuyo diseño se basa en esfuerzos de compresión, es preferible que la relación de esbeltez no sobrepase 200. La palabra preferible significa una liberación de lo que se establecía anteriormente ya que no hay razón matemática para limitar la aplicabilidad de la ecuación de Euler a relaciones mayores de 200. Sin embargo los diseñadores recomiendan no exceder este límite porque sino se tendrán deformaciones que aumenten la inestabilidad del elemento en compresión.

En lo que respecta a columnas se acostumbra no utilizar relaciones de esbeltez mayores a 120 porque la columna también debe cumplir la función de aportar rigidez a todo el conjunto.

Ejes de columnas	Altura (mts)	Esbeltez límite (kl/r)	K	$r=kl/120$	$\square=r/0.35$ (metros)
B	6.50-9.50	120	1	0.0791	0.226
C	9.8	120	1	0.081	0.23
D	9.5	120	1	0.0791	0.226
E	7.4	120	1	0.061	0.174
F	6.20	120	1	0.051	0.145
G	6.00	120	1	0.05	0.1428

Tabla 2.2 Pre dimensionamiento de Columnas (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012)

2.2.3 Correos de Techo

2.2.3.1 Perfiles laminados

Son elementos que sometidos a flexión y su principal función es la de brindar apoyo y fijación a la cubierta de techo. Se considera la condición

simplemente apoyada sobre los elementos primarios de la estructura de techo, como armaduras, vigas de alma abierta o alma llena. Las secciones de acero pueden ser laminadas en caliente o formadas en frío, las más usuales son las C, I o Z, siendo el primero el más utilizado (ver figura 2.8). El espaciamiento depende de las condiciones de carga, por lo general es de 2 a 6 pies (60 a 180 cm) y la relación peralte/claro mínima recomendable debe ser entre 1/30 a 1/24. Cuando se apoyan sobre armaduras se debe tener en cuenta el efecto que causa sobre esta al disponer de largueros intermedios entre nudos de la cuerda superior, ya que el diseño de ésta debe ser por flexión y carga axial.

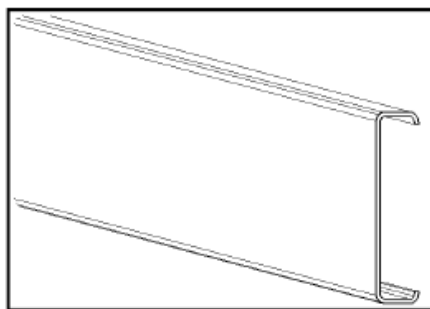


Fig.2.8 Larguero Laminado tipo "C" (Mallo, 2011)

2.2.3.2 Correos espaciales

Son elementos sometidos a flexión formados por dos cuerdas paralelas superiores y un inferior unidas entre sí por una celosía (figura 9.10). El comportamiento de este tipo de elemento es similar al de una viga de alma abierta: las cuerdas superiores absorben los efectos de compresión inducidos por el momento flector y la cuerda inferior los de tensión; la celosía absorbe y transmite el cortante a los apoyos; la celosía superior tiene nada más la función de mantener la forma geométrica del elemento. Tanto las cuerdas como la celosía pueden ser de varillas. Estos elementos pueden ser armados con la ventaja de proporcionar la capacidad requerida para estructuras en específico comparadas con los elementos laminados.

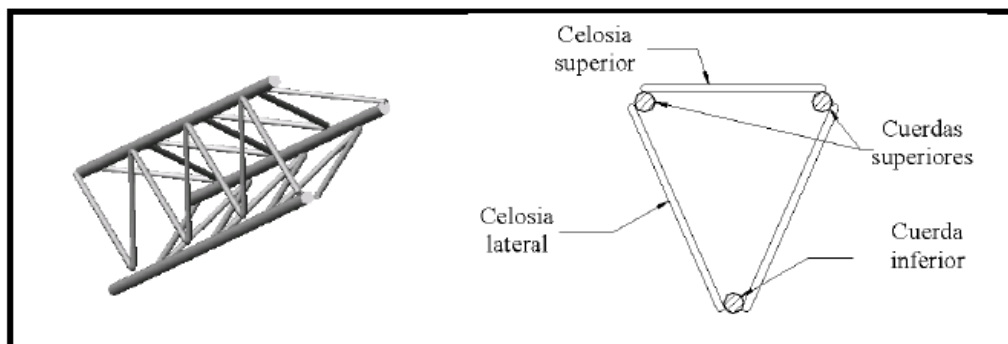


Fig.2.9 Detalle de Polín espacial. (Mallo, 2011)

2.2.4 Tensores

Los tensores son miembros en tensión usados para proporcionar soporte lateral a los largueros.

La mayor parte de las cargas aplicadas a los largueros son verticales, por lo que habrá una componente paralela a un techo inclinado (W_x), que ocasiona que los polines se flexionen en esa dirección (ver figura 2.10).

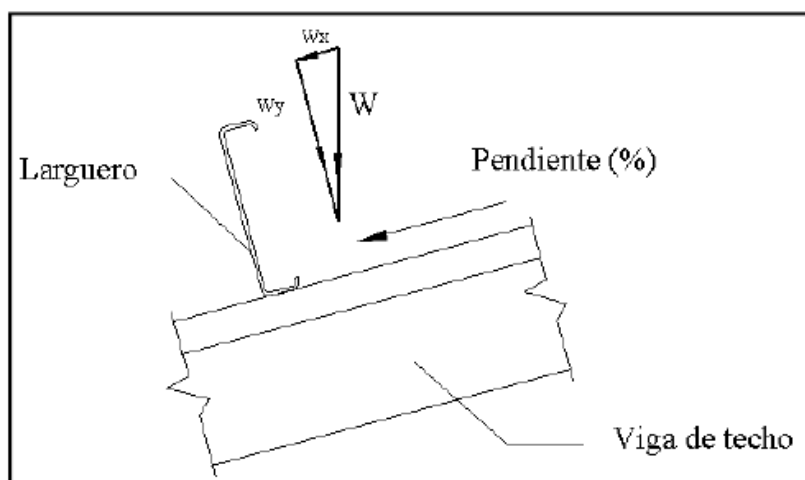


Fig.2.10 Cargas sobre Correas (Mallo, 2011)

Los tensores pueden situarse en el punto medio, en los puntos tercios o a intervalos más frecuentes, dependiendo de la cantidad de soporte necesario, el intervalo es una función de la separación entre armaduras, de la cuerda superior, de la resistencia del larguero y a la cantidad de soporte proporcionada por el techado.

Las secciones tipo canal y tipo “Z” son muy débiles en el eje perpendicular al plano de carga, y para techos con pendientes fuertes (por lo general mayores a $\frac{1}{4}$) presentan inestabilidad, para lo cual se debe colocar tensores para reducir el efecto de la flexión en la dirección paralela a la superficie del techo.

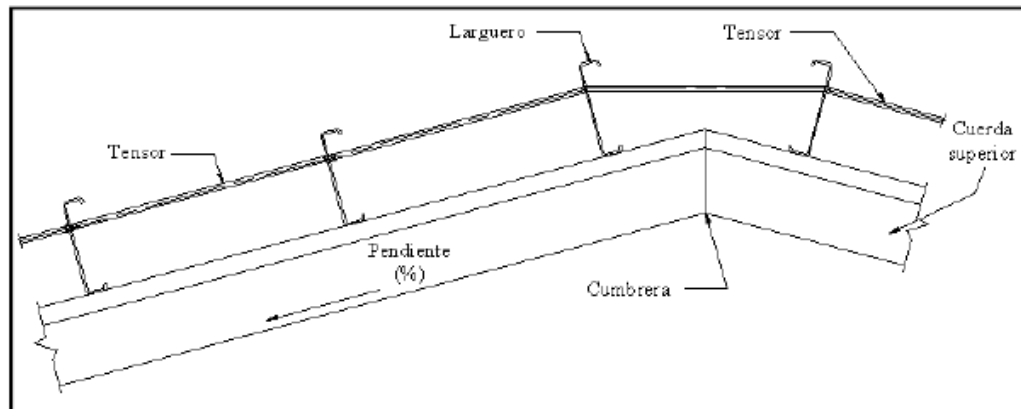


Fig.2.11 Larguero de techo tipo “C” (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012)

2.2.5 Arriostramientos

Son elementos de acero especialmente susceptibles al pandeo, razón por la cual mediante un diseño adecuado debe garantizarse para cualquier estructura la estabilidad de sus elementos. Las vigas de techo son elementos sometidos principalmente a flexión y en algunos casos a flexo compresión, por lo tanto son elementos susceptibles al pandeo en la zona a compresión; para el caso de armaduras y vigas de alma abierta la cuerda superior y para las vigas de alma llena el patín superior (ver figura 2.12)

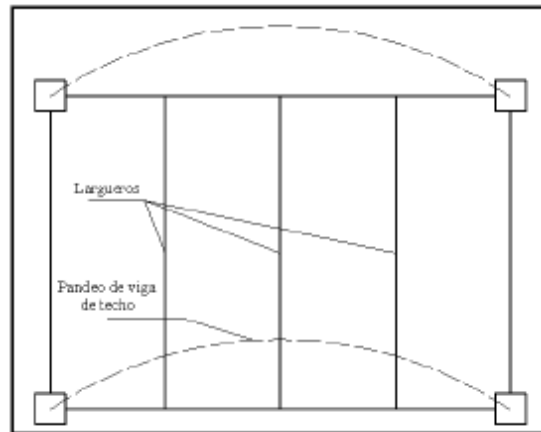


Fig.2.12 Pandeo de Vigas de cubierta sin soporte lateral (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012)

Usualmente se considera a las correas o largueros de techo efectivos como soportes laterales si están adecuadamente conectados a los miembros en compresión, ya sea al patín superior de una viga de alma llena o la cuerda superior de una armadura. Para lograr esta efectividad en los puntos de conexión entre viga de techo y larguero se debe provocar un punto de inflexión, es decir, evitar que los largueros presenten desplazamientos en su dirección axial. Esto se puede lograr vinculando un extremo de los largueros a un muro (figura 2.13a), o alternativamente arriostrando diagonal entre éstos (figura 2.13b).

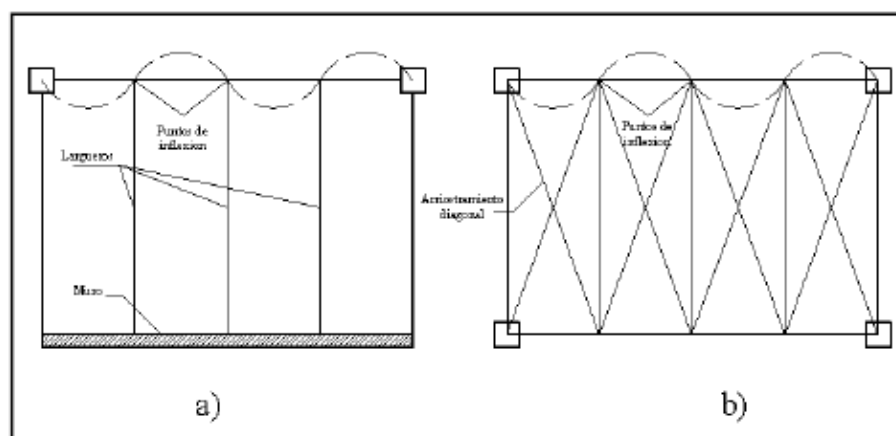


Fig.2.13 Comportamiento de Conexión Rígida (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

Se nota que no es necesario colocar el arriostramiento en todas las conexiones de larguero y viga, ya que el desplazamiento axial de un larguero depende de los largueros adyacentes y por lo tanto se induce una reducción del desplazamiento (ver figura 2.14).

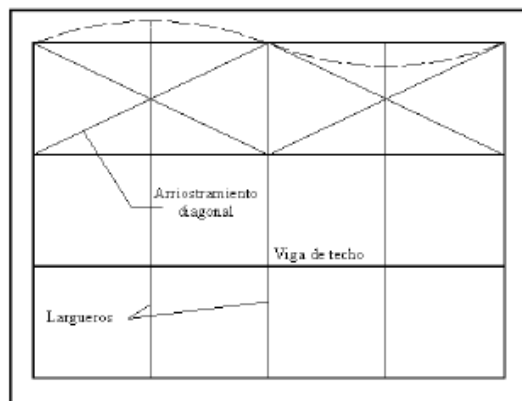


Fig.2.14 Comportamiento de Conexión Rígida (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

2.3 CARGAS ACTUANTES SOBRE LAS ESTRUCTURAS

El diseño de una estructura, comienza con aquellos elementos que están sometidos a las cargas principales que debe tomar la estructura, y procede en secuencia con varios elementos de soporte hasta llegar a la cimentación.

Una vez concebida una estructura, el paso previo a su resolución es el establecer bajo que cargas se supone que se va a encontrar sometida a lo largo de su vida.

Por lo general el establecimiento de las cargas a considerar viene regulado por Normas, Instrucciones o Reglamentos Oficiales, quedando tan solo en contadas ocasiones la fijación del valor de dichas acciones en manos del proyectista. Sin embargo, debe tenerse siempre presente que estas normas

son tan sólo una guía, por lo que la responsabilidad final del diseño reside en el ingeniero Civil.

Por lo tanto, para diseñar una estructura, es necesario especificar primero las cargas que actúan sobre ella. Generalmente una estructura está sometida a varios tipos de carga, que por su naturaleza, variación en el espacio o permanencia en el tiempo pueden ser clasificadas en distintos grupos.

2.3.1 Clasificación de las acciones por su naturaleza:

Las acciones se pueden clasificar según su naturaleza en los siguientes grupos:

- **Acciones directas.** Son aquellas que se aplican directamente sobre la estructura. En este grupo se incluyen el peso propio de la estructura, las restantes cargas permanentes, las sobrecargas de uso, etc.
- **Acciones indirectas.** Son aquellas deformaciones o aceleraciones impuestas capaces de dar lugar, de un modo indirecto, a fuerzas. En este grupo se incluyen los efectos debidos a la temperatura, asentos de la cimentación, acciones reológicas, acciones sísmicas, etc.

2.3.2 Clasificación de las acciones por su variación en el espacio:

Las acciones se pueden clasificar según su variación en el espacio en los siguientes grupos:

- **Acciones fijas.** Son aquellas que se aplican siempre en la misma posición. Dentro de este grupo se incluyen básicamente las acciones debidas al peso propio de los elementos estructurales y funcionales.

- **Acciones libres.** Son aquellas cuya posición puede ser variable en la estructura. Dentro de este grupo se incluyen fundamentalmente las sobrecargas de uso.

2.3.3 Clasificación de las acciones por su variación en el tiempo:

Las acciones se pueden clasificar según su variación en el tiempo en los siguientes grupos:

- **Acciones permanentes.** Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición. Dentro de este grupo se engloban el peso propio de la estructura, de los elementos embebidos, accesorios y del equipamiento fijo.
- **Acciones permanentes de valor no constante.** Son aquellas que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante. Dentro de este grupo se incluyen aquellas acciones cuya variación es función del tiempo transcurrido y se producen en un único sentido tendiendo a un valor límite, tales como las acciones reológicas, etc. El pretensado (P) puede considerarse de este tipo.
- **Acciones variables.** Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura.
Dentro de este grupo se incluyen sobrecargas de uso, acciones climáticas, acciones debidas al proceso constructivo, etc.
- **Acciones accidentales.** Son aquellas cuya posibilidad de actuación es pequeña pero de gran importancia. En este grupo se incluyen las acciones debidas a impactos, explosiones, etc. Los efectos sísmicos pueden considerarse de este tipo.

Seguidamente se detallan con mayor detenimiento aquellos tipos de carga que pueden considerarse como principales desde el punto de vista del diseño estructural.

2.3.3.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes están constituidas por el peso de los diversos elementos estructurales y por los pesos de los cuerpos que están permanentemente unidos a la estructura. Para un edificio cualquiera las cargas permanentes estarán formadas por los pesos de las columnas, vigas, losas, techo, muros fijos, ventanas, plomería, instalación eléctrica y otros dispositivos diversos.

Para hallar el peso de los elementos de la estructura se puede recurrir a catálogos de fabricantes o prontuarios.

2.3.3.2 Sobrecargas de uso

Estas cargas pueden variar en magnitud y localización, y son debidas al peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre la estructura debido al uso de la misma, o incluso durante su ejecución (sobrecargas de ejecución). Por tanto, estas cargas pueden ser causadas por el peso de los objetos colocados temporalmente sobre una estructura, por vehículos en movimiento, personas, maquinaria, instalaciones, mobiliario, tabiquería.

Para calcular el valor de estas acciones se deben calcular las cargas debidas de cada una de ellas, si bien, en cualquier caso, nunca podrán ser inferiores a las indicadas por las normas de edificación.

En ocasiones, puede resultar complicado predecir con exactitud el valor de todas y cada una de estas acciones, por lo que suele recurrirse al estudio de la historia de estructuras existentes de similares características y funcionalidad, con el fin de obtener una estimación lo más aproximada posible de la realidad.

2.3.3.3 Sobrecargas de nieve

Estas cargas son debidas al peso de la nieve que puede acumularse sobre la estructura como consecuencia de nevadas en la zona. La acción de la nieve depende fundamentalmente de que una nevada no se deshiele antes de la siguiente.

Su determinación vendrá ligada a la zona geográfica en que se proyecta la ejecución de la estructura, principalmente la altura topográfica, así como al tipo de cubierta que se pretende utilizar, la pendiente de la cubierta y su rugosidad o existencia de petos que favorezcan la acumulación de nieve.

En resumen, para la determinación de la sobrecarga de nieve, deberán ser considerados: forma general de la estructura y particularmente la geometría de la cubierta, exposición al viento, pues este puede provocar o impedir el desprendimiento de la capa de nieve, y su localización, en este caso se suele recurrir a mapas de zona.

2.3.3.4 Sobrecarga de viento

Las acciones que provoca el viento vienen determinadas como fuerzas por unidad de superficie, que dependen de la zona eólica, de la altura sobre el terreno, de la situación topográfica (normal o expuesta), de la construcción (abierta o cerrada) y de la forma, posición y orientación de los elementos con respecto al viento.

Cuando las estructuras impiden el flujo de viento, la energía cinética de éste se convierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento.

Una masa de aire m con movimiento uniforme unidireccional de velocidad V , tiene una energía cinética:

$$E_c = \frac{1}{2} m V^2 \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Si ρ es la densidad del aire de la corriente uniforme, la energía por unidad de volumen de esta masa es:

$$E = \frac{1}{2} \rho V^2 \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Se considera que el sentido del viento es horizontal en cualquier dirección. Se estudiará en cada caso la dirección más desfavorable. La norma establece la acción del viento como presión dinámica, que depende de la velocidad de éste, así como de su densidad.

La fuerza que actúa sobre los elementos será dicha presión dinámica, afectada por un coeficiente eólico, el cual depende de la forma y superficie del elemento, y posición con respecto al viento. Dicha fuerza se considerará perpendicular a las superficies de los elementos que componen la estructura.

Dichos coeficientes se obtendrán a partir de tablas y expresiones dadas por la normativa referente a acciones sobre las estructuras.

2.3.3.5 Cargas de sismo

Un sismo es una sacudida o movimiento brusco de la corteza terrestre. La tierra puede temblar por distintas causas, como impacto de meteoritos, colapso de cavernas, actividad volcánica. Con todo, el origen principal de los movimientos sísmicos más importantes está en la liberación súbita de energía

acumulada por movimientos relativos entre fallas, produciéndose el sismo cuando la fuerza de rozamiento es superada por la tensión acumulada.

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Estas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la cantidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.

La carga sísmica a considerar dependerá de factores tales como la importancia de la construcción (moderada, normal o especial, según el daño a personas o a servicios imprescindibles), peligrosidad sísmica del territorio en que se ubicará la construcción (esto se obtiene a partir de unos mapas de peligrosidad sísmica que nos darán el valor de las aceleraciones sísmicas básicas), periodo de vida para el que se proyecta la construcción, características del suelo en que se asentará la misma, etc. Todo ello se encuentra recogido en la Norma de Construcción Sismo resistente.

2.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para obtener los esfuerzos a los que están sometidos los elementos constituyentes de estructuras de techos, es necesario tener el conocimiento de las acciones internas producidas por la aplicación de las cargas externas (descritas en el apartado anterior). Tales acciones internas están relacionadas con la disposición de los miembros y su magnitud depende la sollicitación sobre estos.

Las fuerzas internas en todos los miembros deben de ser capaces de mantener en equilibrio las fuerzas externas, por lo tanto, la manera de determinarlas (y el tipo de esfuerzos asociado con ellas) es a través de un análisis de equilibrio de las estructuras de techo bajo cargas externas.

En este apartado se realiza un análisis del comportamiento de los diferentes elementos que conforman la estructura de techo para establecer las fuerzas internas producidas y con ello el tipo de esfuerzo y deformación asociado.

ELEMENTOS PRIMARIOS.

- Vigas de Alma Llena.

Las vigas de alma llena utilizadas en coberturas son por lo general perfiles laminados en caliente tipo, esto es debido a que se prefiere que la viga de techo posea por lo menos un eje de simetría en su sección transversal, aunque se observan secciones tipo C en donde las cargas son menores y la pendiente del techo no es grande. El tipo de sección influye en el comportamiento de la viga en fenómeno del pandeo lateral torsional.

El análisis de las vigas descrito se aplica a cualquier viga independientemente de su sección transversal, ya que se basa en procedimientos de la mecánica. Las vigas de alma llena usadas como vigas de techo son usadas frecuentemente en edificios industriales de baja altura, los cuales están formados por columnas conectadas rígidamente con las vigas de techo (ver figura 2.15).

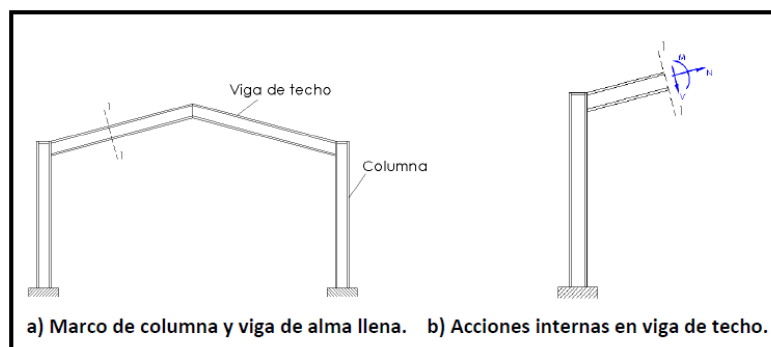


Figura 2.15. Viga de alma llena en un marco (Crissafulli, 2013)

Bajo estas condiciones la viga de techo debe analizarse con todo el marco formado con las columnas; se requiere entonces de un análisis que tome en cuenta las condiciones de indeterminación del marco para el cálculo de las fuerzas internas en los miembros.

Independientemente del procedimiento llevado, las acciones internas en las vigas de techo son carga axial, fuerza cortante y momento flector.

- Vigas de alma abierta.

Las vigas de alma abierta se analizan como elementos simplemente apoyados bajo flexión y solo en casos en que la pendiente sea pronunciada se pueden considerar los efectos de las fuerzas axiales. En las vigas de alma abierta las cuerdas absorben el par de flexión y la celosía absorbe y transmite el cortante a los apoyos. Bajo cargas de gravedad la cuerda superior se somete a compresión y la inferior a tensión, esta situación se puede invertir en el caso de carga de viento, la cual genera fuerzas normales a la pendiente del techo. Debido a que las cuerdas no presentan una componente significativa en la dirección del cortante, este es tomado por la celosía en compresión o tensión.

Considérese la viga de alma abierta simplemente apoyada de la figura 2.16 a sometida a cargas gravitacionales, en la cual se traza un corte 1-1 que coincide

con un nudo. Las cuerdas absorben los esfuerzos axiales inducidos por el par interno M , entonces el valor de las fuerzas son:

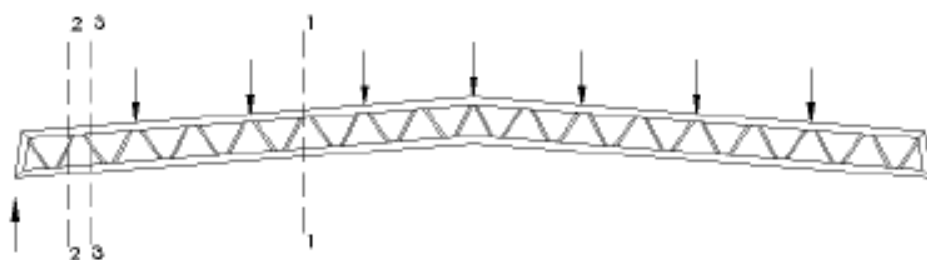
$$T=C=M/d \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

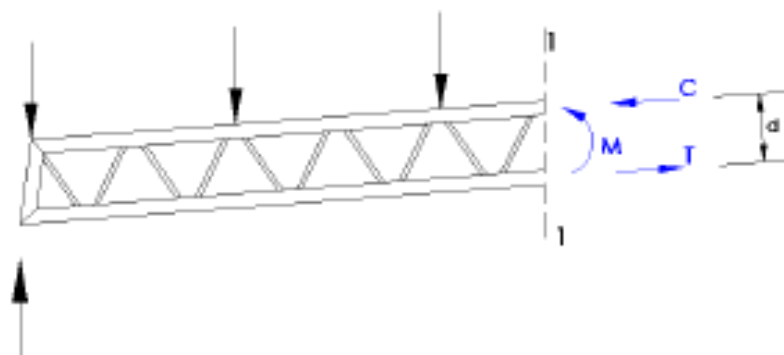
T = Fuerza interna de tensión

C = Fuerza interna de compresión

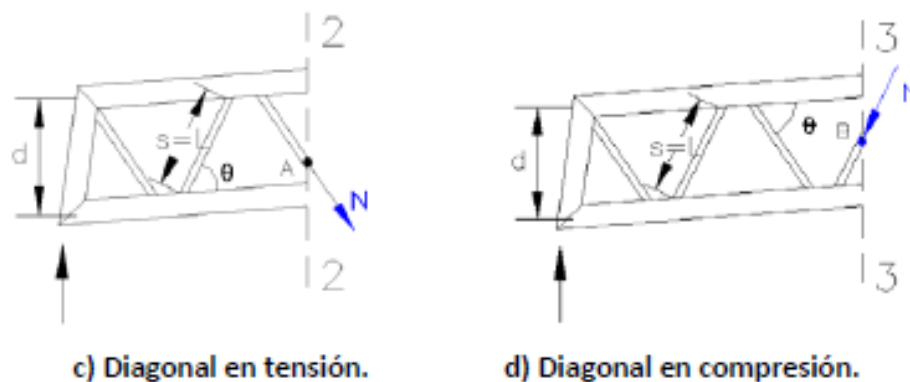
d = peralte efectivo de la viga (ver figura 9.17b)



a) Viga de alma abierta bajo cargas de gravedad.



b) Acciones en las cuerdas de la viga.



.Figura 2.16 Acciones sobre viga de alma abierta bajo cargas de gravedad
(Mallo 2011)

El corte 2/2 de la figura 2.16 a pasa a través de una barra de celosía. Despreciando la contribución de las cuerdas para soportar el cortante y considerando que el cortante máximo (V) se localiza en los extremos de la viga, se observa entonces que la barra de celosía absorbe una fuerza axial (N) (ver figura 2.16 c), a partir del equilibrio del punto A se determina que:

$$N = V / \text{sen} \theta = (V \times s) / d \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

s = longitud de la celosía

d = separación entre cuerdas

En el caso se muestra una fuerza a tensión sobre la barra. En el corte 3-3 se observa que la diagonal de la celosía se encuentra sometida a compresión; esta es la condición de diseño ya que es más crítica la compresión en miembros de acero.

- Armaduras

Este tipo de estructura se analiza como simplemente apoyada en sus extremos, se comporta en su totalidad como una viga de alma llena: las cuerdas funcionan como los patines y absorben los efectos inducidos del par

interno y los miembros del alma (diagonales, montantes y tirantes) toman el papel del alma solida de la viga que absorbe el cortante y lo transmite a los apoyos. Los miembros de las armaduras son rectos y relativamente cortos, están conectados por pasadores sin fricción y su peso es irrelevante, por esto son considerados miembros bajo esfuerzo directo o carga axial, es decir, bajo cargas externas los miembros de la armadura únicamente se alargan ó acortan debido al efecto combinado de los apoyos y las cargas. Es importante que las cargas provenientes de los largueros se apliquen a la armadura en sus nudos, caso contrario se deberá considerar la flexión de la cuerda superior de la armadura.

Bajo estas consideraciones se puede analizar una armadura en los puntos de unión de sus miembros como una partícula en equilibrio (método de los nudos), o equilibrando las fuerzas internas de una sección de la armadura con las externas (método de las secciones).

Considérese la armadura mostrada en la figura 2.17 a, se traza un corte a través las barras BD, BE y CE. Las fuerzas externas en la porción izquierda del corte (R_1 y Q_1) deben estar en equilibrio con fuerzas internas (N_1 , N_2 y N_3) según la figura 2.17b. De la misma manera, si se considera la articulación en el punto B se debe equilibrar todas las fuerzas internas que llegan a ese punto con las externas si las hay (figura 2.17c).

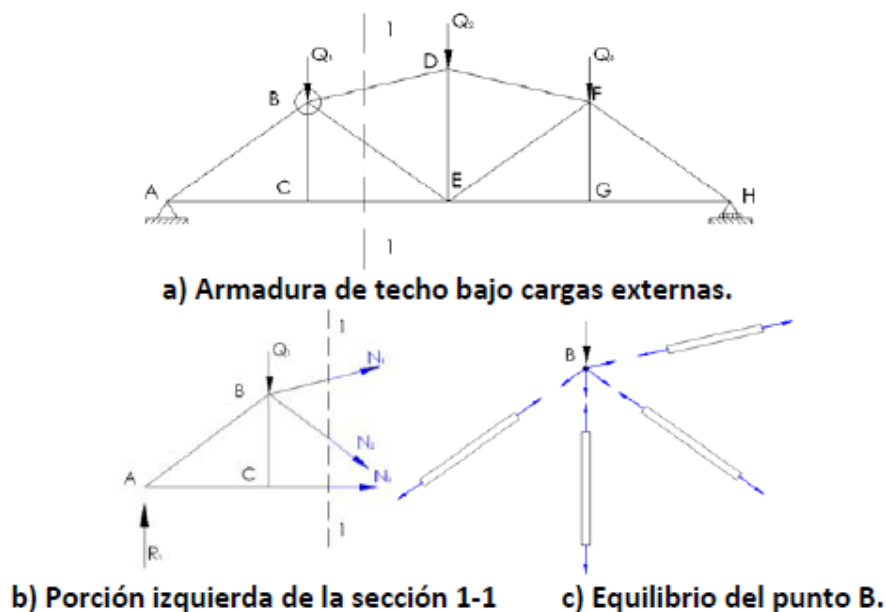
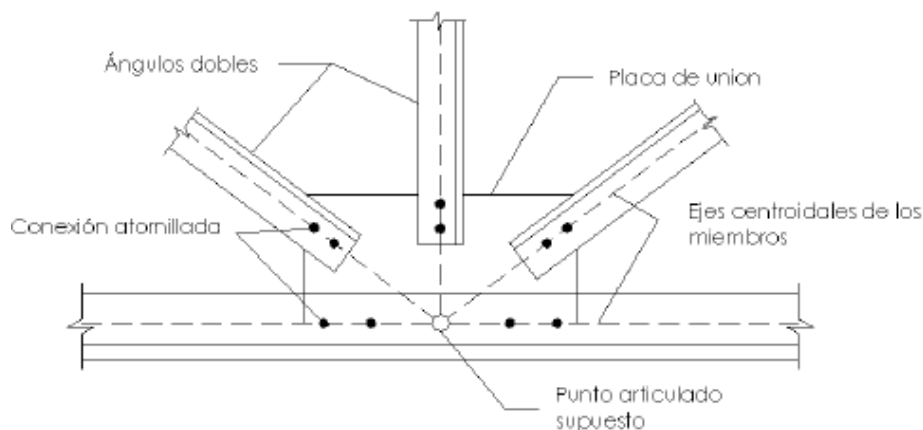


Figura 2.17. Análisis de fuerzas internas en miembros de armaduras. (Mallo, 2011)

En la figura anterior se asumen las fuerzas a tensión aunque, dependiendo de los resultados pueden ser también a compresión. El análisis depende preponderantemente de que las fuerzas axiales en los miembros coincidan en el punto de unión, esto indica que el eje centroidal de cada uno de los miembros concurra en un punto. En las armaduras de techo las uniones entre miembros pueden ser atornilladas o soldadas, es importante entonces lograr esta concurrencia de los ejes de cada miembro (ver figura 2.18).



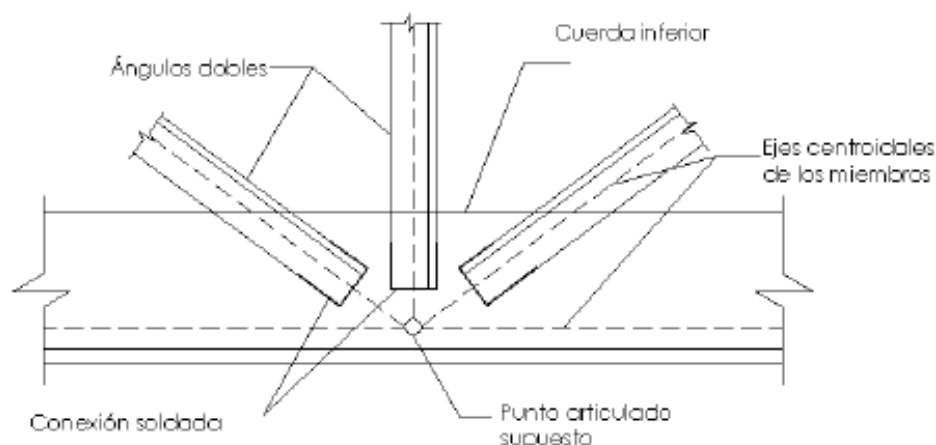


Fig. 2.18. Unión atornillada y soldada en armadura (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012)

ELEMENTOS SECUNDARIOS

- Correas Espaciales.

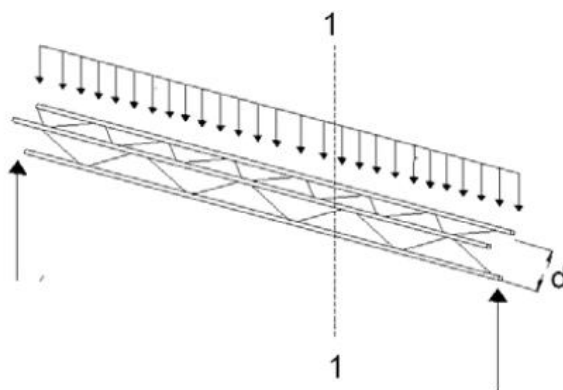
Son elementos triangulados compuestos de una cuerda inferior y superior conformada por uno y dos elementos de acero respectivamente, los cuales soportan tensión o compresión para contrarrestar la sollicitación a flexión a la que están sometidos, además las cuerdas están unidas por medio de celosías las cuales soportan las cargas por cortante en el elemento.

Al considerar el corte 1-1 en el polín espacial bajo carga gravitacional (ver figura 2.19a), se podrá determinar las fuerzas axiales en cada uno de las cuerdas (ver figura 2.19 b) en función del momento y el peralte efectivo, como se expresa en la ecuación 2.5, mencionada anteriormente.

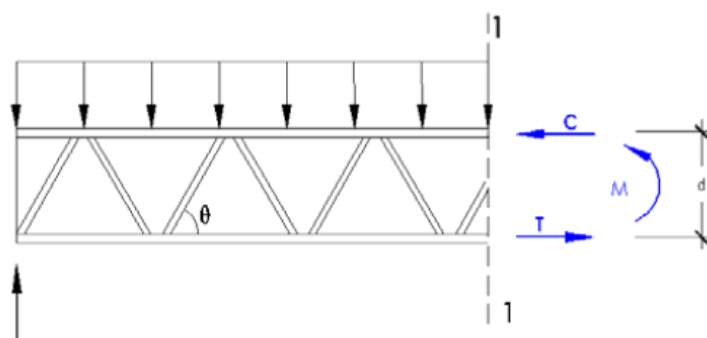
La fuerza axial soportada por la celosía lateral (N) se determina considerando el arreglo tridimensional de ésta de la siguiente manera:

$$N = V / (2 \cos \beta * \text{sen} \theta) \quad (\text{Ec. 2.5})$$

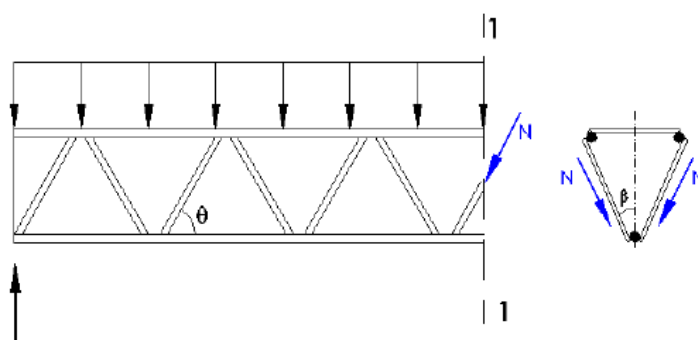
Donde “ β ” es el ángulo formado por la proyección de la celosía lateral sobre la sección transversal del Polín y el eje de simetría del mismo, “ θ ” es el ángulo de inclinación de la celosía respecto a su distribución en su plano lateral y “ V ” es el cortante producido por la carga distribuida.



a) Polín espacial sometido a carga gravitatoria uniformemente distribuida.



b) Par de fuerzas en cuerdas del polín espacial ante un momento flector.



c) Cortante en celosía lateral.

Figura 2.19. Acciones en polín espacial bajo carga gravitatoria (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

- Correas laminadas.

Los polines laminados descansan sobre una superficie inclinada por lo que las cargas verticales y los ejes principales del polín "C" no coinciden (ver figura 2.20), a partir de esto se puede analizar el polín con flexión alrededor de uno de los ejes principales junto con un momento de torsión (M_t) aplicado en el centro de cortante, a esto se le conoce como flexión asimétrica; la carga (q) proveniente de las cargas de gravedad puede dividirse en las componentes (q_y) y (q_x) paralela y perpendicular a la dirección de la pendiente respectivamente.

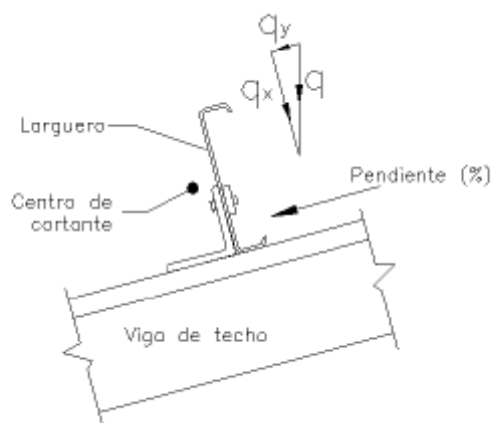


Figura 2.20. Cargas en larguero de techo (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012)

En la práctica suelen usarse procedimientos simplificados, en los cuales la torsión aplicada es reemplazada por flexión en el patín. De esta manera si la torsión es causada por una fuerza horizontal aplicada excéntricamente, entonces se supone que la fuerza provoca flexión en el patín más cercano (ver figura 2.21) y se desprecia la contribución del alma y el patín inferior.

$$Q_y = M_t / y_s \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde (M_t) es el momento torsor, cuyo valor se determina como el producto de la carga distribuida (q_y) y la excentricidad de ésta al eje que pasa por el centro

de cortante (e_y), y (Y_s) es la distancia desde el centroide del patín superior al eje que pasa por el centro de cortante (Fig. 2.21).

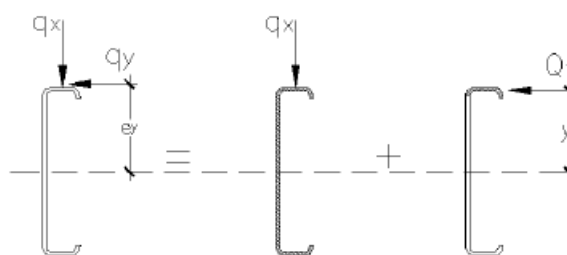


Figura 2.21 Simplificación para flexión asimétrica producida por fuerza horizontal.

Este procedimiento puede ser aplicable para el diseño si la torsión aplicada tiene valores pequeños. Alternativamente también se puede realizar un análisis de los largueros laminados que considere la flexión en ambas direcciones con una reducción de la capacidad debido a los efectos del momento torsor.

Se pueden tener dos casos: el primero es el análisis de los largueros laminados sin la utilización de tensores los cuales se modelan como vigas simplemente apoyadas en sus extremos en ambas direcciones (eje fuerte o del alma y eje débil). Caso contrario es cuando se utilizan tensores para reducir los claros a flexión alrededor del eje débil del larguero. Se considera a los tensores inextensibles y que hacen continuos a los largueros en la dirección de sus ejes "y", de esta manera se observa que los momentos respecto a ese eje se reducen significativamente como se muestra en las siguientes figuras:

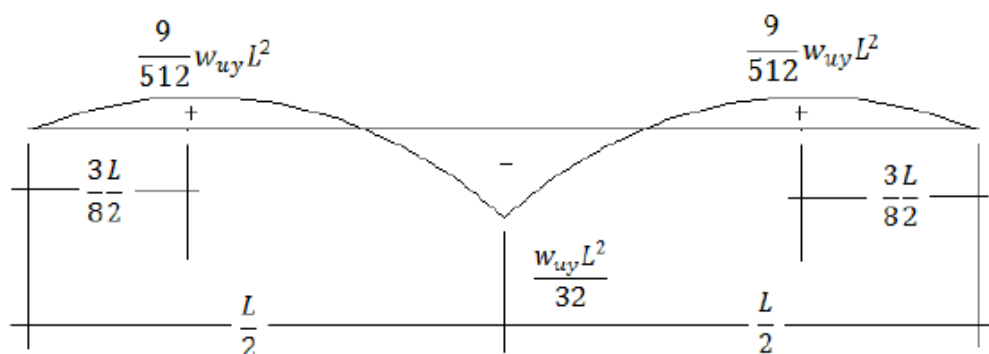


Figura 2.22. Momento respecto al eje del alma “Y” de los largueros (Tensores al centro del claro).

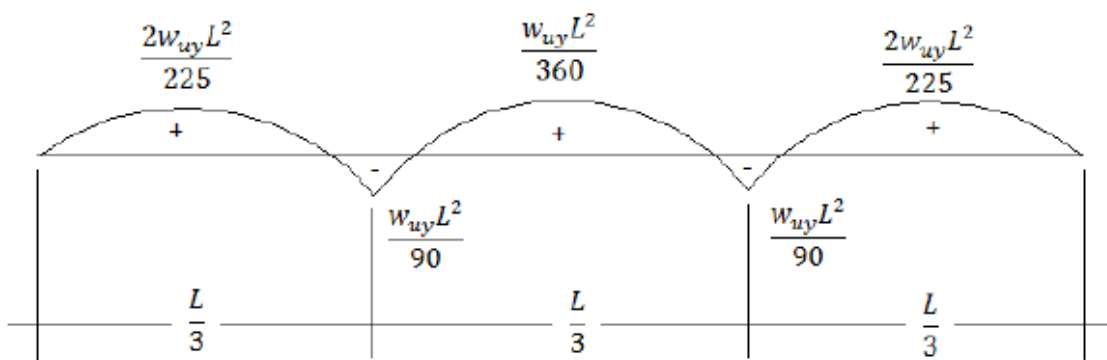


Figura 2.23. Momento respecto al eje del alma “Y” de los largueros (Tensores en los tercios del claro).

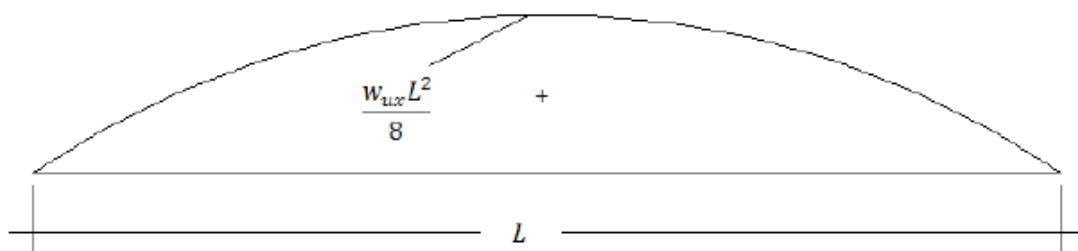


Figura 2.24. Momento respecto al eje “X” de los largueros (Harmsen 2002)

En las figuras anteriores, L es la distancia entre las armaduras en las que se apoyan los largueros, w_{uy} es la componente de la carga perpendicular al eje del alma del larguero y w_{ux} es el componente de la carga paralela al mismo eje.

Si no se usan tensores, el momento máximo respecto al alma de un larguero es de $w_{uy}L^2/8$. Cuando se colocan tensores a la mitad del claro, en ese momento se reduce a $w_{uy}L^2/32$ (una reducción del 75%) y cuando se colocan en el tercio del claro el momento vale $w_{uy}L^2/90$ (una reducción del 91%). En la tabla 2.3 mostrada a continuación se resume la influencia en el incremento de la capacidad a la flexión biaxial de los largueros por el efecto de la colocación de tensores.

Uso de tensor	Momento en el eje débil	Porcentaje de reducción (%)
Sin tensor	$w_{uy}L^2/8$	0
Tensor al medio del claro	$w_{uy}L^2/32$	75
Tensores al tercio del claro	$w_{uy}L^2/90$	91

Tabla 2.3 Influencia de los tensores en la flexión biaxial del larguero.

- Tensores

Como se indicó anteriormente los polines tipo “C” son débiles alrededor del eje de su alma, por lo que muy comúnmente se utilizan tensores de techos para reducir la longitud de los claros para flexión alrededor de esos ejes. La fuerza soportada por los tensores se determina en base al área tributaria de cada tensor (ver figura 2.25).

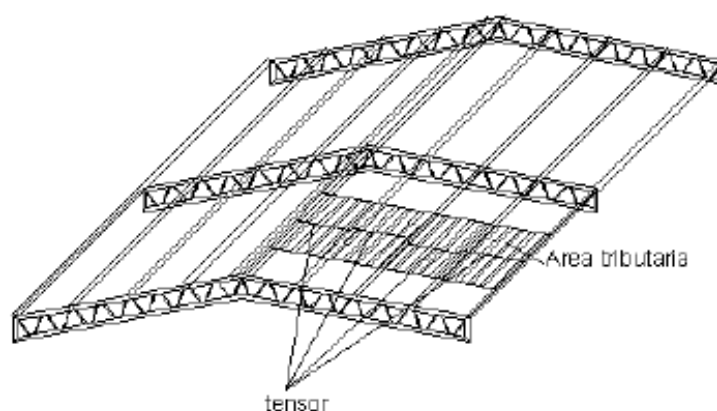


Figura 2.25. Área tributaria de tensor (Pérez, 2009)

Los tensores, por su disposición sólo soportan cargas de gravedad, por tanto las cargas de viento no afectan su diseño. Un tensor puede ser analizado como miembro aislado, ya que no presenta continuidad a través de los largueros; absorbe la carga q_y generada por el larguero a lo largo de la superficie de inclinación del techo (ver figura 2.25). El larguero más cercano a la cumbre es el más solicitado, ya que soporta las cargas acumuladas de todos los tensores subyacentes.

- Arriostramientos

Los tensores horizontales en techos rigidizan o estabilizan la estructura impidiendo el desplazamiento o deformación diferenciales excesivas en la estructura ante las cargas de viento y cargas sísmicas (ver figura 2.26).

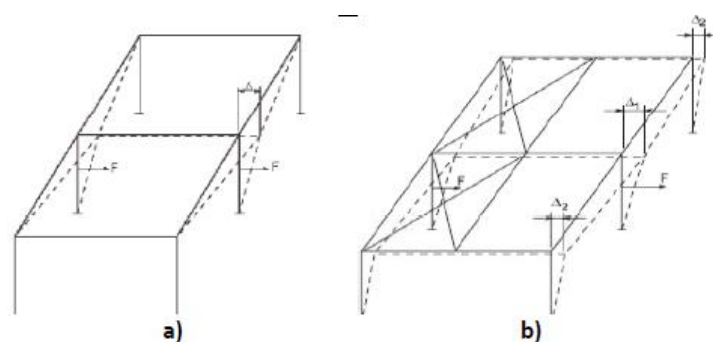


Figura 2.26. Deformaciones diferenciales

a) Marco sin tensores horizontales b) Marco arriostrado.

La fuerza lateral sísmica o de viento será soportada equitativamente por cada arriostramiento de la estructura de techo y la determinación de la tensión se elabora mediante un análisis de equilibrio estático (ver figura 2.27). Donde F_s es la fuerza sísmica por arriostramiento y T es la tensión.

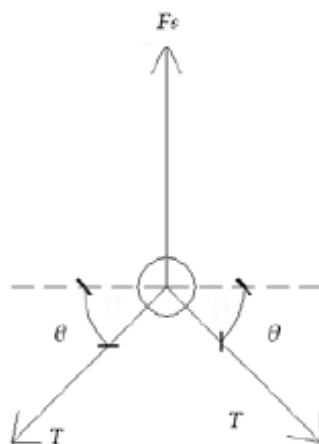


Figura 2.27. Análisis de arriostramientos.

2.4.1 Análisis de Esfuerzos

Luego de analizar las acciones internas en los elementos, en el apartado anterior, se presenta a continuación el cálculo de los esfuerzos a los que estarán sometidos dichos elementos por efecto de estas acciones internas.

2.4.1.1 Elementos sometidos a esfuerzos axiales

En las estructuras de techos los elementos que se encuentran sometidos a esfuerzos de tensión son: los tensores, los polines espaciales, vigas de alma abierta aunque estos últimos están sometidos a flexión, los elementos que lo conforman están a tensión y a compresión axial debido a su configuración geométrica triangulada. Así también ciertos elementos de armaduras se encuentran sometidos a fuerzas axiales de tensión con la premisa que todas las cargas se aplican en las uniones y no en los mismos elementos por eso cada armadura está sometido a cargas axiales directas.

a) Elementos en tensión.

Los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión y tensión debida a flexión. Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión, puede resistir, sin

fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal (A) y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. El esfuerzo de un miembro a tensión está dado por.

$$F = T/A \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde:

F = Esfuerzo de un miembro sometido a tensión axial.

T = Magnitud de la carga de tensión.

A = área de la sección

Si el área de la sección trasversal de un miembro en tensión varía a lo largo de su longitud, el esfuerzo es una función de la sección particular a considerar.

Si un elemento está sometido a tensión y las conexiones se realizarán por medio de tornillos, para la colocación de estos es necesario retirar material de la sección transversal para formar los agujeros, por lo que en esta sección solo una parte de la del área total del miembro soportará la carga, a esta sección se le conoce como área neta (A_n) (ver Figura 9.29).

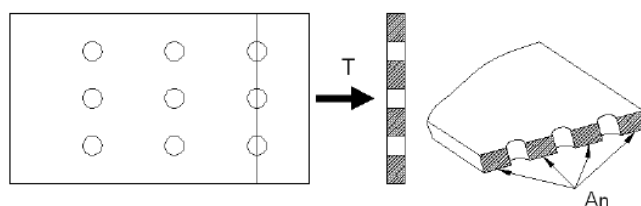


Figura 2.28. Área neta en arreglo de tornillos.

Por tanto el esfuerzo en una sección con arreglo de tornillos es:

$$F = T/A_n \quad (\text{Ec. 2.8})$$

T = Magnitud de la carga de tensión.

A_n = área neta de la sección.

Cuando la conexión de extremo se efectúa en todo el elemento de la placa que compone la sección transversal, la distribución de los esfuerzos en elementos sometidos a tensión es uniforme en el área neta y las secciones alejadas a las conexiones; sin embargo cuando la conexión de extremo solo se realiza en algunos elementos de la sección esto produce una deformación no uniforme de los elementos no conectados y concentración de esfuerzos cortantes en la vecindad de la conexión; a este fenómeno se le conoce como retraso por cortante, el cual reduce la efectividad de la sección. La influencia de este debilitamiento se calcula mediante el coeficiente (U) definiendo el área efectiva del miembro (A_e).

$$A_e = U \cdot A_n \quad (\text{Ec. 2.9})$$

$$U = (1 - x_{con}/L_{con}) \leq 0.90 \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Donde:

A_e = Área efectiva del elemento sometido a tensión

U = Coeficiente de reducción del área neta del elementos sometido a tensión.

x_{con} , L_{con} = Distancia horizontal y vertical del punto de concentración del flujo de esfuerzo

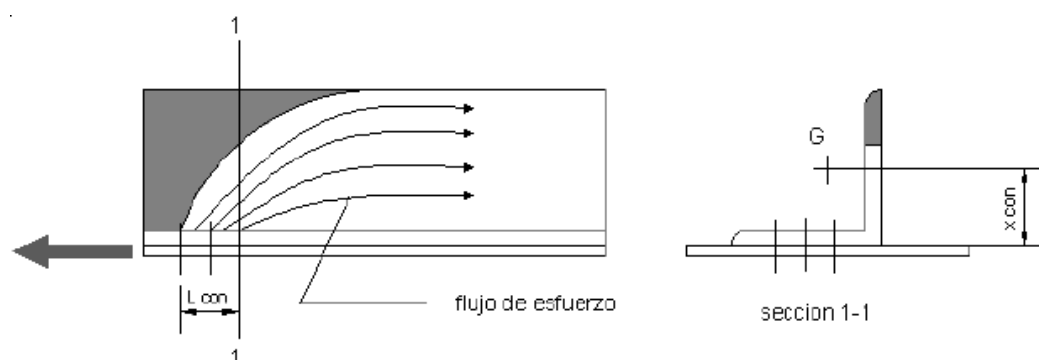


Figura 2.29. Efecto de retraso por cortante en ángulo simple.

b) Elementos en compresión.

Los elementos a compresión, bajo la acción de una carga axial, tendrán un comportamiento inicial de acortamiento proporcional al esfuerzo generado por la carga que actúa en su eje longitudinal. Cuando la carga aumenta a un valor crítico, se presenta una falla brusca por inestabilidad lateral denominada pandeo, en el sentido de su menor momento de inercia. Su forma de flexionarse dependerá de las condiciones de sujeción en sus extremos. Euler determinó por primera vez el esfuerzo crítico de falla (f_{cr}) con la expresión:

$$f_{cr} = \pi^2 EI/AL^2 \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material, I es el momento de inercia del área transversal con respecto al eje principal menor y L se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica, donde el momento de flexión vale cero. Esta distancia L se considera como la longitud efectiva del elemento a compresión. Para que esta ecuación sea válida, el miembro debe ser elástico y sus extremos deben poder girar libremente pero no tener capacidad de trasladarse lateralmente.

En las especificaciones del AISC-LRFD, la longitud efectiva de un elemento a compresión se denomina KL , donde K es el factor de longitud efectiva. El valor de K depende de la restricción rotacional en los extremos del elemento a compresión y a su resistencia al movimiento lateral.

Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna

Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Tabla 2.4. Valores del factor de longitud efectiva (K) (Fratelli 2003)

La resistencia de un elemento sometido a compresión y la manera como falla, dependen en gran medida de su longitud efectiva. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar y disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la relación de esbeltez excede de cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor al límite proporcional del acero. Los elementos sometidos a compresión en este intervalo fallan inelásticamente. La relación de esbeltez mide la tendencia de un elemento a compresión a pandearse. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar.

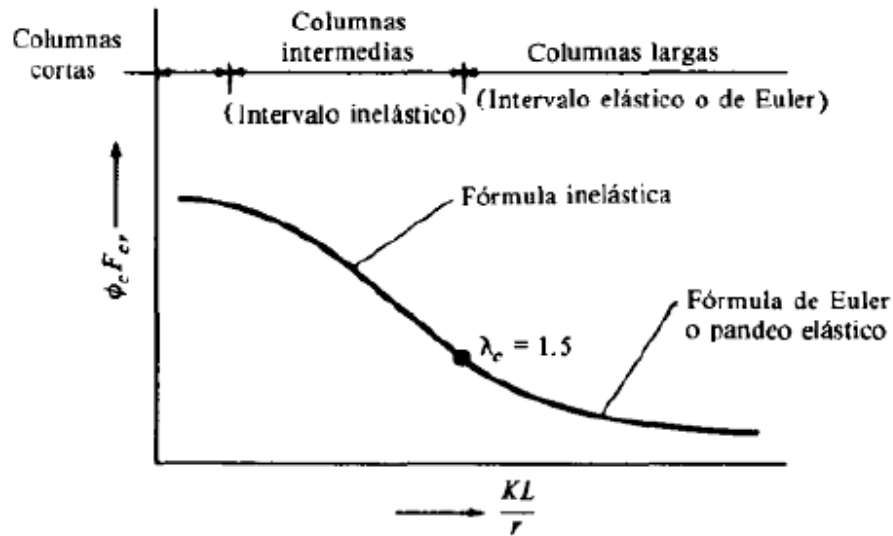


Figura 2.30. Curva de resistencia a la compresión axial (harmsen,2002)

A partir de la figura anterior se observa que el esfuerzo crítico (f_{cr}) se determina en función del parámetro de esbeltez (λ_c) que varía en función las propiedades geométricas del elemento de la siguiente manera $\lambda_c = (KL/r) \cdot \sqrt{f_y/E}$.

Si el parámetro de esbeltez es menor o igual que 1.5 ($\lambda_c \leq 1.5$), los esfuerzos se encuentran en el intervalo inelástico, el cual está definido por la siguiente ecuación.

$$f_{cr} = 0.658 \lambda_c^2 \cdot f_y \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Si el parámetro de esbeltez es mayor que 1.5 ($\lambda_c \geq 1.5$) los esfuerzos se encuentran en el intervalo elástico el cual está definido por la siguiente ecuación.

$$f_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) \cdot f_y \quad (\text{Ec. 2.13})$$

2.4.1.2 Elementos sometidos a esfuerzos de flexión.

Las estructuras de techos los elementos sometidos a flexión (vigas de alma llena y correas laminadas en frío) los cuales soportan cargas provenientes de la cubierta según el área tributaria sobre ellos.

Si un elemento está sometido a un momento flexionante, el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal, recordando que esta expresión es aplicable cuando el esfuerzo máximo calculado en la viga es menor que el límite elástico se puede calcular con la fórmula:

$$f=My/I \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Se puede definir el Módulo de Sección S como:

$$S= I/y \quad (\text{Ec. 2.15})$$

“y” es una constante para una sección específica. Así, la fórmula de la escuadra se escribe como:

$$f=M/S \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado la etapa de distribución plástica, se dice que se ha formado una articulación plástica, ya que no puede resistir en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causaría una rotación en la viga con un pequeño incremento del esfuerzo. La relación del momento plástico M_p al momento elástico o de fluencia M_y se denomina factor de forma.

$$Z= M_p/M_y \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente. Al incrementarse la separación entre soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores. Finalmente, con la longitud aún mayor sin soporte lateral, las vigas

fallarán elásticamente. Si se tiene una viga “I” sin soporte lateral continuo y se le aplica la acción de un momento, la viga se flexionará en un principio en el plano del alma. A medida se incrementa el momento el plano de flexión vuelve inestable y es posible una ligera deflexión y una forma torcida a este comportamiento se le denomina pandeo lateral torsional (ver figura 2.31).

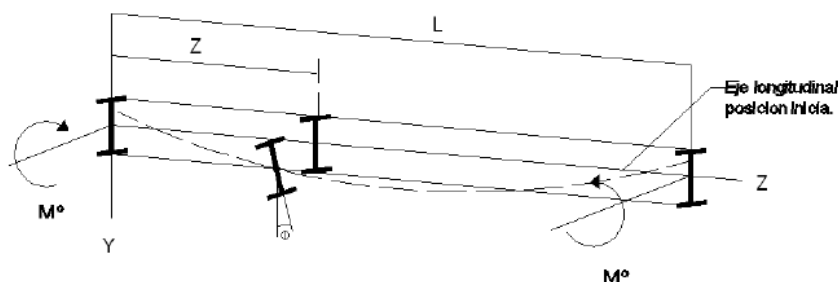


Figura 2.31. Pandeo lateral torsional de una viga de alma llena simplemente apoyada (Fratelli 2003)

La longitud límite sin soporte lateral, L_r , es la longitud no soportada de un segmento de viga bajo momento uniforme en que comienza el régimen de pandeo lateral-torsional elástico, mientras que la longitud límite sin soporte lateral, L_p ; es la longitud no soportada más larga de un segmento de viga sujeto a un momento uniforme para el que se desarrolla el momento plástico.

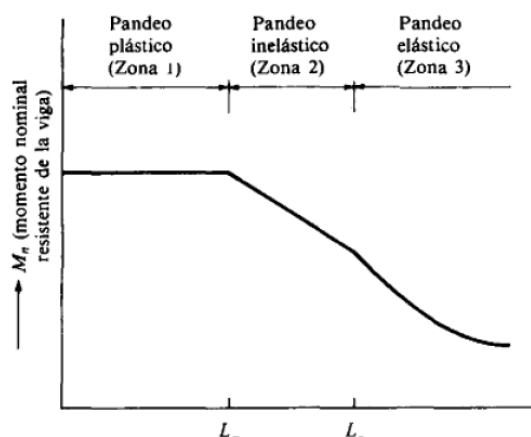


Figura 2.32. Resistencia al pandeo lateral contra la longitud sin soporte lateral (Fratelli 2003)

2.4.1.3 Elementos sometidos a esfuerzos cortantes.

En las especificaciones del LRFD suponen un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área del alma, A_w es igual al peralte total de la sección, d , multiplicado por el espesor del alma, t_w , (ver figura 2.33).

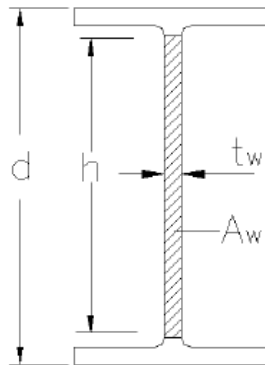


Figura 2.33. Área del alma que resiste cortante.

Las expresiones para la resistencia por cortante están dadas en la especificación F2 del LRFD.

a) Fluencia del alma. Casi todas las secciones de vigas laminadas se comportan de esta manera.

Si $h/t_w \leq 418/\sqrt{F_{yw}} = 70$ Para $F_y = 36\text{ksi}$ y 59 para $F_y = 50\text{ksi}$

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w \quad (\text{Ec. 2.18})$$

b) Pandeo inelástico del alma.

Si $418/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 523/\sqrt{F_{yw}} = 87$ Para $F_y = 36\text{ksi}$ y 74 para $F_y = 50\text{ksi}$

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w(418/\sqrt{F_{yw}})/(h/t_w) \quad (\text{Ec. 2.19})$$

c) Pandeo elástico del alma.

Si $523/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 260$

$$V_n = (132000A_w)/(h/t_w)^2 \quad (\text{Ec. 2.20})$$

En las expresiones anteriores:

F_{yw} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma.

h = distancia libre entre la punta de los filetes del alma laminados

t_w = espesor del alma de la viga.

2.4.2 Análisis de Deformaciones

El análisis de las deformaciones de las estructuras de coberturas, es un factor a tomar en cuenta para el diseño final de la estructura a utilizar, debido a diversos factores que afectan tanto la estabilidad de las conexiones y conjunto de miembros, como la apariencia de los mismos. Esto se debe de alguna manera al desarrollo de aceros de alta resistencia, y el aumento en la demanda de grandes áreas de a cubrir. A continuación se presentan algunas de las razones por las cuales las deformaciones están limitadas en las estructuras de cobertura, ya sean estas estructurales, funcionales o de ambos tipos.

- Las deflexiones grandes en vigas no generan confianza en los usuarios de la estructura, aunque sea segura desde el punto de vista de la resistencia de la misma.
- Debido a la deformación excesiva de la estructura se pueden producir fallas en otros elementos que componen la edificación, específicamente elementos de cubierta, cielos falsos u otros elementos adjuntos a la estructura de techo.
- En las cubiertas planas, las estructuras compuestas por vigas de alma abierta o llena, pueden tener deformaciones excesivas que produzcan estancamientos, lo que conlleva al peligro de generar un colapso de la estructura debido a este factor.

- Se puede generar distorsión en las conexiones debido a la deformación excesiva de la estructura de techo.

Uno de los factores bajo los cuales una estructura de techo es más vulnerable a fallas estructurales o daños por deformaciones, es el empozamiento. La deflexión considerable producida por el peso creciente del agua de lluvia puede formar un encharcamiento importante en el techo. Si el drenaje no vacía el agua más rápido de lo que se acumula, el techo se vuelve inestable y en el peor de los casos, una lluvia intensa puede causar el colapso de un techo.

Como una salvaguarda general contra el estancamiento, en el caso de techos planos diseñados, de manera nominal, con una pendiente menor a la mínima recomendada de $\frac{1}{4}$ de pulgada por pie (2%), la suma de las deflexiones de la cubierta de soporte, los largueros, las vigas o las armaduras bajo un tirante de 1 pulgada de agua (5 pulg. por pie de carga) no debe exceder $\frac{1}{2}$ pulgada.

CÁLCULO DE LA DEFLEXIÓN EN ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA DE TECHOS.

- Vigas.

Las estructuras de coberturas están compuestas por una combinación de elementos, que actúan en conjunto para brindar estabilidad al techo, como se mencionó anteriormente, estos elementos pueden ser elementos primarios (vigas de alma llena, vigas de alma abierta, armaduras metálicas) o elementos secundarios (polines espaciales o polín C), dichos elementos funcionan básicamente como vigas y su comportamiento en cuanto a deformaciones puede ser calculado a través de ecuaciones que son función de la longitud del claro, de las restricciones en los extremos de los módulos de elasticidad del material, del momento de inercia de la sección transversal y de la carga.

En el caso de una viga de alma llena con sección transversal constante, la máxima deflexión central depende de la carga, como se ve a continuación:

- Cuando la carga es distribuida de forma uniforme

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

- Cuando la carga está aplicada en el centro del claro

$$\delta = \frac{1}{48} \frac{QL^3}{EI} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

Donde:

δ = Deflexión central

L = Claro

q = Carga uniformemente distribuida

Q = Carga concentrada

I = Momento de inercia

En el caso de vigas de alma abierta, es necesario hacer el cálculo de los momentos de inercia en base a las secciones transversales de las dos cuerdas (ver figura 2.34) ya que la celosía del alma no aporta un momento de inercia considerable con respecto al centroide de la sección total del elemento. De esta manera se pueden aplicar las formulas de deflexión en vigas y luego multiplicar la deflexión obtenida por 1.33.

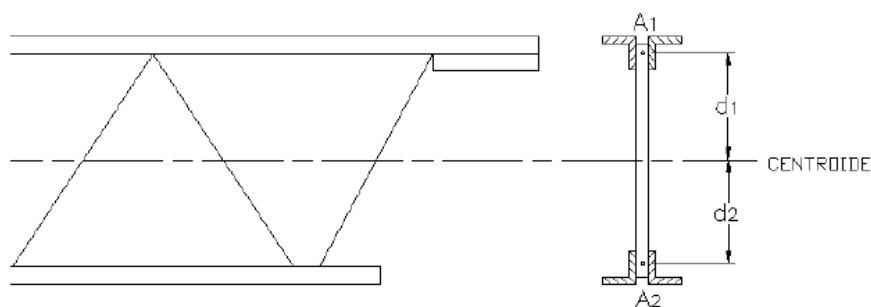


Figura 2.34. Cálculo de deflexión en vigas de alma abierta

$$I = A_{c1}d_1 + A_{c2}d_2 \quad (\text{Ec. 2.23})$$

$$\delta_{viga} = 1.33(\delta_{calculada}) \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Donde:

I = momento de inercia de la viga de alma abierta.

A_{c1} = área de la sección transversal de la cuerda superior.

d_1 = distancia de la cuerda superior al centroide de la sección transversal de la viga.

A_{c2} = área de la sección transversal de la cuerda inferior.

d_2 = distancia de la cuerda inferior al centroide de la sección transversal de la viga.

En general para las diferentes condiciones de carga y las diferentes condiciones de apoyo se puede calcular las deformaciones máximas de las vigas de las estructuras de techos en base a la Tabla 2.5.

<p>1</p> <p>$\Delta_{MÁX} = \frac{5wL^4}{384EI}$</p>	<p>5</p> <p>$\Delta_{MÁX} = \frac{Pa^2}{3EI} (L+a)$</p>
<p>2</p> <p>$\Delta_{MÁX} = \frac{PL^3}{48EI}$</p>	<p>6</p> <p>$\Delta_{MÁX} = \frac{wL^4}{384EI}$</p>
<p>3</p> <p>$\Delta_{MÁX} = \frac{Pa}{24EI} (3L^2 - 4a^2)$</p>	<p>7</p> <p>$\Delta_{MÁX} = \frac{PL^3}{192EI}$</p>
<p>4</p> <p>$\Delta_{MÁX} = \frac{PL^3}{3EI}$ $M = -PL$</p>	<p>8</p> <p>$\Delta_{MÁX} = \frac{wL^4}{8EI}$ $M = -\frac{wL^2}{2}$</p>

Tabla 2.5. Expresiones para la deflexión máxima de vigas (Fratelli 2003)

- Armaduras

En el caso de las armaduras más comúnmente utilizadas para techos (tipo Warren y pratt), que tiene un comportamiento diferente al de una viga, el análisis de las deformaciones se puede realizar a través de métodos energéticos. Cuando una estructura se carga, sus elementos se deforman bajo los esfuerzos. Al ocurrir estas deformaciones la estructura cambia de forma y sus puntos se desplazan. Para una estructura bien diseñada, las deformaciones que ocurren en la misma deben ser pequeñas. El método energético más versátil para el cálculo de deformaciones en elementos de armaduras, e incluso para determinar la deformación máxima que tendrá una armadura es el método del trabajo virtual.

Este método consiste en la aplicación de una fuerza en el punto y la dirección del desplazamiento deseado. Esta fuerza se conoce como carga virtual, ya que el desplazamiento que desarrolla es generado por otras causas, las cuales pueden incluir las causas reales, el cambio de temperatura, los asentamientos en los apoyos, etc., frecuentemente se utiliza una fuerza de 1 Klb o de 1 KN para calcular desplazamientos lineales.

Este método se basa fundamentalmente en el principio de conservación de energía, es decir que el trabajo que realiza la fuerza externa es igual a la energía de deformación acumulada que se almacena en la estructura.

$$WQ = UQ \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde:

WQ = Trabajo realizado por la fuerza externa.

UQ = Energía acumulada almacenada en la estructura.

Aplicando este principio, y analizando las deformaciones asociadas a las fuerzas internas existentes en la estructura, se puede determinar la ecuación general del trabajo virtual para cualquier tipo de armadura:

$$\Sigma Q \delta_P = \Sigma F_Q \frac{F_P L}{AE} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde:

Q = Magnitud de la carga virtual aplicada al sistema.

Δp = Deformación de la armadura debido a las cargas reales en la estructura.

FQ = Fuerza interna generada en el elemento debido a la carga virtual.

FP = Fuerza interna generada en el elemento debido a la carga real.

L = Longitud del elemento.

A= Área de la sección transversal del elemento.

E = Modulo de elasticidad del elemento.

Aplicando el método de trabajo virtual, es posible obtener las deformaciones máximas en una armadura de acero para techos, y poder realizar el análisis de las deflexiones permisibles en armaduras de techos.

2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL.

Cuando se tiene definido cuales son las cargas que soportará la edificación y los esfuerzos máximos, en base a las normas, que pueden soportar los elementos que componen la estructura de techos, es posible iniciar la etapa de Diseño Estructural de cada uno de los elementos que conforman la estructura de techos. Es en esta etapa donde se definirán cuales son las dimensiones de los elementos, además de las características específicas de los mismos, con respecto a su composición particular, como en el caso de vigas de alma abierta y armaduras.

El diseño está basado en que cuando la estructura es sometida a las combinaciones de carga apropiadas, ningún estado límite aplicable, sea resistente o de servicio, será excedido.

Para lograr un diseño definitivo es necesario también definir cuál es el método de diseño a utilizar, para lo cual es importante conocer la filosofía de diseño bajo el cual se desarrolla dicho método. La filosofía de diseño está relacionada con los estados límites que se aplican para la evaluación estructural. Es posible definir un estado límite como una condición que representa un límite de utilidad estructural más allá de la cual la estructura deja de cumplir con una función proyectada; dichos estados límite pueden estar dictados por requerimientos funcionales de la estructura o pueden ser arbitrarios. Los estados límite pueden dividirse en dos tipos: **estados límite de resistencia(o estado límite últimos) y estados límite de servicio (funcionales).**

Los **estados límite de servicio** están relacionados con los requerimientos funcionales de la estructura bajo condiciones normales de servicio, es decir son

formulados con el fin de evitar funcionamientos indebidos en la estructura por el uso diario. No está directamente relacionado con fallas en la estructura, pero si tiene implicaciones con elementos no estructurales que pueden sufrir daños o la molestia que puede ocasionarle a los usuarios.

Para elementos estructurales de cobertura, los estados límite de servicio incluyen principalmente la evaluación de las deflexiones en elementos que funcionan como vigas o largueros. Muchos de los criterios sobre capacidad de servicio son de sentido común o reglas probadas en la práctica relacionadas con las limitaciones de las dimensiones, así como restricciones en el peralte total de una viga. La sección **L3.1** de las especificaciones **LRFD** estipula que las deformaciones en miembros y sistemas estructurales debidas a cargas de servicio no deben imposibilitar la prestación de servicio de la estructura; sin embargo no se establecen límites específicos. En la siguiente tabla (tabla 2.6) se muestran límites de deformación sugeridos para algunos elementos de techo.

Descripción	δ
Vigas que cargan enyesados u otro acabado quebradizo	L/360
Miembros de techo que soportan cielorraso sin yeso	L/240
Miembros de techo que soportan cielorraso	L/180
Voladizos	L/180

Tabla 2.6. Límites de flechas sugeridos (Diseño LRFD)

Los estados límites de servicio se revisan bajo cargas no factorizadas. Para vigas de techo, la flecha o deflexión máxima se verifica para una combinación de carga: $1.0D + 1.0(L, L_r, S \text{ o } R)$ donde L_r , S y R son la carga viva en techo, carga de nieve y carga debido al agua lluvia o hielo, respectivamente.

Los estados **límite de resistencia**, que pueden ser llamados también estados límite últimos, están relacionados con la seguridad contra cargas extremas durante la vida proyectada de la estructura, dichos estados límite dependen de la resistencia de los elementos, de los miembros o de la estructura.

Con base al estado límite de resistencia, existen dos métodos de diseño que se emplean en gran medida; a continuación se definirán los métodos de diseño existentes.

MÉTODOS DE DISEÑO.

La mayoría de las estructuras están regidas en su diseño por códigos, normas y especificaciones. Estas contienen las opiniones más valiosas proporcionadas por instituciones nacionales e internacionales para poder predecir el comportamiento de las estructuras ante las diferentes solicitaciones de carga a las que pueden estar sometidas.

Están basadas en los métodos de diseño desarrollados por instituciones internacionales. Otras instituciones internacionales como la **AISC (American Institute of Steel Construction)** define para las estructuras de acero las especificaciones para el diseño, esta institución ha establecido dos métodos de diseño:

- a) **Método ASD** (“**Allowable Stress Design**” o “**Diseño por esfuerzos permisibles**”)
- b) **Método LRFD** (“**Load and Resistance Factor Design**” o “**Diseño por Factores de Carga y Resistencia**”)

Designados cada uno de esta manera debido a la filosofía de diseño utilizado en cada uno de los métodos particularmente, a continuación se detalla para

cada uno de los métodos mencionados, cual es su filosofía de diseño, es decir, cual es la base para fundamentar su el diseño de las estructuras.

a) Método de esfuerzos permisibles (ASD).

Este es el primer método utilizado para el diseño de estructuras de acero, conocido también como: “Diseño por esfuerzos de trabajo”, utilizado desde principios del siglo XX. Para explicar en qué consiste el método de esfuerzos permisibles, este puede ser representado por la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q_i \leq R_n / F.S. \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde ΣQ_i en la desigualdad representa la sumatoria de las combinaciones de carga, (Q_i , fuerzas o momentos). La operación $R_n/F.S.$ representa la resistencia nominal (R_n) del elemento dividido por un factor de seguridad ($F.S.$), al dividir ambos lados de la desigualdad por la propiedad de sección correspondiente (por ejemplo, área o modulo de sección), se convierten en los esfuerzos de trabajo y la tensión admisible del elemento evaluado. $\Sigma Q_i =$ El máximo (valor absoluto) de las combinaciones de carga.

El método se caracteriza por el uso de cargas de servicio sin incrementar, en relación con un factor de seguridad aplicado a la resistencia del elemento. Debido a la variabilidad y, por lo tanto, la imprevisibilidad de la carga viva y otras cargas en comparación con la carga muerta, no es posible una fiabilidad con este método.

b) Método de resistencia última (LRFD).

El objetivo principal de las especificaciones LRFD es proporcionar una fiabilidad uniforme de estructuras de acero en distintos estados de carga, misma que como se mencionó antes no es posible obtener con el método ASD.

Como su nombre lo indica, utiliza los factores por separado para cada carga y para la resistencia, estos factores han sido determinados a través de investigaciones y la experiencia.

Debido a los diferentes factores que reflejan el grado de incertidumbre de las diferentes cargas, combinaciones de carga y la precisión de las fuerzas previstas, es posible contar con una concepción más realista, lo cual se cumple el principal objetivo del método.

El método LRFD puede resumirse en la formula:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (\text{Ec. 2.28})$$

En la desigualdad, R_u es la resistencia última requerida y representa la suma de los distintos efectos de las cargas multiplicados por sus respectivos factores de carga. La resistencia de diseño, es la Resistencia nominal o R_n multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

Los valores de ϕ y R_n para los elementos constituyentes de las estructuras son proporcionados a la vez por las especificaciones LRFD.

Los valores representativos para los factores ϕ del LRFD para elementos de acero son los se muestran en la tabla 2.7, en donde se observa el símbolo que lo representa, el valor del factor de reducción de resistencia y la descripción del esfuerzo al que está sometido el elemento a dimensionar:

Símbolo	Valor	Descripción
ϕ_t	0.90	Para elementos en tensión por fluencia.
ϕ_t	0.75	Para elementos en tensión por ruptura.
ϕ_c	0.85	Para elementos en compresión.
ϕ_b	0.90	Para elementos en flexión.
ϕ_v	0.90	Para elementos sometidos a esfuerzo cortante

Tabla 2.7. Factores de reducción de resistencia (Diseño LRFD)

El método LRFD está desarrollado para diseñar estructuras de tal manera que ningún estado límite posible sea superado cuando la estructura se someta a todas las cargas, incrementadas por el factor apropiado. Los estados límites de resistencia están relacionados con la seguridad y con la capacidad de carga (por ejemplo, los estados límites de momento plástico y pandeo), en este método para cualquier miembro estructural que se evalúa se han considerado varios estados límite de servicio para determinar el factor de reducción de resistencia adecuado.

A partir de la ecuación general anteriormente descrita, se puede deducir las ecuaciones particulares para cada uno de los estados de carga a los que pueden estar sometidos los elementos constituyentes de estructuras de techos. A continuación se describen estas ecuaciones que servirán para lograr que los elementos estructurales no excedan los estados límites establecidos en función del método de diseño por resistencia última (LRFD).

Elementos sometidos a tensión axial

Dentro del estado de carga axial en tensión se tienen dos estados límites de resistencia que establece el método de diseño LRFD, a evaluar para la determinación del área de la sección que se utiliza para resistir las cargas aplicadas. El primero está enfocado a resistir la deformación excesiva de un elemento en tensión, esa condición se cumple cuando el elemento no llega al estado de fluencia; en el segundo estado límite se evalúa la ruptura del elemento debido que el elemento llega a su estado último de resistencia.

En el estado límite de tensión para la fluencia del elemento en tensión, es decir la determinación del área necesaria para resistir el estado límite de

deformación excesiva, que sucede luego de la fluencia del material, la ecuación que la gobierna es la siguiente:

$$T_u \leq \phi_t T_n \rightarrow T_u \leq \phi_t f_y A_g \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Donde:

Tu: Es la carga última en tensión producto de la combinación más desfavorable.

Tn: Resistencia nominal en tensión del elemento.

fy: Esfuerzo de fluencia del elemento a tensión.

Ag: Área necesaria para evitar la fluencia del material a tensión.

ϕ_t : Factor de reducción de resistencia, 0.90 para elementos en tensión por fluencia (LRFD).

Sustituyendo en la ecuación anterior el valor de ϕ se deduce una ecuación para obtener el área de la sección transversal (área gruesa) del elemento a tensión para soportar el estado límite de tensión por fluencia.

$$T_u \leq 0.9 f_y A_g \quad (\text{Ec. 2.30})$$

De igual forma para la obtención de la ecuación de diseño para el estado límite de ruptura de un elemento a tensión, se deduce de la siguiente ecuación.

$$T_u \leq \phi_t T_n \rightarrow T_u \leq \phi_t f_u A_e \quad (\text{Ec. 2.31})$$

Donde:

Tu: Es la carga última en tensión producto de la combinación más desfavorable.

Tn: Resistencia nominal en tensión del elemento.

fu: Esfuerzo último del acero.

Ae: Área efectiva para evitar la ruptura del material a tensión.

ϕ_t : Factor de reducción de resistencia, 0.75 para elementos en tensión por ruptura (LRFD).

$$T_u \leq 0.75 f_u A_e \quad (\text{Ec. 2.32})$$

De la evaluación de los esfuerzos en los elementos sometidos a cargas axiales en tensión, se deduce para el método de diseño de resistencia última (LRFD) en el estado límite por deformación excesiva y el estado límite de ruptura a partir de las Ecuaciones 2.33 y 2.34, las siguientes ecuaciones para el diseño respectivamente:

$$A_g = 1.11 T_u / f_y \quad (\text{Ec. 2.33})$$

$$A_e = 1.33 T_u / f_u \quad (\text{Ec. 2.34})$$

Elementos sometidos a compresión axial

Para elementos sometidos a esfuerzos de compresión axial la ecuación que rige el diseño de dichos elementos es la siguiente:

$$C_u \leq \phi_c C_n \rightarrow C_u \leq \phi_c f_{cr} \cdot A_g \quad (\text{Ec. 2.35})$$

Donde:

C_u : Es la carga última en compresión producto de la combinación más desfavorable.

C_n : Resistencia nominal en compresión del elemento.

f_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo.

A_g : Área neta o área gruesa del elemento en compresión.

ϕ_c : Factor de reducción de resistencia igual a 0.85 para elementos en compresión (LRFD).

Los valores del esfuerzo crítico de pandeo (f_{cr}) se obtienen en base a las ecuaciones descritas anteriormente, en base al pandeo elástico o inelástico del

miembro en función de su esbeltez. Sustituyendo en la ecuación el valor del factor de reducción de resistencia, se obtiene:

$$C_u \leq 0.85 f_{cr} \cdot A_g \quad (\text{Ec. 2.36})$$

Obteniendo el valor del esfuerzo crítico en la sección del elemento estructural y sustituyendo el valor del factor de reducción de resistencia de los elementos sometidos a esfuerzos de compresión, se puede definir la ecuación de diseño como:

$$A_g = 1.18 C_u / f_{cr} \quad (\text{Ec. 2.37})$$

Donde:

C_u : Es la carga última en compresión producto de la combinación más desfavorable.

f_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo.

A_g : Área neta o área gruesa del elemento en compresión.

Elementos sometidos a esfuerzos de flexión

Los elementos sometidos a flexión, los cuales son diseñados generalmente mediante el uso de las tablas de la especificación LRFD de la AISC, se deduce la ecuación para el diseño mediante la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (\text{Ec. 2.38})$$

Donde:

M_u : Es el momento de flexión último, producto de la combinación más desfavorable.

M_n : Momento nominal máximo a flexión del elemento.

ϕ_b : Factor de reducción de resistencia igual a 0.90 para elementos sometidos a flexión (LRFD).

El análisis de los elementos sometidos a flexión, vigas de alma llena, se realiza generalmente por medio del uso de tablas de diseño, que se encuentran en las especificaciones del LRFD, para determinar la sección a utilizar, se realiza mediante el módulo de sección plástico de la misma. Teniendo en cuenta que para el factor de reducción de resistencia para elementos en flexión es $\phi_b = 0.90$, podemos utilizar para escoger la sección del elemento a flexión más adecuada con la siguiente ecuación:

$$Z \geq M_p / 0.9f_y \quad (\text{Ec. 2.39})$$

Elementos sometidos a esfuerzos cortantes

Para los elementos sometidos a esfuerzos cortantes, mediante la metodología de diseño de resistencia última, tenemos la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \phi_b V_n \quad (\text{Ec. 2.40})$$

En donde los valores de V_u y V_n se obtienen mediante la combinación de carga más crítica y el cálculo de los esfuerzos cortantes nominales respectivamente.

Teniendo en cuenta el valor de ϕ_b para el factor de reducción de elementos sometidos a esfuerzos constantes igual a 0.9, la ecuación 2.41 se puede escribir de la siguiente manera:

$$V_u \leq 0.9V_n \quad (\text{Ec. 2.41})$$

Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga es la forma de interrelacionar una o más cargas que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Se han mencionado anteriormente dos métodos de diseño que pueden ser aplicados para el análisis y diseño de las estructuras de acero. A continuación

se mencionarán cuales son las combinaciones de carga aplicables a cada uno de estos métodos, basados en las especificaciones de la AISC, se mencionarán las combinaciones posibles de ambos métodos para ver cuál es la diferencia entre las combinaciones de carga de cada uno de los métodos que se conocen y que se utilizan para el diseño de estructuras de acero.

Tabla 2.8. Combinaciones de carga según AISC para el método de esfuerzos admisibles y para el método de resistencia ultima.

METODO ASD	METODO LRFD
1. D	1. 1.4D
2. D+L	2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)
3. D + (Lr o S o R)	3. 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
4. D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	4. 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)
5. D ± (W o 0.7E)	5. 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S
6. D + 0.75(W o 0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	6. 0.9D ± (1.6W o 1.0E)
7. 0.6D ± (W o 0.7E)	

Tabla 2.8 Combinaciones de carga (AISC/LRFD)

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva debido a equipo y ocupación.

Lr: Carga viva de techo

S: Carga de nieve

R: Carga de lluvia o hielo

W: Carga de viento

E: Carga por sismo

Las combinaciones de carga para el método LRFD antes mencionadas, incluyen cargas que en nuestra región no son aplicables, por lo tanto la

combinación de carga queda reducida a los factores y las cargas existentes en nuestro medio, de la siguiente manera:

METODO LRFD

1. 1.4D
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } R)$
3. $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } R)$
5. $1.2D \pm 1.0E + 0.5L$
6. $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

Además se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones para aplicar las combinaciones de carga propuestas por el AISC 2005 en el método de resistencia última:

1. El factor de carga para “L” en la ecuación 3, 4 y 5 será igual a 1.0 para garajes, zonas ocupadas por áreas destinadas a actividades públicas y todas aquellas áreas donde la sobre carga “L” sea mayor que 100 lbs/ft².
2. Cuando la carga de viento no ha sido reducida por un factor de direccionalidad, se permite utilizar 1.3W en lugar de 1.6W en las ecuaciones 4 y 6. En las combinaciones de carga propuesta por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ASCE 7-98, y en el Internacional Building Code IBC 2000, se incluye un factor de direccionalidad del viento que para edificios es de 0.85. El factor de carga para viento en las ecuaciones de las combinaciones de carga fue aumentado de manera consecuente ($1.3/0.85 = 1.53$ redondeado a 1.6). El código permite usar el factor de carga anterior de 1.3 si la carga de

viento de diseño se obtienen de otras fuentes que no incluyan el factor de direccionalidad del viento.

3. Cuando la carga sísmica “E” se basa en fuerzas sísmicas a nivel de servicio, en las ecuaciones 5 y 6 se deberá usar $1.4E$ en lugar de $1.0E$. Cabe recalcar que las fuerzas sísmicas obtenidas mediante nuestra Norma Técnica de Diseño por Sismo son a nivel de servicio, puesto que los espectros de diseños del cual se derivan nuestras ecuaciones son realizados de cargas sin incrementar. Por tal motivo utilizaremos para las cargas sísmicas obtenidas por nuestra Norma el factor de $1.4E$.

CAPÍTULO III

3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO

3.1.1 Análisis estructural

3.1.1.1 Pre Dimensionamiento

Viga arco

Fratelli (2003) afirma: "La limitación de la relación luz-peralte L/d de la Viga evita muchos problemas debidos deflexiones excesivas". El dimensionamiento de las vigas tiene estrecha relación con el control de deflexiones, Ramón Arguelles (2005) recomienda peraltes con relaciones $1/25$ de la luz libre para vigas en forma de arco.

Para nuestro caso, teniendo una luz de 26.95 m

$$d = l/25$$

$$d = \frac{26.95}{25} = 1.05 \text{ m}$$

Debido a la sección rectangular tipo cajón escogida, tal como se muestra en la figura 3.1, y considerando la rigidez en ambos sentidos que esta posee, se adoptará un peralte de 70 cm. Haciendo la verificación posterior al análisis, esta cumple el control de deflexiones, los cuales deben estar por debajo de $L/360$ (7.2cm).

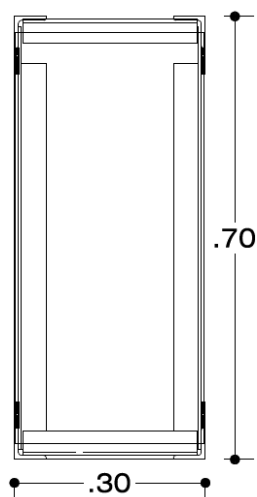


Figura 3.1 Sección de arco elegida

Correas

La luz libre entre las armaduras arco principales define la luz de la correa, siendo esta luz de 6.00 m. Adoptando las recomendaciones de pre dimensionamiento de vigas de alma abierta, se adoptará

$$d = l/25$$

$$d = \frac{6}{20} = 0.3 \text{ m}$$

Se adoptará un peralte de 30 cm.

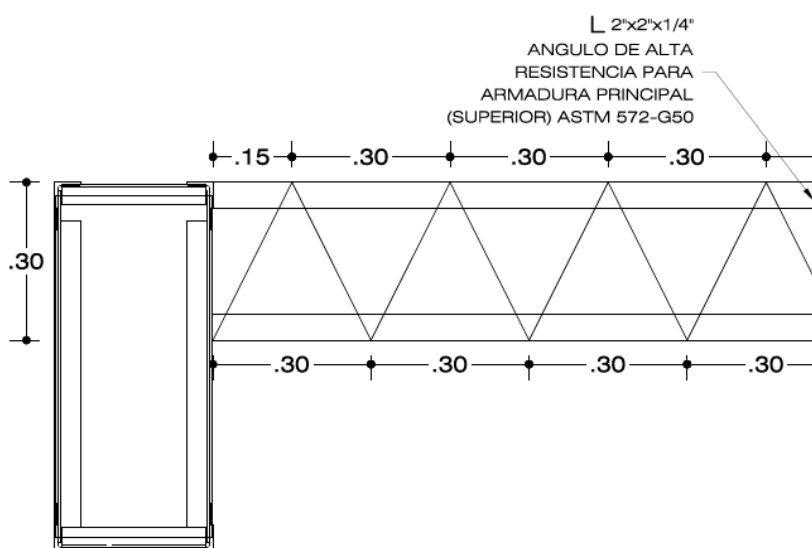


Figura 3.2 Elección del peralte de la correa

3.1.1.2 Cargas de Diseño (RNE)

Las cargas utilizadas para el análisis y diseño están normalizadas según la norma E.020, la cual clasifica las cargas como cargas vivas y Cargas muertas.

Cargas Muertas:

Es la carga permanente en la edificación, proveniente de los pesos propios de los elementos que componen la estructura, así como los elementos auxiliares y el material de cobertura. Los pesos propios se determinados por medio de los pesos específicos de los materiales y elementos que lo componen.

Materiales:

La cobertura metálica posee dos tipos de cargas muertas según la función que cumplen, las cuales son: funciones arquitectónicas y funciones estructurales.

Dentro de las cargas muertas según la función estructural podemos encontrar elementos estructurales como: Angulares metálicos, varillas y planchas. Los cuales tienen pesos específicos y características mostradas en la siguiente tabla:

Propiedades de elementos Angulares			
Elemento	Norma	Peso específico	Limite de Fluencia
1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	ASTM A36	7850 Kg/m ³	2530 Kg/cm ²
1 1/2" x 1 1/2" x 3/16"			
1 1/2" x 1 1/2" x 1/4"			
2" x 2" x 1/8"			
2" x 2" x 3/16"			
2" x 2" x 1/4"			
2" x 2" x 5/16"			
2" x 2" x 3/8"			
2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"			
2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"			
2 1/2" x 2 1/2" x 5/16"			
2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"			
Varilla de 1/2"			

Tabla 3.1 Propiedades de ángulos estructurales, según catálogo de Aceros

Arequipa

Propiedades del acero Acero Galvalum	
Dureza	60 Máx.
Porcentaje de Elongación	25% a 31%
Corrosión	ASTM B-117
Recubrimiento	G-90 (275gr por m ²) ASTM A-90
Proceso de Galvanizado	ASTM 653M
Densidad del Acero	7385 Kg/m ³
Peso por unidad de área	8.86 kg/m ²
Modulo de Elasticidad (E)	2100000 kg/cm ²
Límite de Fluencia (Fy)	2810 kg/cm ²
Esfuerzo a la tensión mínimo (Fu)	3865 kg/cm ²
Resistencia efectiva a la fluencia	3580 kg/cm ²
Esfuerzo efectivo a la tracción	4110kg/cm ²

Tabla 3.2 Propiedades del acero Galvalum, según catálogo Incoperfil

Las cargas muertas según la función Arquitectónica las podemos encontrar en elementos no estructurales como:

Elemento	Peso
Falso cielo Raso	10 Kg/m ²
Falso cielo raso arriostrado a la cobertura	25 Kg/m
Luminarias	9.5 Kg/m
Cobertura Curva tipo Galvalum	8.86 Kg/m ²
S/C	50 Kg/m ³

Tabla 3.3 Cargas de elementos arquitectónicos, Según RNE

Para techos curvos, la norma indica una sobrecarga de 50 Kg/m².

Cargas de nieve

Según la norma E.020, artículo 11 correspondiente a cargas de nieve, nos indica que la carga mínima de nieve a utilizar es de 40 Kg-f/m^2 , que equivalen a 0.40m de de nieve fresca o 0.20m de nieve compacta, en el presente estudio adoptaremos esta carga mínima debido a que en la región no se presentan o es poco común la presencia de este fenómeno.

Debido a la relación flecha/ luz $> 1/10$ se deberá estudiar los casos de cargas: balanceada y des balanceada.

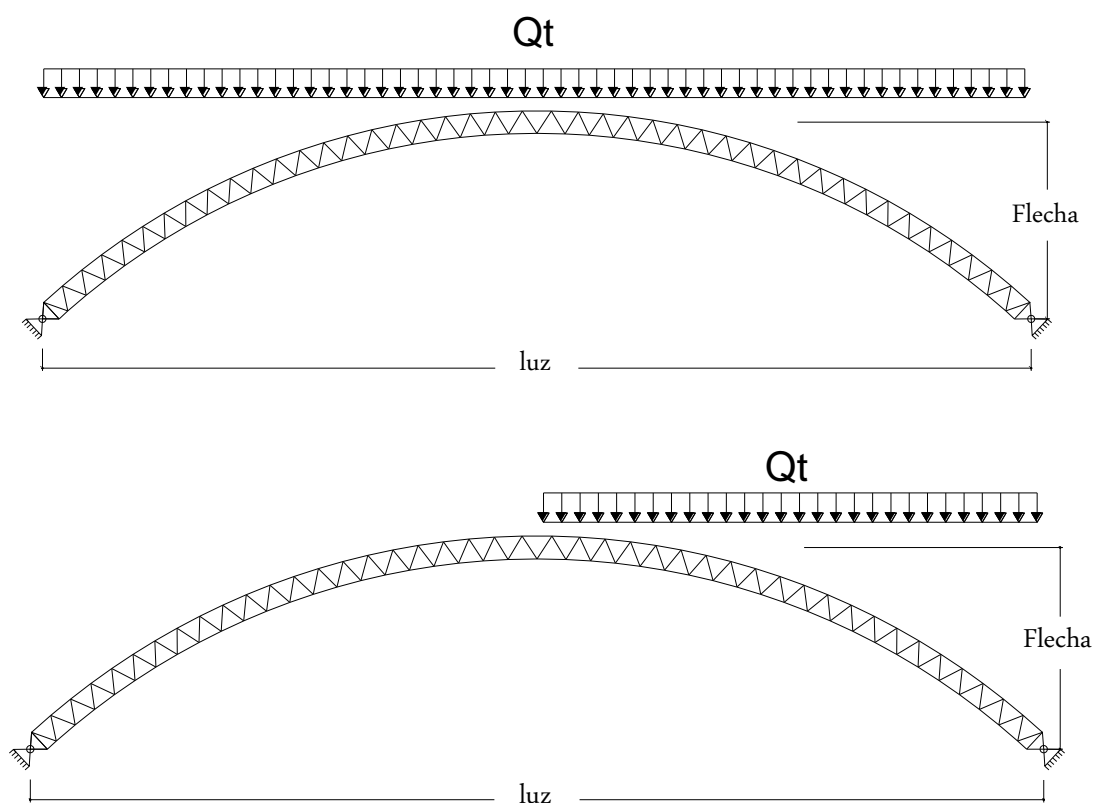


Figura 3.3 Casos de carga de nieve

Cargas de viento

Según la norma E.020, artículo 12 correspondiente a cargas de viento, toda estructura de cierre y componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción de viento, serán diseñadas para resistir las cargas (Presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales y perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

Según la clasificación de las edificaciones del reglamento, la estructura presentada es una edificación **Tipo 3**, pues es una edificación con cubierta tipo arco. debido a la relación flecha/ luz $> 1/10$ se deberá estudiar los casos de cargas: balanceada y des balanceada

Velocidad de Diseño

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación, para nuestro caso la altura de la edificación está a 14.5 metros, de la ecuación del reglamento:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

V_h = Velocidad de diseño en la altura h en Km/h

V = Velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

h = Altura sobre el terreno en metros

De acuerdo al mapa eólico del Perú presentado en la figura 3.4, la velocidad que le corresponde a nuestro departamento es de 80 Km /h

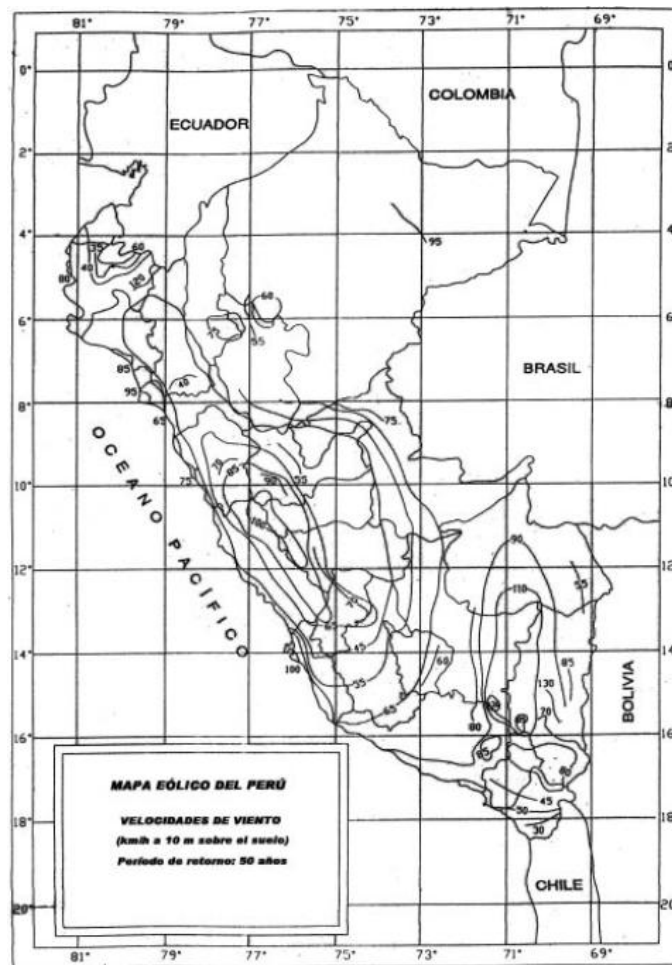


Fig. 3.4 Mapa Eólico del Perú, según RNE

Reemplazando los valores con los datos de la zona de la edificación:

$$Vh = 80 \left(\frac{14.5}{10} \right)^{0.22} = 86.81 \text{ Km/h}$$

Carga Exterior de Viento

La carga de viento se supondrá estática y perpendicular al arco, se calcula con la expresión:

$$Ph = 0.005 * C * Vh^2$$

Donde

Ph: presión o succión del viento a una altura *h* en Kg-f/m²

C: Factor de forma adimensional indicado en la tabla 3.4

Vh= Velocidad de diseño en la altura *h* en Km/h

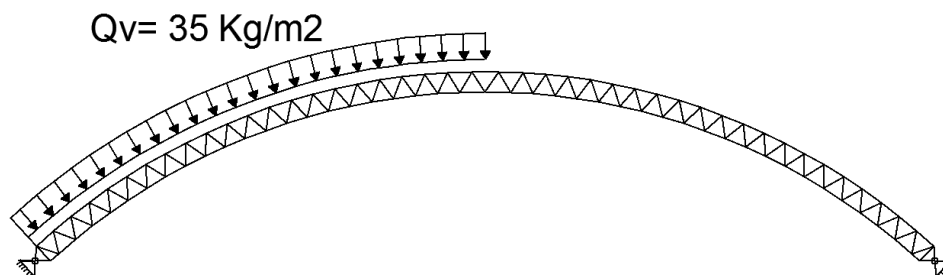
Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de Edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, Elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de Agua, Chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de Agua, Chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 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 o inclinadas (planas o curvas), paralelas a la dirección del viento	-0.7	-0.7

Tabla 3.4 Factores de forma, según RNE

Reemplazando los datos en la ecuación:

$$Ph = 0.005 * \pm 0.8 * 86.81^2 = \pm 30.14 \text{ Kg/m}^2$$

Se adoptará una velocidad de diseño de 35 Kg/m²



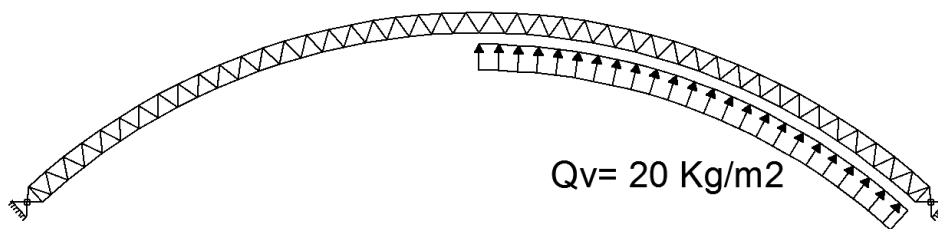


Fig. 3.5 Cargas de viento en la dirección X

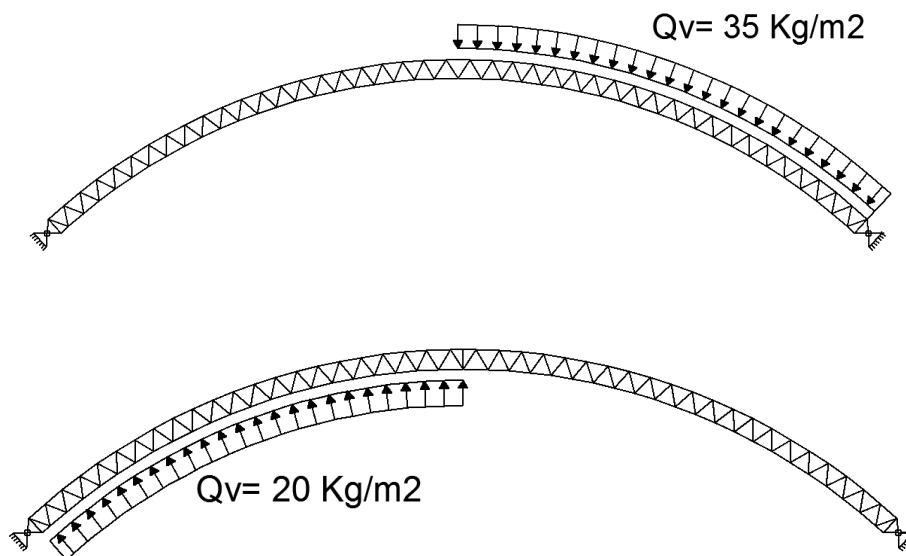


Fig. 3.6 Cargas de viento en la dirección - X

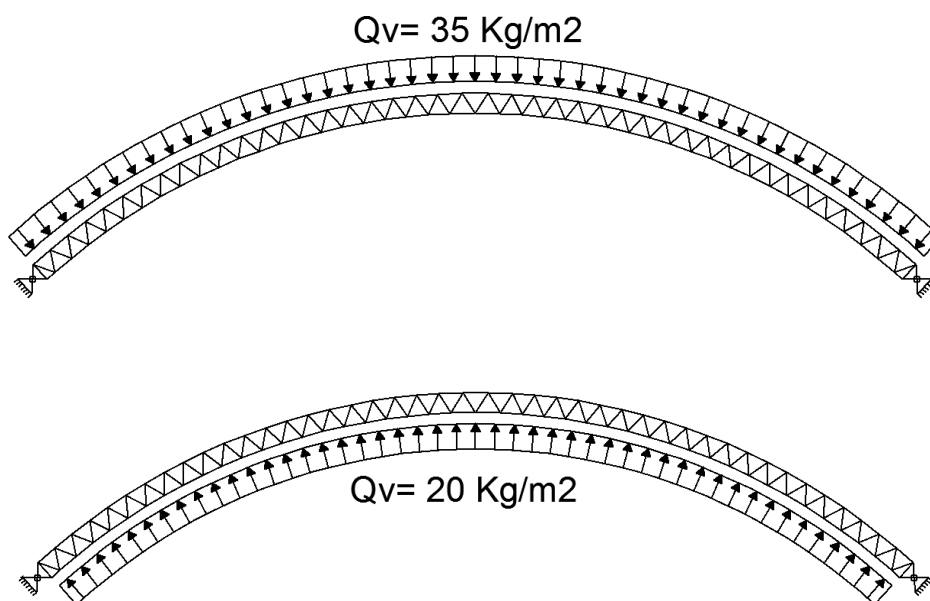


Fig. 3.7 Cargas de viento en la dirección Y -Y

Combinación de Cargas

La resistencia requerida de la estructura metálica y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación de crítica de cargas factorizadas. El efecto crítico puede ocurrir cuando uno o más cargas no están actuando. El método escogido para el presente diseño determina las siguientes combinaciones de carga:

- ✓ $1.4 D$
- ✓ $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- ✓ $1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 L \text{ o } 0.8 W)$
- ✓ $1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- ✓ $1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S$
- ✓ $0.9 D \pm (1.3 W \text{ o } 1.0 E)$

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

S: Carga de nieve

E: Carga de Sismo de acuerdo a la norma E.030 Diseño sismo resistente

R: Carga por lluvia o granizo

3.1.1.3 Criterios generales de estructuración

Existen diferentes sistemas estructurales a utilizar, los cuales fueron mostrados en el capítulo II de la presente investigación. En cuanto al tipo de apoyo, para el caso de la armadura reticulada se consideró una estructura isostática, puesto que tiene mayor rendimiento tanto en el taller como en el montaje en obra, por consiguiente resulta el de menor costo por Kg. De acero en estructura terminada.

La configuración del proyecto arquitectónico presenta un arco con una luz de aproximadamente 27 m, los arcos están sometido simultáneamente a flexión y compresión, debido a esto, se utilizará una armadura compuesta tipo Warren, debido al poco peso que tiene con relación a su gran luz. La viga seleccionada tendrá una sección rectangular compuesta, formada perfiles angulares tanto en sus miembros longitudinales como en los miembros de su celosía, esta sección rectangular le proveerá inercia en ambos sentidos y aumentará su resistencia a las solicitaciones impuestas.

3.1.2 Análisis Sísmico Dinámico

3.1.2.1 Criterios para el modelo matemático

El fenómeno sísmico es un problema netamente dinámico, si bien los primeros métodos para su consideración se basaron en conceptos estáticos. Es así que surgió el método de las fuerzas estáticas equivalentes, que aún hoy se aplica para estructuras relativamente simples (la mayoría de los códigos permiten su aplicación para construcciones de baja y mediana altura y de configuración aproximadamente regular). En este método, el efecto vibratorio del sismo se reemplaza por fuerzas laterales que, en general, siguen una

distribución creciente con la altura. El corte basal sísmico se determina a partir de un coeficiente sísmico (igual a la aceleración horizontal dividida la aceleración de la gravedad, g) multiplicado por el peso total de la construcción, incluyendo las sobrecargas de uso. El desarrollo y la difusión de las computadoras personales y de los programas de análisis estructural han permitido una generalizada aplicación de métodos dinámicos para considerar la acción sísmica. En estos métodos, y dependiendo del tipo de análisis a realizar, el sismo se cuantifica a través de un espectro de aceleraciones o mediante una serie de registros de aceleración (acelerogramas).

Estos últimos representan la variación de la aceleración del terreno en función del tiempo. Los registros de aceleración se obtienen de mediciones de sismos reales o bien se generan artificialmente mediante programas computacionales para cumplir ciertos requisitos.

Cualquiera sea el método aplicado, se consideran en general cuatro aspectos fundamentales para cuantificar la acción sísmica, a saber: (i) sismicidad propia del lugar, (ii) características del suelo de fundación, (iii) destino o importancia de la construcción y (iv) características principales de la respuesta estructural, vinculadas principalmente a su ductilidad y sobre resistencia.

Espectros de respuesta

Se han definido diversos parámetros e indicadores para cuantificar los terremotos y sus efectos. Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importante para el diseño sismo resistente, más precisamente a través de los espectros de aceleración. A través de ellos, se define la amenaza sísmica de una zona o región a los efectos del diseño sismo

resistente. En forma general, puede definirse espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento ξ .

Espectro de diseño

Debido a que los espectros de respuesta representan el efecto de un solo registro de aceleración, no pueden usarse para el diseño. Por esta razón, los reglamentos sismo resistentes utilizan espectros de diseño. Éstos presentan dos características principales: (i) consideran la peligrosidad sísmica de una zona o región y (ii) son curvas suavizadas, es decir, no presentan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuesta.

La obtención de las respuestas espectrales, como parte del análisis de amenaza sísmica, puede realizarse mediante procedimientos probabilísticos o determinísticos, según lo que resulte más conveniente en cada caso (Maguire, 2004; Reiter, 1990).

Se determino el espectro de respuesta considerando:

- **Zonificación** : **Zona 2, Z=3**

El territorio nacional se encuentra dividido en tres zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información

neotectónica. según este mapa, Puno según el mapa de zonificación está ubicado en la zona 2

- **Periodo del tipo de suelo : Suelo Intermedio s3, $T_p= 0.9$**

De acuerdo a las condiciones geotectónicas la norma considera 3 tipos de perfiles de suelo, estos se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo , el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de ondas de corte. para nuestro caso el tipo de suelo corresponde a un suelo intermedio S3

- **Tipo de Estructura : Regular**

La norma da un parámetro de acuerdo a la configuración estructural de la edificación la cual clasifica las estructuras como regulares e irregulares, para este caso se ha considera la estructura regular ya que esta no presenta discontinuidades significativas horizontales ni verticales.

- **Categoría de la edificación : Edificación importante B=1.3**

Según la norma, cada edificación presenta un nivel de importancia de acuerdo al servicio que brindará. De acuerdo a esta clasificación nuestra estructura es importante tipo B.

- **Sistema Estructural : Acero R=6**

La cobertura es netamente de acero por lo que se le considerará un estructura metálica con arriostres en cruz.



Figura 3.8 Mapa de zonificación, según RNE.

Factor de amplificación sísmica:

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T}$$

Donde $C \leq 2.5$

T= es el periodo que se asume para realizar el cálculo de los coeficientes de Amplificación dinámica.

Aceleración espectral:

Se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) g$$

De esta manera se obtiene el espectro de diseño:

T	C	Sa	Sa-i	T	C	Sa	Sa-i
0.1	2.500	1.913	0.195	5.1	0.441	0.338	0.034
0.2	2.500	1.913	0.195	5.2	0.433	0.331	0.034
0.3	2.500	1.913	0.195	5.3	0.425	0.325	0.033
0.4	2.500	1.913	0.195	5.4	0.417	0.319	0.033
0.5	2.500	1.913	0.195	5.5	0.409	0.313	0.032
0.6	2.500	1.913	0.195	5.6	0.402	0.307	0.031
0.7	2.143	1.640	0.167	5.7	0.395	0.302	0.031
0.8	1.875	1.435	0.146	5.8	0.388	0.297	0.030
0.9	1.667	1.275	0.130	5.9	0.381	0.292	0.030
1	1.500	1.148	0.117	6	0.375	0.287	0.029
1.1	1.364	1.043	0.106	6.1	0.369	0.282	0.029
1.2	1.250	0.956	0.098	6.2	0.363	0.278	0.028
1.3	1.154	0.883	0.090	6.3	0.357	0.273	0.028
1.4	1.071	0.820	0.084	6.4	0.352	0.269	0.027
1.5	1.000	0.765	0.078	6.5	0.346	0.265	0.027
1.6	0.938	0.717	0.073	6.6	0.341	0.261	0.027
1.7	0.882	0.675	0.069	6.7	0.336	0.257	0.026
1.8	0.833	0.638	0.065	6.8	0.331	0.253	0.026
1.9	0.789	0.604	0.062	6.9	0.326	0.250	0.025
2	0.750	0.574	0.059	7	0.321	0.246	0.025
2.1	0.714	0.547	0.056	7.1	0.317	0.242	0.025
2.2	0.682	0.522	0.053	7.2	0.313	0.239	0.024
2.3	0.652	0.499	0.051	7.3	0.308	0.236	0.024
2.4	0.625	0.478	0.049	7.4	0.304	0.233	0.024
2.5	0.600	0.459	0.047	7.5	0.300	0.230	0.023
2.6	0.577	0.441	0.045	7.6	0.296	0.227	0.023
2.7	0.556	0.425	0.043	7.7	0.292	0.224	0.023
2.8	0.536	0.410	0.042	7.8	0.288	0.221	0.023
2.9	0.517	0.396	0.040	7.9	0.285	0.218	0.022
3	0.500	0.383	0.039	8	0.281	0.215	0.022
3.1	0.484	0.370	0.038	8.1	0.278	0.213	0.022
3.2	0.469	0.359	0.037	8.2	0.274	0.210	0.021
3.3	0.455	0.348	0.035	8.3	0.271	0.207	0.021
3.4	0.441	0.338	0.034	8.4	0.268	0.205	0.021
3.5	0.429	0.328	0.033	8.5	0.265	0.203	0.021
3.6	0.417	0.319	0.033	8.6	0.262	0.200	0.020
3.7	0.405	0.310	0.032	8.7	0.259	0.198	0.020
3.8	0.395	0.302	0.031	8.8	0.256	0.196	0.020
3.9	0.385	0.294	0.030	8.9	0.253	0.193	0.020
4	0.375	0.287	0.029	9	0.250	0.191	0.020
4.1	0.366	0.280	0.029	9.1	0.247	0.189	0.019
4.2	0.357	0.273	0.028	9.2	0.245	0.187	0.019
4.3	0.349	0.267	0.027	9.3	0.242	0.185	0.019
4.4	0.341	0.261	0.027	9.4	0.239	0.183	0.019
4.5	0.333	0.255	0.026	9.5	0.237	0.181	0.018
4.6	0.326	0.250	0.025	9.6	0.234	0.179	0.018
4.7	0.319	0.244	0.025	9.7	0.232	0.177	0.018
4.8	0.313	0.239	0.024	9.8	0.230	0.176	0.018
4.9	0.306	0.234	0.024	9.9	0.227	0.174	0.018
5	0.300	0.230	0.023	10	0.225	0.172	0.018

Tabla 3.5 Espectro de Diseño, valores de Aceleración espectral

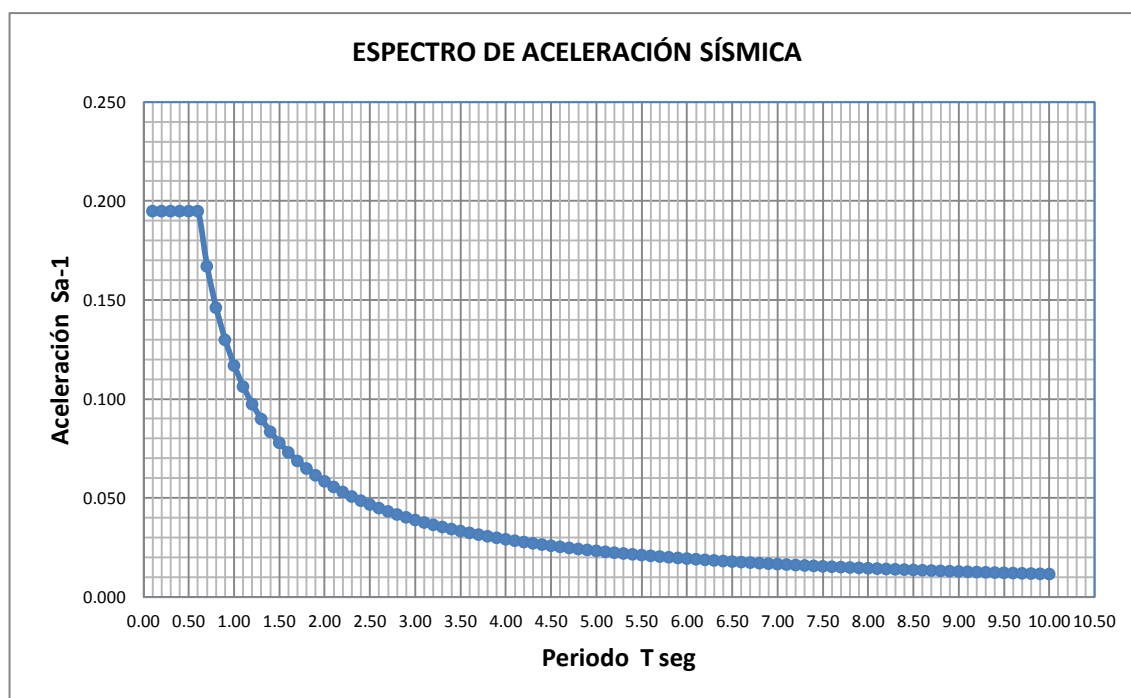


Figura 3.9 Espectro de Aceleración Sísmica

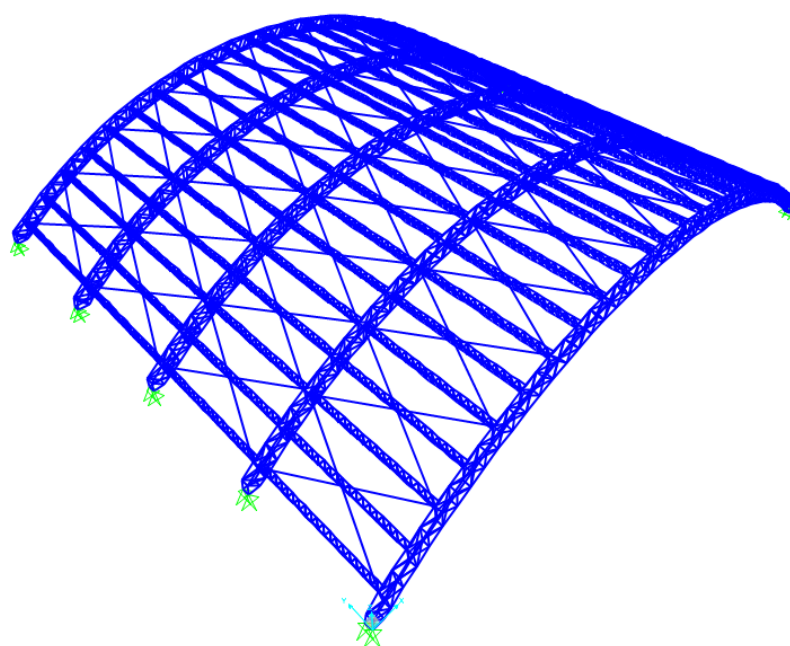


Fig. 3.10 modelo 3D de la estructura reticulada

Los resultados del análisis estático dinámico obtenidos del programa SAP2000, se pueden observar en forma gráfica en las siguientes figuras, que nos muestran los diferentes diagramas de esfuerzo axial, momentos y corte obtenidos de la sollicitaciones impuestas en la estructura para la envolvente de

diseño y para el pórtico crítico ubicado en el centro en los ejes intermedios de estructura analizada.

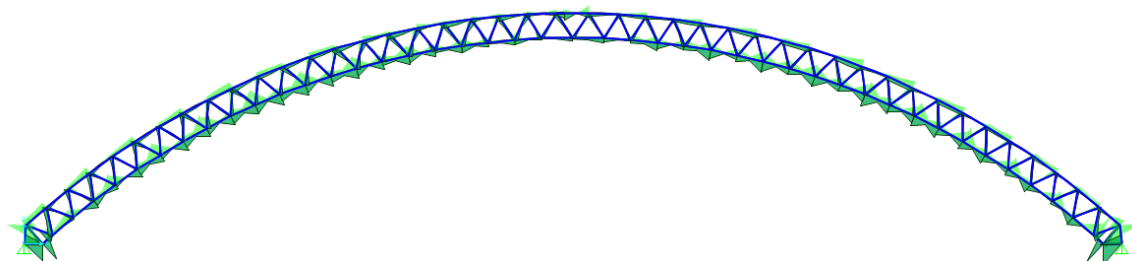


Fig. 3.11 Diagrama de momentos de la envolvente de diseño para el pórtico crítico

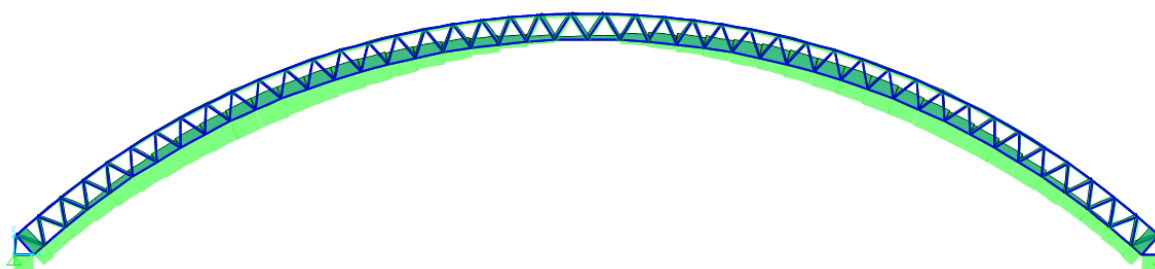


Fig. 3.12 Diagrama de fuerza axial para la envolvente de diseño en el pórtico crítico

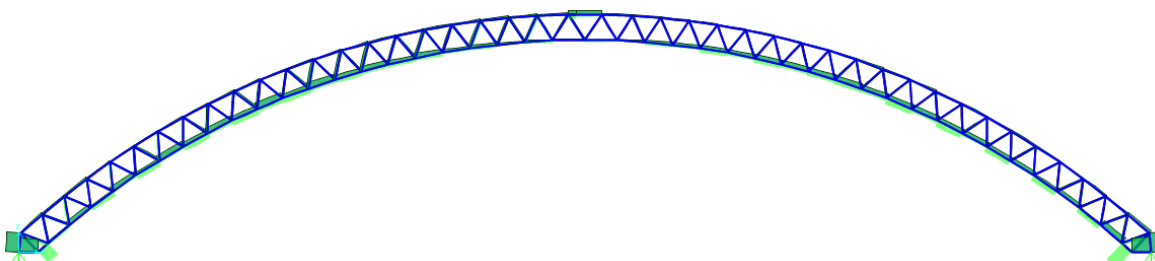


Fig. 3.13 Diagrama de corte de la envolvente de diseño para el pórtico crítico

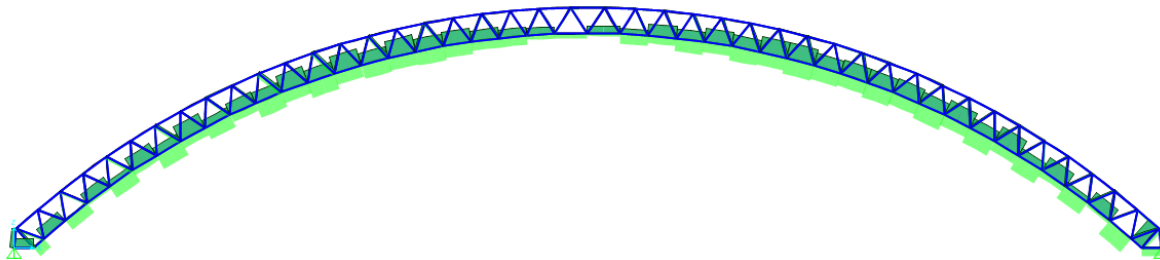


Fig. 3.14 Diagrama de Torsión de la envolvente de diseño para el pórtico crítico

Los resultados obtenidos del análisis para la envolvente de diseño se muestran numéricamente en el Anexo 2 del presente proyecto.

3.1.3 Diseño Estructural

3.1.3.1 Diseño de las Soldaduras:

El tamaño mínimo de de las soldaduras de filete debe ser aquel que transmita las fuerzas de diseño y no menor a los valores dados en la siguiente tabla. El tamaño máximo está referido a la plancha más gruesa a conectar, esto debido a que los espesores gruesos tienen un enfriamiento rápido luego de ser soldados, que contraen el cordón más delgado, volviéndolo frágil y proclive a agrietarse:

Tamaño mínimo de Soldaduras de Filete	
Espesor "t" de la plancha más gruesa	Tamaño mínimo de la Soldadura D _{mín} (mm)
Hasta 6.4 (1/4" inclusive)	3
Hasta 6.4 a 12.7 (1/4" a 1/2")	5
Hasta 12.7 a 19 (1/2" a 3/4")	6
Mayor de 19 (3/4")	8

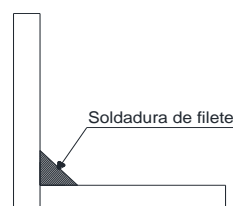
Tabla 3.6 Tamaño mínimo de soldaduras, según Fratelli 2003

Tamaño Máximo de soldaduras de filete	
Espesor "t" de la plancha más gruesa	Tamaño mínimo de la Soldadura D _{mín} (mm)
t < 6 mm	D _{máx} = t
t > 6 mm	D _{máx} = t - 2 mm

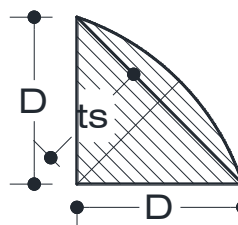
Tabla 3.7 Tamaño Máximo de soldaduras, según Fratelli 2003

Se utilizará Soldadura de arco metálico protegido:

$$ts = D * \frac{\sqrt{2}}{2} = 0.707D$$



D_{min}=	5 mm
D_{max}=	5 mm
ts=	3.54 mm



Se tomará un espesor de garganta de 3.5 mm

Solape mínimo Ls:

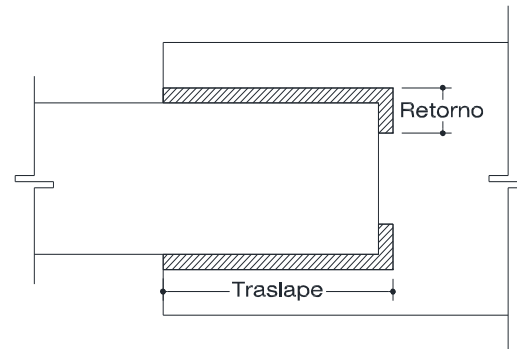
$$Ls = 5 t_{min} \geq 25 \text{ mm}$$

t =	6.35 mm
Lsmin=	31.75 mm

Soldadura de retorno Lr:

$$Ls \geq 2 D$$

D=	5 cm
Lr min=	10.00 cm



Longitud mínima y máxima de Soldadura:

La longitud mínima de soldadura de filete, viene definida:

$$L_{min} = 2 D$$

$$L_{máx} = 70 D$$

$$L_{min} = 10 \text{ mm}$$

$$L_{máx} = 350 \text{ mm}$$

Carga Ultima

La estructura al estar sometida a combinaciones de cargas vivas, muertas, de sismo, nieve y viento según reglamento, presenta su mayor sollicitación según la envolvente de diseño

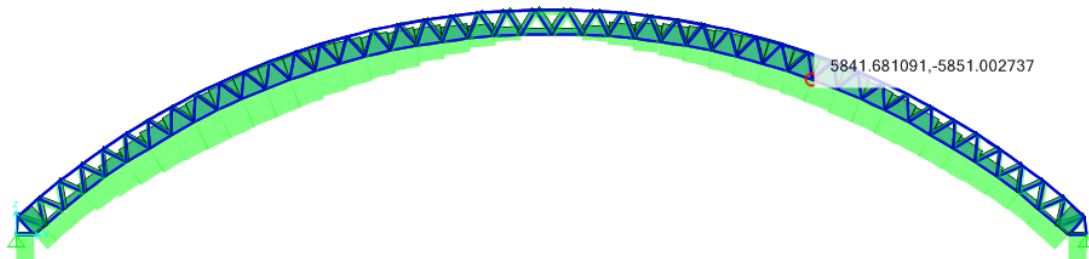


Fig. 3.15 modelo 3D de la estructura reticulada

Del análisis la mayor sollicitación se presenta en el nudo inferior 32 para la cual

$$P_u = 5.85 \text{ ton}$$

Capacidad resistente de la soldadura de filete:

a) Capacidad teórica de corte carga de la soldadura

Con el análisis efectuado se tienen los esfuerzos y deformaciones en los nudos con los cuales podemos proceder a diseñar bajo la sollicitaciones extremas.

$$\Phi R_{ns} = \Phi F_w * t_s * L \geq P_u$$

$$\Phi R_{ns} = 0.75 * 0.6 * 2214 * 0.35 * L \geq 8550 \text{ Kg}$$

Pu=	8550 Kg
ΦFw=	E70XX
ts=	0.35 cm
L=	?
ΦRns/L=	782.649 Kg/cm
Ldisñ=	10.92 cm

Por lo tanto se tomará cordones de 6 cm a cada lado del ángulo.

b) Capacidad resistente a corte en el Área de los miembros:

$$F_{mb} = 0.6 F_y$$

$$\Phi R_{nv} = \Phi F_{mb} * A_v \geq P_u$$

$$A_v = t * L$$

Por lo tanto:
$$\Phi R_{nv} = 0.54 * F_y * t * L \geq P_u$$

Fy=	AE25
A=	6.56 cm ²
ΦtNt=	14760 Kg

La resistencia de los miembros satisface las sollicitaciones impuestas.

c) Capacidad resistencia a tracción en el área efectiva A_e de los miembros:

$$\Phi_t N_t = 0.75 * F_u * A_e \geq P_u$$

$$A_e = C_t * A$$

Cuando las fuerzas a tracción se transmiten sólo por medio de soldaduras longitudinales a los largos de los a lo largo de los bordes, de debe adoptar los valores de C_t indicados a continuación:

Longitud del Cordón lateral "L"	Tipo de Conexión	C_t
$L \geq 2b$	Larga	1
$2b \geq L \geq 1.5b$	Intermedia	0.87
$1.5b \geq L \geq b$	Corta	0.75

Tabla 3.8 Valores de C_t para diseño de cordones de soldadura

$$A_e = 0.75 * 6.50 = 4.875 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_t N_t = 0.75 * 3700 * 4.875 \geq P_u$$

$$\Phi_t N_t = 13528 \text{ Kg} \geq 8550 \text{ Kg} \dots OK$$

El resistencia en el área efectiva del miembro satisface la sollicitación a tracción.

3.1.3.2 Diseño de la articulación en el nodo:

- **Espesor de la plancha de nodo**

El espesor de la plancha de nodo debe cumplir:

$$t = \frac{P_u}{0.54 * F_y * b_e}$$

$$b_e = 2 * L_1 * \text{tg } 30^\circ + b = 2 * 10 * \frac{1}{\sqrt{3}} + 5 = 16.54 \text{ cm}$$

$$t = \frac{P_u}{0.54 * F_y * b_e} = \frac{12027}{0.54 * 2500 * 8.5} = 0.57 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tomará un espesor preliminar de 1/4"

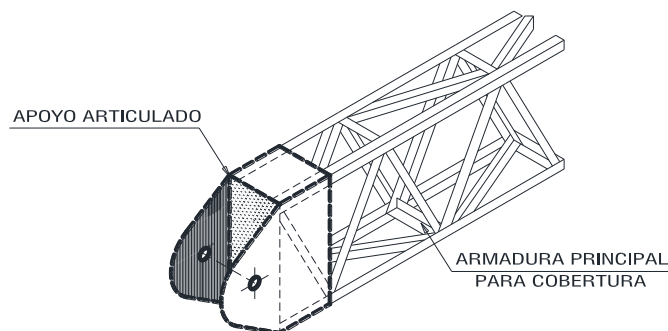


Fig. 3.16 Conexión articulada

- **Resistencia a la compresión de la plancha**

Se hará la verificación del pandeo local, a través de la esbeltez del elemento, por medio de la fórmula:

$$ha/tw \leq \frac{1067}{\sqrt{F_y}}$$

Se ha tomado este valor por ser un elemento Semi rigidizado, reemplazando los valores se obtiene:

$$5/0.635 \leq \frac{1067}{\sqrt{2500}}$$

$$7.87 \leq 21.30 \dots (Ok)$$

Por lo tanto no se produce pandeo local.

- **Resistencia de la plancha a compresión**

$$F_{crit} = \Phi_{as} * 0.658^{\Phi_{as}} * \lambda_c^2 * F_y$$

Donde:

Φ_{as} : Coeficiente de reducción en caso de pandeo local

F_{crit} : Esfuerzo Crítico de pandeo flexional

λ_c : Parámetro de Esbeltez Reducida

Reemplazando valores en la fórmula:

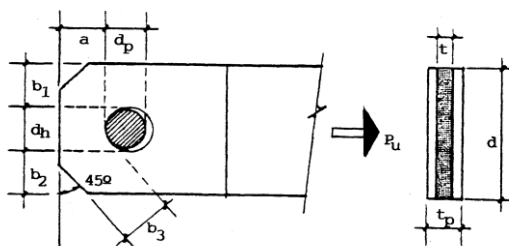
$F_y =$	2500 Kg/cm ²
$E =$	2100000
$\lambda E =$	91.05
$\lambda c =$	0.458

$K =$	1
$L =$	15 cm
$r_{min} =$	0.36 cm
$\lambda =$	41.7

$$F_{crit} = 1 * 0.658^{1 * 0.458^2} * 2500$$

$$F_{crit} = 12167 \frac{Kg}{cm^2} \geq 12053 \frac{Kg}{cm^2} \dots (Ok)$$

- Según la sollicitación en el pasador:



$$b_1 = b_2 \leq 4 * t_p$$

$$b_1 = b_2 \leq 4 * 0.635$$

$$b_1 = b_2 \leq 2.54$$

$$a \geq bef$$

$$bef = 2 * t + 16 \text{ mm}$$

$$bef = 2 * 0.635 + 16 \text{ mm}$$

$$bef = 4.1 \text{ cm}$$

- ✓ Aplastamiento sobre el área proyectada del pasador

$$\Phi R_p = 0.75 * 1.8 * t_p * d_p * f_y$$

$$17820 = 0.75 * 1.8 * 0.635 * d_p * 2500$$

$$d_p = 2.9 \text{ cm} \approx 1 \frac{1}{2}''$$

✓ **Capacidad resistente a corte en área efectiva:**

$$A_{sf} = 2 * t_p * (a + \frac{d_p}{2})$$

$$A_{sf} = 2 * 0.635 * (15 + \frac{3.81}{2})$$

$$A_{sf} = 15.12$$

$$N_t = 0.6 * A_{sf} * f_y$$

$$N_t = 0.6 * 15.12 * 2500$$

$$N_t = 22680 \text{ Kg}$$

$$\phi_{sf} N_t > P_u$$

$$0.75 * 24153 = 17820 \text{ Kg}$$

$$18114 \text{ Kg} > 17820 \text{ Kg}$$

Por lo tanto se seleccionará un pasador de 1 1/2" y un espesor de plancha de 1/4".

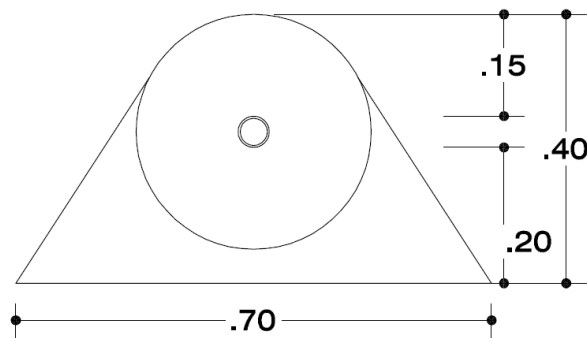


Fig. 3.17 Dimensiones de la articulación

3.1.3.3 Diseño de los pernos de Anclaje:

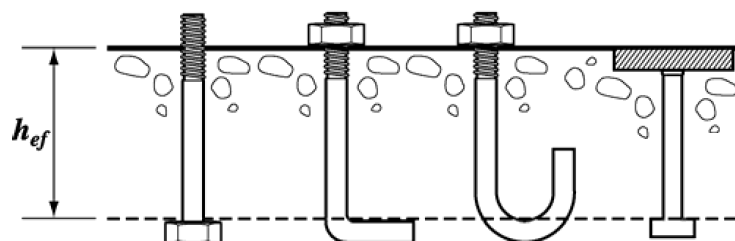


Fig. 3.18 Anclaje pre instalados (ACI-318)

a) Resistencia a la Tracción en los pernos:

Para la Evaluación de la resistencia a la tracción de los pernos, se usará:

$$N_{sa} = nA_{se}f_{uta}$$

donde:

Nsa : Resistencia a la tracción del perno

n : Numero de pernos

Ase : Área de la sección transversal del perno

futa ≤ 1.9fy o 860 Mpa

Resistencia a la Tracción en los pernos:		
Para pernos con cabeza		
n=	6	
Ase=	1.27	cm2
futa=	4750	Kg/cm2
Nsa=	36102.91	Kg

Resistencia a la Rotura del Concreto:

Resistencia básica a la Rotura del concreto			
		10 Anclaje antes de la llena	
		7 Anclaje Despues de la llena	
K=	10		
f'c=	210	Kg/cm2	
hef=	70	cm	
Nb=	84870.49	Kg	Para concreto Fisurado: $N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$
Nb=	65472.16	Kg	Para pernos normales: $N_b = 3.8 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$

Donde:

Nb : Resistencia básica a la rotura

Kc : 10 para anclajes pre instalados y 7 para anclajes pos instalados

f'c : Resistencia a la compresión del concreto

hef : Profundidad efectiva de embebido del anclaje

Resistencia a la Rotura del concreto		
Para un grupo de Anclajes:		
$\psi_{ec,N} =$	1	
$\psi_{ed,N} =$	0.74	
$\psi_{c,N} =$	1.25	
$\psi_{cp,N} =$	1	
Nb=	84870.49	Kg
ANC =	5000	cm ²
ANCO =	44100	cm ²
Ncbg=	8935.18	Kg

$\psi_{ec,N}$: Factor de Excentricidad

$\psi_{ed,N}$: Factor de modificación por efecto de borde

$\psi_{c,N}$: Factor de modificación por condiciones del concreto

$\psi_{cp,N}$: Factor de modificación para concreto no fisurado.

ANC : Área Proyectada de la superficie de falla para el grupo de anclajes

ANCO : Área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje a una distancia 1.5 hef.

Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción:

La resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un tornillo individual con gancho, N_p , no debe exceder:

Para pernos con cabeza y con gancho, la resistencia individual			
			$N_p = 0.9f'_c e_h d_o$
do=	1.27	cm	
eh=	5.08	cm	$3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$
f'c=	210	Kg/cm ²	
Np=	1219.35	Kg	Para perno
Npg=	4877.41	Kg	Para un grupo de pernos

Resistencia a la extracción por deslizamiento:

Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción			
$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p$			
$\psi_{c,p} =$	1.4		1.4 para concreto sin fisuras
$N_p =$	4877.41		
$N_{pn} =$	1707.09	Kg	
$N_{png} =$	6828.37	Kg	

Donde:

d_o : Diámetro exterior del anclaje

e_h : $3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$

N_{pn} : Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento del anclaje

$\psi_{c,p}$: factor de modificación por fisuramiento del concreto.

Resistencia al desprendimiento del concreto en un anclaje con cabeza en tracción:

Resistencia al desprendimiento del concreto en un anclaje con cabeza en tracción			
Para un anclaje individual con embebido profundo $C_{a1} \leq 0.4h_{ef}$, la resistencia nominal al desprendimiento:			
$C_{a1} =$	20		$N_{sb} = 13.3 C_{a1} \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c}$
$A_{brg} =$	25.40	Cm ²	
$f'_c =$	210	Kg/cm ²	
$N_{sb} =$	19427.11	Kg	$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right) N_{sb}$
$s =$	30.00		
$N_{sbg} =$	48567.77	Kg	Para un grupo de pernos

Donde:

C_{a1} : Distancia entre el centro del anclaje y el borde de concreto

A_{brg} : Área de apoyo de la cabeza de un anclaje

N_{sb} : Resistencia nominal al desprendimiento lateral

N_{sbg} : Resistencia nominal de un grupo de anclajes al desprendimiento lateral

b) Requisitos de Diseño para Solicitaciones a Cortante

Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante:

La resistencia nominal de un anclaje individual o grupo de anclajes en cortante,

V_{sa} no debe exceder :

$$V_{sa} = nA_{se}f_{uta}$$

donde:

V_{sa} : Resistencia nominal a cortante

n : Numero de pernos

A_{se} : Área de la sección transversal del perno

f_{uta} ≤ 1.9fy o 860 Mpa

Resistencia del Acero a Corte		
Para pernos con cabeza y con gancho		
n=	4	$V_{sa} = n0.6A_{se}f_{uta}$
A _{se} =	1.27	
f _{uta} =	4750	
V_{sa}=	14441.16	

Resistencia a la rotura del concreto para un anclaje sometido a cortante:

Resistencia basica a corte del concreto de un Anclaje individual:			
L=	10	cm	L=hf o L<8d
do=	1.27	cm	
f'c=	210	Kg/cm2	1324.17995
Ca1=	20		
Nb=	1324.18	Kg	Para concreto Fisurado: $V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_o}\right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$
Nb=	1456.60	Kg	Para pernos soldados a la plancha $V_b = 0.66 \left(\frac{\ell_e}{d_o}\right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$

Donde:

Nb : Resistencia básica a la rotura

do : Diámetro del anclaje

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto

$Ca1$: Distancia del centro del anclaje al borde de concreto

Resistencia a la Rotura del concreto de un anclaje sometido a Cortante			
Para un grupo de Anclajes:		$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} V_b$	
		Ca1=	20
$\psi_{ec,v}$ =	1	Factor de Excentricidad	Ca2= 10
$\psi_{ed,v}$ =	0.85		$\psi_{ed,N}$ = 0.85
$\psi_{c,v}$ =	1.2	1 para C° fisurado sin A° y 1.2 para C° fisurado con A° < 1"	
Vb =	1324.18	Kg	
Avc =	1500	cm2	
AVco =	1800	cm2	
Vcbg =	1125.55	Kg	

$\psi_{ec,V}$: Factor de Excentricidad

$\psi_{ed,V}$: Factor de modificación por efecto de borde

$\psi_{c,V}$: Factor de modificación por condiciones del concreto

AVC : Area Proyectada de la superficie de falla para el grupo de anclajes

$AVco$: Area proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje a una distancia 1.5 $Ca1$.

Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante:

Para pernos con cabeza y con gancho, la resistenecia individual		$V_{cp} = k_{cp} N_{cb}$
kcp =	2	$k_{cp} = 1.0$ para $h_{ef} < 65$ mm, y $V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg}$
Ncpg =	17870.37	Kg
		$k_{cp} = 2.0$ para $h_{ef} \geq 65$ mm.

Donde:

kcp : Parámetro que depende de la profundidad del embebido

$Ncpg$: Resistencia nominal de un grupo de anclajes al desprendimiento lateral

Interacción de las fuerzas de tracción y cortante:

De las anteriores ecuaciones se toma las resistencias más bajas en tracción y corte:

La resistencia más baja a tracción es dominada por la resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje a tracción:

$$N_{png} = 6828.37$$

La resistencia más baja a corte es dominada por la resistencia a la rotura del concreto de un anclaje sometido a cortante:

$$V_{cbg} = 1125.55$$

Se determinará $\emptyset N_n$ y $\emptyset V_n$

Los valores de \emptyset se tomarán:

- c) Anclaje controlado por la resistencia al arrancamiento, desprendimiento lateral, deslizamiento del anclaje, o desprendimiento por cabeceo del anclaje.

	<u>Condición A</u>	<u>Condición B</u>
i) Fuerza cortante	0.85	0.75
ii) Cargas de tracción		
Conectores, pernos con cabeza, o pernos con gancho embebidos	0.85	0.75
Anclajes postinstalados de alguna categoría, según lo determina el ACI 355.2		
Categoría 1 (Baja sensibilidad a la instalación y alta confiabilidad)	0.85	0.75
Categoría 2 (Sensibilidad media a la instalación y mediana confiabilidad)	0.75	0.65

$$\emptyset N_n = 0.85 * 6828.37 = 5121.73$$

$$\emptyset V_n = 0.85 * 1125.55 = 956.72$$

Estas resistencias mínimas deben satisfacer:

$$\emptyset N_n \geq N_{ua} \quad \text{y} \quad \emptyset V_n \geq V_{ua}$$

Donde:

N_{ua} : Fuerza Mayorada de tracción

V_{ua} : Fuerza mayorada de corte

Del análisis:

$$N_{ua} = 500 \text{ Kg}$$

$$V_{ua} = 1100 \text{ Kg}$$

Debido a que las resistencias a corte calculadas no satisfacen las solicitaciones impuestas, se hará un re cálculo de la resistencia a la rotura del concreto de un anclaje sometido a cortante con un diámetro de 5/8":

Resistencia basica a corte del concreto de un Anclaje individual:				
L=	15	cm	$L = hf \text{ o } L < 8d$	12.8
do=	1.59	cm		
f'c=	210	Kg/cm ²	1536.18415	
Ca1=	20			
Nb=	1536.18	Kg	Para concreto Fisurado: $V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	
Nb=	1689.80	Kg	Para pernos soldados a la plancha $V_b = 0.66 \left(\frac{\ell_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	

Resistencia a la Rotura del concreto de un anclaje sometido a Cortante				
Para un grupo de Anclajes:		$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} V_b$		
			Ca1=	20
$\psi_{ec,v}$	1		Factor de Excentricidad	Ca2=
$\psi_{ed,v}$	0.85			10
$\psi_{c,v}$	1.2		$\psi_{ed,N}$	0.85
Vb=	1536.18	Kg	1 para C° fisurado sin A° y 1.2 para C° fisurado con A° < 1"	
Avc =	1500	cm ²		
AVco =	1800	cm ²		
Vcbg=	1305.76	Kg		

$$\emptyset V_n = 0.85 * 1305.76 = 1109.52$$

Por lo tanto se adoptará 6 pernos de 5/8"

3.1.3.4 Diseño de la placa Base

Dimensiones de la placa base

Debido a que el apoyo de la armadura es una articulación, solo se tomará en cuenta la acción de una fuerza axial, ya que en este tipo de conexión no existe momentos. Las sollicitación que llega de la armadura será una carga puntual, las cual la podemos desglosarla en una fuerza axial y de corte.

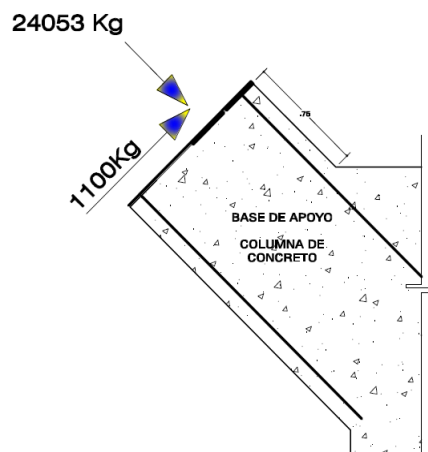


Fig. 3.19 Cargas actuantes sobre el elemento de apoyo.

Dimensiones de la plancha de Asiento				
Si se utilizan resistencias de cálculo y cargas Mayoradas:				
N=	24053	Kg		
a=	70	cm		
b=	50	cm		
σ_b =	6.872	Kg/cm ²		
				$\sigma_b^* = \frac{N^*}{a \cdot b} \leq f_{cd,p}$
fcd,p=	117.000	Kg/cm ²		

Donde:

N : Carga Axial mayorada

a,b : Dimensiones de la placa base

σ_b : Esfuerzo admisible del concreto

fcd.p : Resistencia de cálculo del concreto

$$6.872 \text{ Kg/cm}^2 \leq 117.00 \text{ Kg/cm}^2 \quad \dots \text{ (Ok)}$$

De los resultados de la anterior ecuación se deduce que las dimensiones de la placa pueden ser mucho menores, pero debido a las dimensiones de la sección compuesta de la cercha se tomará la sección 50x70 para la colocación y ubicación de las cartelas y los pernos de anclaje.

Espesor de la placa base:

Se calculará el espesor en función de la presión en el concreto:

Espesor de Placa							
$\sigma_u =$	2600	Kg/cm ²					
$\sigma_b =$	6.872	Kg/cm ²					
b=	50	cm					
d=	30	cm					
Mvol=	343.61	Kg-cm					
Mvano=	429.52	Kg-cm					
t=	1.00	cm					

$$M_{voladizo} = \frac{(b - d)^2}{8} \cdot \sigma_b^*$$

$$M_{vano} = \frac{d^2}{8} \cdot \sigma_b^* - M_{voladizo} = \frac{b \cdot (2 \cdot d - b)}{8} \cdot \sigma_b^*$$

Donde:

σ_u : Esfuerzo Ultimo en el acero

σ_b : Esfuerzo admisible en el concreto

b,d : Dimensiones de la placa

Mvol, Mvano : Momento en el volado y en el vano de la plancha base.

t : Espesor de la placa

Se adoptará un espesor de 3/8" para la plancha base.

Se podría haber hecho la verificación por tracción en el anclaje pero las fuerzas resultantes del análisis son casi despreciables.

Diseño de las Cartelas:

Según Arguelles, 2001 se debe cumplir:

$R_c \cdot d_c < c_E \cdot M_p$			
Para la Componente Vertical Rc :			
C=	8	cm	Garganta de la cartela
tc=	0.635	cm	Espesor de la cartela
σ_u =	2600	Kg/cm ²	Limite elástico de la cartela
E=	2100000	Kg/cm ²	
λ =	0.357		
Rc=	6013.25	Kg	Resultante Vertical
dc=	3.35	cm	Distancia de esquina a la Resultante vertical
C _E =	1.936		Coficiente de Escuadra
M _p =	26416	Kg-cm	Momento de Agotamiento Resistente
Condición=	Ok		

Rc : Resultante de carga axial.

dc : Distancia entre la resultante y la esquina.

C_E : Coeficiente de escuadra.

M_p : Momento de agotamiento resistente.

Por lo tanto se adoptará cartelas de espesor de 1/4" y de 10x15 cm

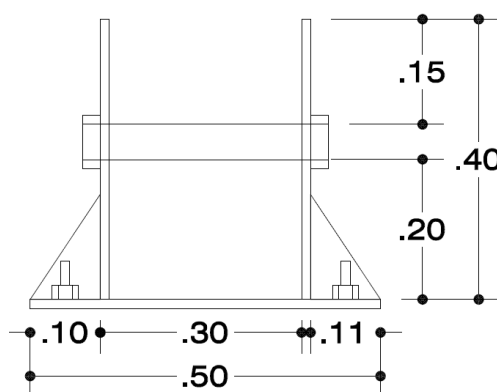
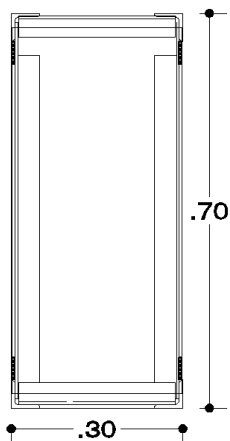


Fig. 3.20 Dispositivo de apoyo articulado

d) Diseño de la Sección Compuesta:

Propiedades Físicas de la sección:

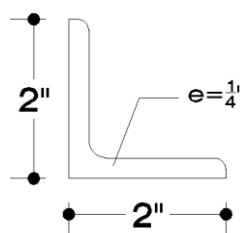
De la sección compuesta:



	X	Y
Momento de Inercia=	55916.00 cm ⁴	9753.00 cm ⁴
Radio de Giro=	48.48 cm	20.25 cm
Io,Jo=	4401.00 cm ⁴	26777 cm ⁴

Tabla 3.9 Propiedades físicas de la sección del arco

Del Angular individual:



	X	Y
Momento de Inercia=	26.83 cm ⁴	26.83 cm ⁴
Radio de Giro=	2.12 cm	2.12 cm
Io,Jo=	5.68 cm ⁴	21.83 cm ⁴

Tabla 3.10 Propiedades físicas del Angular

Verificación del pandeo local en los elementos que conforman la Cercha

El pandeo local de los elementos está en función de su esbeltez, debiendo cumplir relaciones límites de b/t , para nuestro caso se debe cumplir las siguientes relaciones:

Para las cuerdas superiores e inferiores:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{637}{\sqrt{fy}}$$

Para la celosía:

$$\frac{L}{r} \leq 140$$

Para las cuerdas superiores e inferiores, así como la celosía se utilizarán angulares de 2"x2"x1/4" y 2"x2"x 3/16" con límite de fluencia mínima de 2530 Kg/cm², reemplazando estos valores en la ecuaciones anteriores se obtiene:

Para las cuerdas superiores e inferiores:

$$\frac{5}{0.635} = 7.87 \leq \frac{637}{\sqrt{2500}} = 12.74 \quad OK$$

Para la celosía:

$$\frac{78}{2.12} = 36.79 \leq 140 \quad OK$$

Verificando de esta manera que no se presentará pandeo local en ningún elemento de la sección analizada.

Verificación de la Esbeltez de los elementos:

Para conocer el comportamiento de la Viga-columna evaluaremos su esbeltez, para este caso utilizaremos el parámetro de esbeltez reducida para saber en qué rango funciona la viga-columna, para esto utilizaremos el parámetro de esbeltez reducida:

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\lambda_E}$$

Donde:

λ : Esbeltez del elemento

λ_E : Esbeltez de Euler:

$$\lambda_E = \pi * \sqrt{\frac{E}{F_{crit}}}$$

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

Donde:

E: Modulo de Elasticidad

Fcrit : Esfuerzo critico de pandeo

K: Coeficiente de longitud efectiva

L: Longitud del elemento

r: Radio de giro.

Reemplazando los valores se obtiene:

Para la dirección X:

K=	1
L=	2700 cm
rxmin=	48.48 cm
λ=	55.69

Para la dirección Y:

K=	1
L=	2700 cm
rymin=	20.25 cm
λ=	133.3

Evaluando el parámetro para el sentido critico λc:

Fy=	2500 Kg/cm ²
E=	2100000 Kg/cm ²
λE=	91.05
λxc=	0.612

Fy=	2500 Kg/cm ²
E=	2100000 Kg/cm ²
λE=	91.05
λyc=	1.464

Evaluación de la Resistencia a la Compresión:

El parámetro de Esbeltez reducida nos permite saber el comportamiento de la columna, y marca la frontera entre:

Comportamiento Inelástico : $0 \leq \lambda_c \leq 1.5$

Comportamiento Elástico : $\lambda_c > 1.5$

La evaluación de la resistencia a la compresión viene dada por:

$$\Phi_c N_t \geq N_u$$

Donde:

Φ_c : 0.85

N_u : Solicitación proveniente de cargas axiales

N_t : Resistencia teórica a compresión axial del miembro: $N_t = A \cdot F_{crit}$

$$F_{crit} = \Phi_{as} * 0.658^{\Phi_{as} * \lambda_c^2} * F_y$$

Donde:

Φ_{as} : Coeficiente de reducción en caso de pandeo local

F_{crit} : Esfuerzo Crítico de pandeo flexional

Haciendo la evaluación obtenemos

Haciendo la evaluación obtenemos:

Area=	23.790 cm ²
Fcrit=	1018.944 Kg/cm ²
$\Phi_c N_t$ =	20604.57 Kg

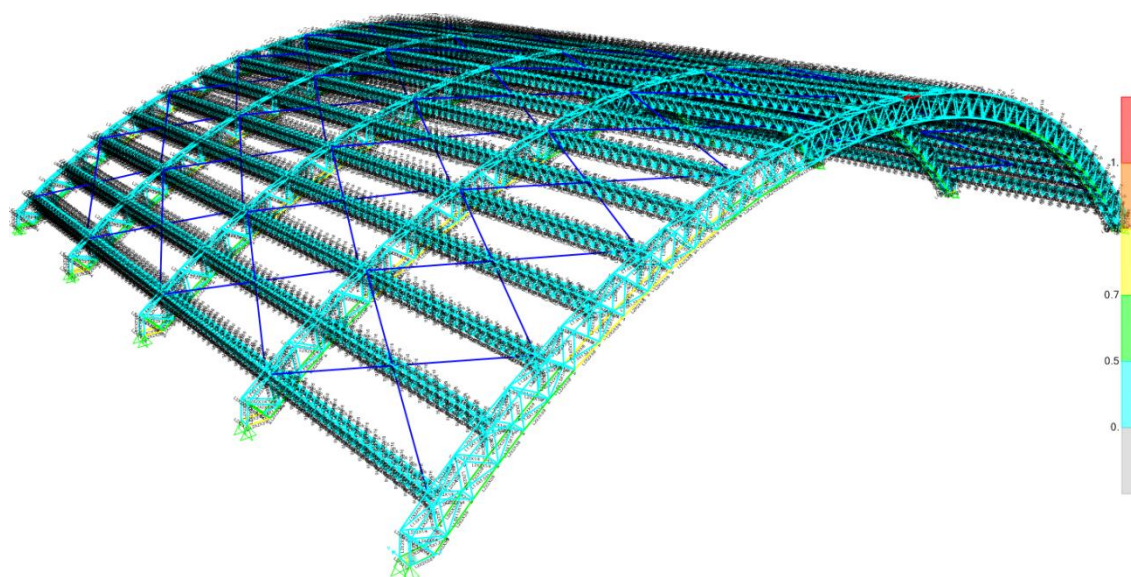


Fig. 3.21 Resultados del diseño en el modelo matemático

El diseño obtenido a través del programa SAP2000 nos muestra que los diferentes elementos que conforman la estructura resistirán las solicitaciones impuestas a las que está sometida la estructura.

Se puede observar de la gráfica que hay mayor concentración de esfuerzos en la cuerda inferior de la armadura, las cuales están sometidas a tensión, según el análisis obtenido previamente.

3.2 SISTEMA AUTO PORTANTE

3.2.1 Análisis Estructural

3.2.1.1 Pre Dimensionamiento

Una estructura arco puede trabajar netamente a compresión si sigue la curvatura anti funicular proveniente de las cargas a la que está sometida, debido a que el arco está sometido no solo a cargas estáticas sino también a cargas dinámicas, determinar esta curva se hace tediosa. La mayoría de estructuras arcos no sigue esta curvatura anti funicular debido a que estas estructuras trabajan a flexo compresión.

Para determinar la curvatura del arco se siguió recomendaciones de Arguelles , en la que recomienda relaciones de flecha luz del arco comprendidas entre 1/5 y 1/10, para un correcto funcionamiento del arco.

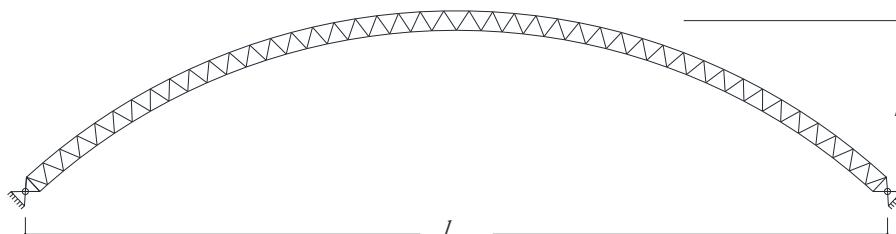


Fig. 3.22 Flecha y luz de la estructura

$$1/5 \leq f/l \leq 1/10$$

La curvatura puede ser parabólica o circular, ambas tiene similar comportamiento. Para el presente proyecto se adoptó una curvatura circular con una relación de 1/5.

La sección utilizada para el presente proyecto corresponde a secciones ofrecidas por el mercado, no se infirió en otras geometrías. La sección consta de planchas nervadas, tal como se muestra en la siguiente figura.

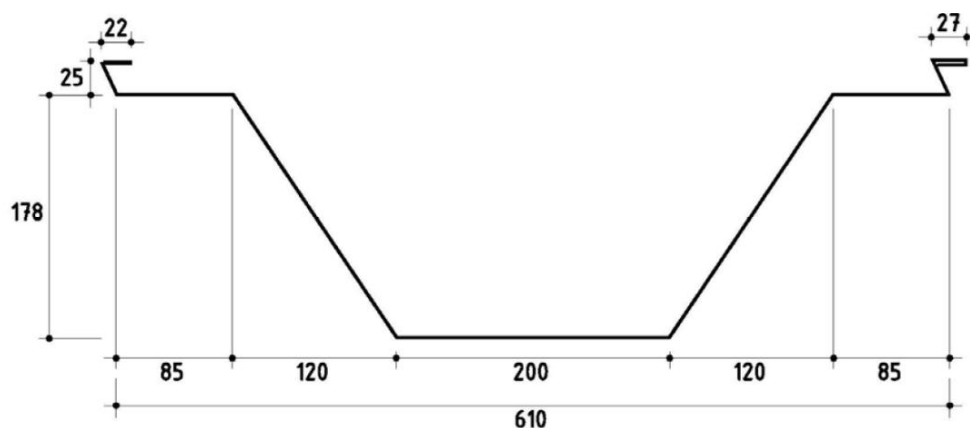


Fig. 3.23 Sección unitaria nervada de la cobertura Auto portante

3.2.1.2 Cargas de Diseño (RNE)

Para el presente trabajo de investigación se consideró ambas estructuras: Reticuladas y auto portantes bajo las mismas solicitaciones de carga, por tanto las cargas que se utilizaron en la estructura reticulada son las mismas para la cobertura auto portante.

3.2.1.3 Criterios de Estructuración

En cuanto al tipo de apoyo, para el caso de la estructura auto portante se considera una estructura hiperestática, esto debido a la fabricación de las planchas que conforman esta estructura, las cuales se fabrican de forma unitaria y se conectan a los apoyos mediante pernos y soldadura.

El arco como principal elemento estructural tiene un buen comportamiento frente a las solicitaciones de compresión y flexión. La sección utilizada y ofrecida por el mercado está compuesta por planchas en forma de nervaduras de pequeño espesor, lo cual le ofrece ligereza para salvar grandes luces.

3.2.2 Análisis Sísmico Dinámico

El análisis se hizo considerando las condiciones geométricas arquitectónicas. Se consideró una relación flecha- luz de 1/5, se hizo el

modelado por medio de planchas en forma nervada, traslapadas de forma mecánica. Se consideró su traslape puesto que estos trabajan a modo de perfiles que rigidizan el arco en su sentido longitudinal.

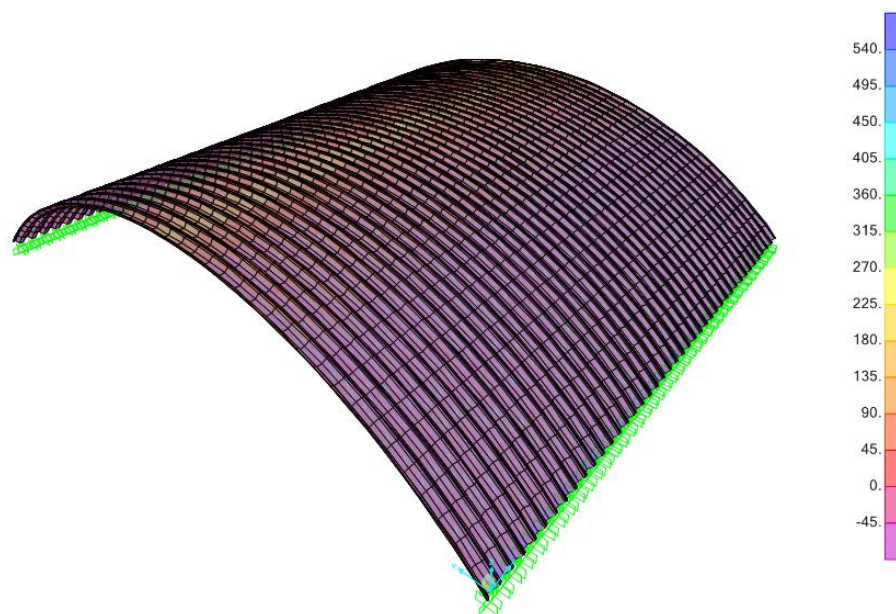


Fig. 3.24 Diagrama de esfuerzos paralelos a la curvatura del arco en la estructura auto portante para la envolvente de diseño

El diagrama anterior muestra la distribución de esfuerzos paralelos a la curvatura del arco, en la figura se puede ver que los esfuerzos varían aproximadamente entre de -50 a 540Kg/cm²

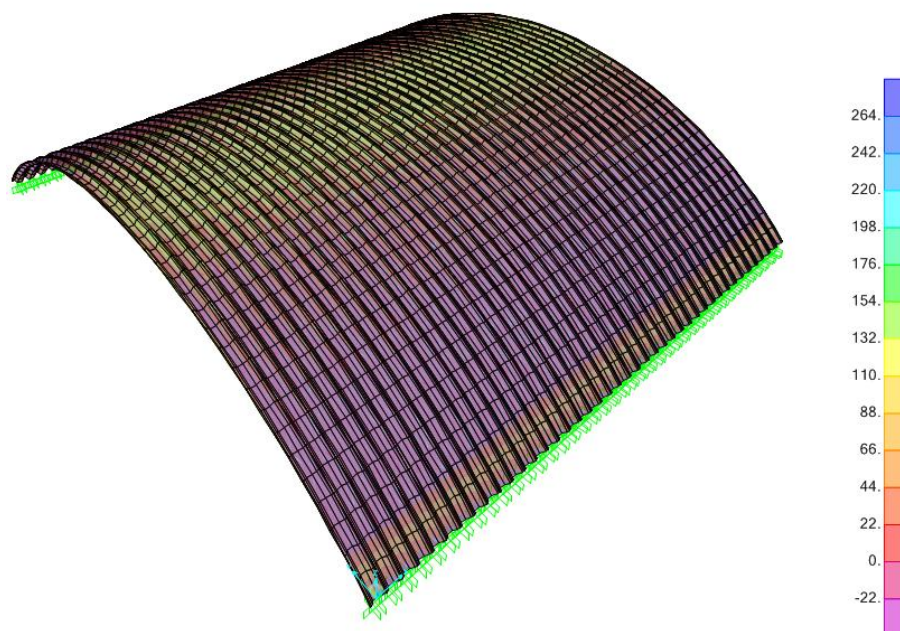


Fig. 3.25 Diagrama de esfuerzos de transversales a la curvatura en la estructura auto portante para la envolvente de diseño

La figura 3.25 muestra la distribución de esfuerzos transversales al arco, en la figura se puede ver que los esfuerzos varían aproximadamente entre de -30 a 300 Kg/cm².

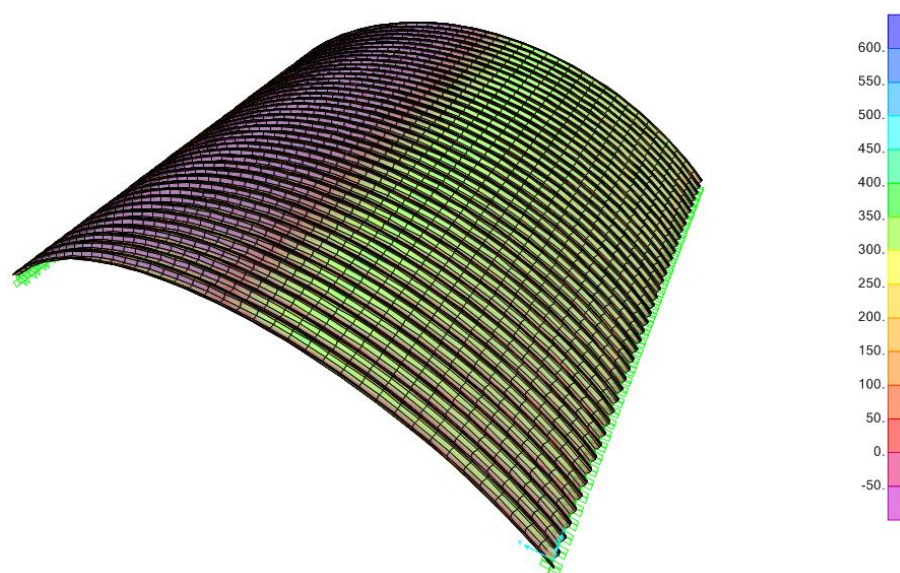


Fig. 3.26 Diagrama de esfuerzos paralelos al plano de la cobertura para la envolvente de diseño

La figura 3.26 muestra la distribución de esfuerzos en el plano de la cobertura, en la figura se puede ver que estos esfuerzos varían aproximadamente entre de -50 a 600 Kg/cm^2

3.2.2.1 Características del modelo matemático

Se utilizaron el mismo caso para la estructura reticulada

3.2.3 Diseño Estructural

Diseño de los pernos de Apoyo:

El tamaño mínimo de de las soldaduras de filete debe ser aquel que transmita las fuerzas de diseño y no menor a los valores dados en la siguiente tabla. El tamaño máximo está referido a la plancha más gruesa a conectar, esto debido a que los espesores gruesos tienen un enfriamiento rápido luego de ser soldados, que contraen el cordón más delgado, volviéndolo frágil y proclive a agrietarse:

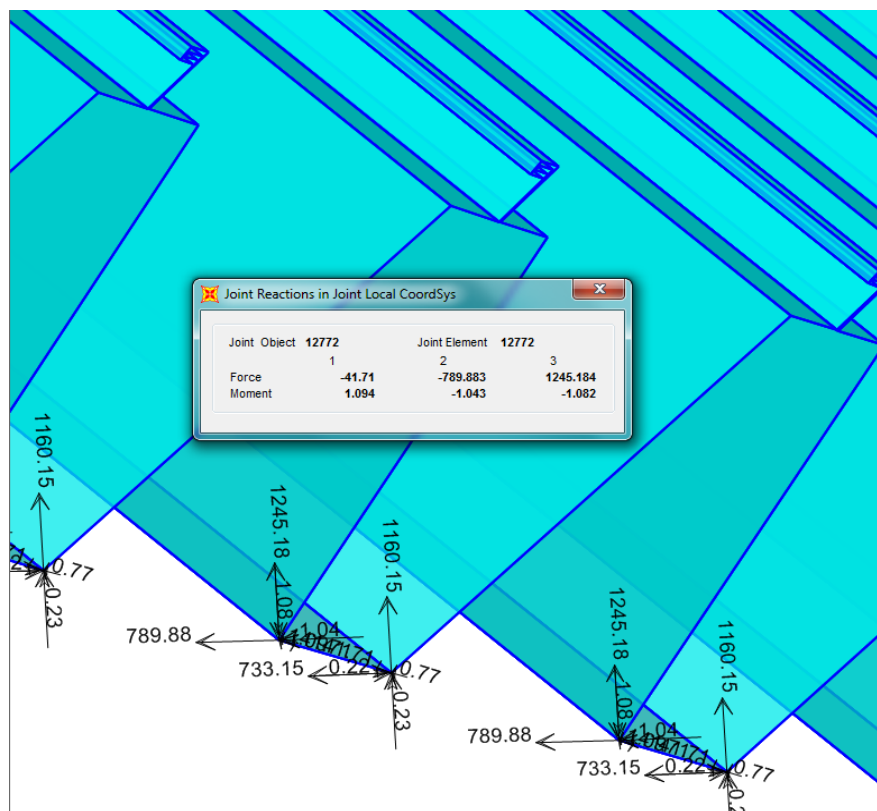


Fig. 3.27 Reacciones en apoyo de la cobertura Auto Portante

a) Capacidad Resistente de los conectores:

3) Capacidad Resistente a Corte por Aplastamiento	
$\phi_v F_v A_b \eta n \geq P_u$	
$\phi_v = 0,75$	
Carga P=	1475
Tipo Acero=	A325
Ab=	5/8"
n=	6
n=	1
Perno	C/R
$\Phi_v R_{str} = R_{str} =$	30011.535
DISEÑO	OK

a) Capacidad Resistente de las Planchas o Miembros conectados

4) Capacidad Resistente de las Planchas por Aplastamiento	
$\phi_p R_n$ para $\phi_p = 0,75$.	$\phi_p R_n \eta \geq P_u$
CASO I $L_e \geq 1,5 d_b$ o $s \geq 3 d_b$	
Caso A	$R_n = 2,4 d_b t F_u$
Caso B	$R_n = L_e t F_u \leq 3 d_b t F_u$
	$R_n = (s - 0,5 d_b) t F_u \leq 3 d_b t F_u$
CASO II $L_e < 1,5 d_b$ o $s < 3 d_b$	
Caso A	$R_n = L_e t F_u \leq 2,4 d_b t F_u$
Caso B	$R_n = (s - 0,5 d_b) t F_u \leq 2,4 d_b t F_u$

Pu=	1475
Acero	A36
Le=	10
db=	5/8"
s=	30
t=	0.12
n=	2
Caso I	2833.92

Donde:

Pu : Carga ultima de diseño.

Le : distancia entre el centro del perno y el borde de la plancha

db : Diámetro del perno

s : Espaciamiento entre pernos

t : Espesor del miembro (plancha)

n : Número de pernos

CAPITULO IV

4 ANÁLISIS ECONÓMICO

4.1 SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO

4.1.1 Planilla de Metrados

PARTIDA	DESCRIPCION	Unid.	CANTIDAD	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
PLANILLA DE METRADOS								
PROYECTO DE TESIS: "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE SERVICIOS PARA EVENTOS DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y CULTURAL EN LA UNA - PUNO"								
LUGAR : CIUDAD UNIVERSITARIA - PUNO								
FECHA : 25 DE ENERO DEL 2016								
06.00.00	ESTRUCTURA METALICA Y COBERTURA							
06.01.00	TIJERAL METALICO AM-01	UND						15.00
	AM-01		15				15.00	
06.02.00	MONTAJE DE TIJERALES METALICOS	UND						15.00
	AM-01		15				15.00	
06.03.00	ARRIOSTRE DE TIJERALES FIERRO LISO DE 3/8"(BARRA REDONDA DE ACERO AL	ML						942.48
	AM-01		1	942.48			942.48	
06.04.00	TENSOR DIAGONAL ENTRE VIGUETAS-ARAMADURA (BARRA REDONDA DE ACERO	ML						1750.00
	AM-01		1	1750.00			1750.00	
06.05.00	CORREAS METALICAS	ml						2295.55
	BLOQUE INGRESO PRINCIPAL		27.00	24.20			653.40	
	BLOQUE CENTRAL		27.00	24.45			660.15	
	BLOQUE ESCENARIO		2.00	30.45			60.90	
			2.00	30.75			61.50	
			2.00	31.15			62.30	
			2.00	31.60			63.20	
			2.00	32.00			64.00	
			2.00	32.40			64.80	
			2.00	32.70			65.40	
			2.00	33.05			66.10	
			2.00	33.30			66.60	
			2.00	33.50			67.00	
			2.00	33.70			67.40	
			2.00	33.85			67.70	
			2.00	33.90			67.80	
			1.00	33.95			33.95	
	INGRESO		13.00	7.95			103.35	
06.06.00	APOYO ARTICULADO PARA ESTRUCTURAS METALICAS	UND						36.00
	AM-01		36				36.00	
06.07.00	COBERTURA CON PLANCHAS DE CALAMINON CURVO CON TRATAMIENTO TERM	M2						3141.97
	BLOQUE INGRESO PRINCIPAL	n		24.20	31.40		759.88	
	BLOQUE CENTRAL	1.00		24.45	31.40		767.73	
	BLOQUE ESCENARIO	1.00		32.55	31.40		1022.07	
06.08.00	COBERTURA CON PLANCHAS DE CALAMINON TERMOACUSTICA	M2						112.89
	INGRESO		1.00	7.95	14.20		112.89	

4.1.2 Presupuesto de Obra

Se adjunta en el ANEXO 1

4.2 SISTEMA AUTO PORTANTE

4.2.1 Planilla de Metrados

PLANILLA DE METRADOS								
PROYECTO DE TESIS: "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE SERVICIOS PARA EVENTOS DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y CULTURAL EN LA UNA - PUNO"								
LUGAR: CIUDAD UNIVERSITARIA - PUNO								
FECHA: 25 DE ENERO DEL 2016								
PARTIDA	DESCRIPCION	Unid.	CANTIDAD	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
01	CUBIERTA METÁLICA AUTOPORTANTE							
01.01	APOYOS LATERALES							
01.01.01	APOYOS EN COLUMNAS INTERMEDIAS ANCLADOS A VIGA MEDIANTE TORNILLOS DE 3/4"	und						60.00
	lado derecho EJE 1 al EJE 27		30.00	--	--	--	30.00	
	lado izquierdo EJE 1 al EJE 27		30.00	--	--	--	30.00	
01.01.02	APOYOS EN COLUMNAS PRINCIPALES	und						32.00
	lado derecho EJE 1 al EJE 27		16.00	--	--	--	16.00	
	lado izquierdo EJE 1 al EJE 27		16.00	--	--	--	16.00	
01.01.03	ANGULO DE FIERRO NEGRO DE 2 1/2"X3/8"	m						247.05
	lado derecho EJE 1 al EJE 27		1.00	91.35	--	--	91.35	
	lado izquierdo EJE 1 al EJE 27		1.00	91.35	--	--	91.35	
	entre ejes 27- 28 y A-H		1.00	31.89	--	--	31.89	
	eje 1 tramo A-H		1.00	32.46	--	--	32.46	
01.01.04	TOPES DE PLANCHA PLEGADA e=3/8"	und						104.00
	lado derecho EJE 1 al EJE 28		52.00	--	--	--	52.00	
	lado izquierdo EJE 1 al EJE 28		52.00	--	--	--	52.00	
01.01.05	PLACA METALICA INFERIOR DE FIERRO e=1/4"X7"X12" (en cada canal)	und						272.00
	lado derecho EJE 1 al EJE 28		136.00	--	--	--	136.00	
	lado izquierdo EJE 1 al EJE 28		136.00	--	--	--	136.00	
01.02	COBERTURA AUTO PORTANTE							
01.02.01	SUMINISTRO DE PLANCHAS DE ACERO GALVALUM e=1.20mm.	m2						4496.07
	del arco 01 al 146		146.00	33.31	0.9014	--	4383.74	
	arco 147		1.00	30.65	0.9014	--	27.63	
	arco 148		1.00	27.26	0.9014	--	24.57	
	arco 149		1.00	23.67	0.9014	--	21.34	
	arco 150		1.00	19.70	0.9014	--	17.76	
	arco 151		1.00	15.00	0.9014	--	13.52	
	arco 152		1.00	8.33	0.9014	--	7.51	

4.2.2 Presupuesto de Obra

Se adjunta en el ANEXO 1

CAPÍTULO V

5 ANÁLISIS y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Ambos sistemas estructurales satisfacen las solicitaciones impuestas, con la diferencia de que cada uno responde de manera diferente. Las deformaciones (deflexiones) en el sistema reticulado son hasta un 70% mayores comparadas con el sistema Auto portante planteado, tal como se muestra en las tablas 5.1 y 5.2, donde las deformaciones en el eje perpendicular a la curvatura del arco son -0.55 cm (Auto portante) y -1.98cm (Reticulado), esto debido al tipo de apoyos, más uniformemente distribuidos del sistema Auto portante con respecto al Reticulado.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm ▲	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
12192	ENVOL	Combination	Min	0.00617	0	-0.554691	0	-0.005958	0
12752	ENVOL	Combination	Min	0.00617	0	-0.554691	0	-0.005958	0
12191	ENVOL	Combination	Min	0.006159	0	-0.544333	0	-0.005436	0
12751	ENVOL	Combination	Min	0.006159	0	-0.544333	0	-0.005436	0
12193	ENVOL	Combination	Min	0.006159	0	-0.544106	0	-0.005445	0
12753	ENVOL	Combination	Min	0.006159	0	-0.544106	0	-0.005445	0
12152	ENVOL	Combination	Min	0.006159	0	-0.535939	0	0.002095	0
12712	ENVOL	Combination	Min	0.006159	0	-0.535939	0	0.002095	0
12151	ENVOL	Combination	Min	0.006137	0	-0.525874	0	0.001523	0
12711	ENVOL	Combination	Min	0.006137	0	-0.525874	0	0.001523	0
12153	ENVOL	Combination	Min	0.006137	0	-0.525674	0	0.001495	0
12713	ENVOL	Combination	Min	0.006137	0	-0.525674	0	0.001495	0
12190	ENVOL	Combination	Min	0.006081	0	-0.51521	0	-0.004146	0
12750	ENVOL	Combination	Min	0.006081	0	-0.51521	0	-0.004146	0
12194	ENVOL	Combination	Min	0.00608	0	-0.514818	0	-0.004173	0

Tabla. 5.1 Deflexiones máximas para la estructura auto portante.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
465	ENVOL	Combination	Min	-1.336409	-0.015251	-1.982294	-0.000242	-0.001319	-7.946E-06
492	ENVOL	Combination	Min	-1.336351	-0.014266	-1.981938	1.733E-07	-0.001335	-1E-05
491	ENVOL	Combination	Min	-1.341053	-0.013375	-1.97543	-1.7E-05	-0.001389	-1.9E-05
466	ENVOL	Combination	Min	-1.303541	-0.033701	-1.968664	-0.000255	-0.001378	-0.000164
464	ENVOL	Combination	Min	-1.35784	-0.033573	-1.960432	-0.00027	-0.001842	-0.000193
493	ENVOL	Combination	Min	-1.32013	-0.015245	-1.950135	-1.5E-05	-0.002171	-1.4E-05
490	ENVOL	Combination	Min	-1.332482	-0.012317	-1.931636	-3.711E-06	-0.001238	-9.952E-06
467	ENVOL	Combination	Min	-1.257275	-0.018188	-1.919689	-0.000252	-0.001363	-0.000103
463	ENVOL	Combination	Min	-1.370185	-0.014838	-1.902629	-0.000282	-0.002079	-9.9E-05
494	ENVOL	Combination	Min	-1.296346	-0.015982	-1.880905	-2E-05	-0.002108	-3.897E-06
489	ENVOL	Combination	Min	-1.307672	-0.011308	-1.852212	-1E-05	-0.001355	-2.2E-05
468	ENVOL	Combination	Min	-1.197611	-0.027799	-1.839418	-0.00022	-0.001682	-0.000163
462	ENVOL	Combination	Min	-1.375724	-0.031733	-1.809375	-0.000246	-0.002547	-0.000124
495	ENVOL	Combination	Min	-1.266423	-0.016811	-1.772258	-2.1E-05	-0.002828	-1.1E-05
488	ENVOL	Combination	Min	-1.266194	-0.010176	-1.741888	3.463E-06	-0.002167	-1.9E-05
469	ENVOL	Combination	Min	-1.122454	-0.021983	-1.72934	-0.000304	-0.002011	-0.000109
536	ENVOL	Combination	Min	-1.395944	-0.01438	-1.714452	-1.818E-06	-0.000559	-1.1E-05

Tabla. 5.2 Deflexiones máximas para la estructura reticulada

Las deflexiones presentadas en la tablas 5.1 y 5.2 fueron tomadas en las franjas críticas de las coberturas, es decir en el centro de cada cobertura.

Los esfuerzos resultantes del análisis estructural son hasta 52% menores y más uniformes en el sistema Auto portante, tal como se muestra en las tablas 5.3 y 5.4, donde los esfuerzo axiales paralelos al eje de los elementos que componen cada sistema son -672.33 Kg/cm^2 (Auto Portante) y -1426.26 Kg/cm^2 (Reticulado). Se concluye que esto se debe a que el Sistema Auto Portante está conformado por planchas continuas, cuyos apoyos están uniformemente distribuidos a cada 0.60m. y en cada franja que lo compone. En cambio el sistema Reticulado está conformado por pequeños elementos individuales conectados mediante soldadura que conforman la armadura, la cual está distribuida a cada 6 m. y rigidizada mediante correas, esta conformación hace que la distribución de esfuerzos sea más compleja que la del sistema Auto Portante. Los resultados del análisis en ambos sistemas se muestran en el ANEXO 2.

RESULTADOS DE ESFUERZOS PARA EL SISTEMA AUTO PORTANTE								
TABLE: Element Stresses - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top
10015	10015	Shell-Thin	12627	ENVOL	Combination	Min	-214.74	-672.33
10016	10016	Shell-Thin	12627	ENVOL	Combination	Min	-207.68	-664.84
10015	10015	Shell-Thin	12626	ENVOL	Combination	Min	-208.93	-651.21
10014	10014	Shell-Thin	12626	ENVOL	Combination	Min	-218.52	-646.95
10016	10016	Shell-Thin	12628	ENVOL	Combination	Min	-193.11	-643.82
10026	10026	Shell-Thin	12637	ENVOL	Combination	Min	-197.31	-641.07
10025	10025	Shell-Thin	12637	ENVOL	Combination	Min	-193.39	-638.99
10017	10017	Shell-Thin	12628	ENVOL	Combination	Min	-188.82	-621.91
10026	10026	Shell-Thin	12638	ENVOL	Combination	Min	-191.46	-618.97
10025	10025	Shell-Thin	12636	ENVOL	Combination	Min	-178.55	-615.61
10014	10014	Shell-Thin	12625	ENVOL	Combination	Min	-202.32	-614.18
10027	10027	Shell-Thin	12638	ENVOL	Combination	Min	-199.16	-613.41
10024	10024	Shell-Thin	12636	ENVOL	Combination	Min	-179.08	-605.22
10013	10013	Shell-Thin	12625	ENVOL	Combination	Min	-212.62	-601.84
10027	10027	Shell-Thin	12639	ENVOL	Combination	Min	-182.44	-577.6

Tabla. 5.3 Esfuerzos máximos para la Estructura Auto Portante.

RESULTADOS DE ESFUERZOS PARA EL SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO								
TABLE: Element Stresses - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	Point	X2	X3	S11
Text	m	Text	Text	Text	Text	m	m	Kgf/cm2
1155	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1426.264
1156	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1411.935
1154	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1399.636
1210	0	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1386.473
1158	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1364.815
1157	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1351.601
1212	0	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1325.002
1153	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1305.785
1152	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1295.045
1210	0.467	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1275.681
1159	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1260.800
1212	0.467	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1237.995
1091	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1218.192
1160	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1214.519
1093	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1206.596

Tabla. 5.4 Esfuerzos máximos para la Estructura Reticulada.

5.2 DEL ANÁLISIS DE COSTOS Y TIEMPOS

Se presenta parte del presupuesto de las dos coberturas en las figuras 5.1 y 5.2. En el análisis de costos, dentro de la cobertura auto portante se ha considerado los gastos adicionales de los apoyos que la sostendrán, resultando así un costo de S/.625783.20. La consideración de los apoyos en el presupuesto de la cobertura Auto Portante representa un costo adicional con respecto a la cobertura Reticulada, puesto a que en la mencionada cobertura no se consideró el costo de la implementación de apoyos. Debido a esto, este tipo de cobertura tiene un costo superior a la cobertura reticulada cuyo costo es de S/.608978.98, habiendo una diferencia de S/.16804.22, y resultando así que la cobertura Reticulada tiene un costo de 2,7% mayor que la cobertura Auto portante.

Haciendo una comparación directa sobre el costo neto de las coberturas, la cobertura Auto portante tiene un costo de S/.596622.91, y la cobertura reticulada un costo de S/.608978.98, obteniendo así una diferencia de S/.12356.07, que representa que el costo de la Cobertura reticulada es 2% mayor que la Cobertura Auto portante. Esto se debe a la simpleza de la geometría y fabricación de la cobertura Auto Portante en comparación a la tediosa fabricación de las cerchas reticuladas, lo que conlleva la reducción de costos de mano de obra y reduce el proceso de fabricación y montaje a simplemente el montaje de la estructura.

El presupuesto completo así como el análisis de costos unitarios se presentan en el ANEXO 1 de la presente investigación.

COBERTURA RETICULADA

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
ESTRUCTURAS METALICAS Y COBERTURAS				608,978.98
TIJERAL METALICO AM-01	und	15.00	8,152.04	122,280.60
CORREAS METALICAS CM-01 DE F° L DE 1 1/2"x1 1/2"x3/16"	m	2,295.55	98.76	226,708.52
APOYO FIJO PARA ESTRUCTURA METALICA	und	36.00	80.00	2,880.00
COBERTUIRA DE PLANCHAS DE CALAMINON T	m2	3,142.00	81.83	257,109.86
COSTO DIRECTO				608,978.98

Fig. 5.1 Costo Directo para la estructura Reticulada.

COBERTURA AUTO PORTANTE

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
ESTRUCTURAS METALICAS Y COBERTURAS (ESTRUCTURA AUTOPORTANTE)				625,783.20
APOYOS LATERALES				29,160.29
APOYOS EN COLUMNAS INTERMEDIAS ANCLADOS A VIGA MEDIANTE TORNILLOS DE 3/4"	und	60.00	83.39	5,003.40
APOYOS EN COLUMNAS PRINCIPALES	und	32.00	70.18	2,245.76
ANGULO DE FIERRO NEGRO DE 2 1/2"x3/8"	m	247.05	34.94	8,631.93
TOPE DE PLANCHA PLEGADA e=3/8"	und	104.00	86.44	8,989.76
PLACA METALICA INFERIOR DE FIERRO e=1/4"x7"x12" (en cada canaleta)	und	272.00	15.77	4,289.44
COBERTURA AUTO SOPORTANTE				596,622.91
SUMINISTRO DE PLANCHAS DE ACERO GALVALUM e=1.20mm. (puesto en obra)	m2	4,496.07	130.76	587,906.11
OTROS				
PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD	gib	1.00	8,716.80	8,716.80
Costo Directo				625,783.20

SON : SEISCIENTOS VEINTICINCO MIL SETECIENTOS OCHENTITRES Y 20/100 NUEVOS SOLES

Fig. 5.2 Costo Directo para la estructura Auto Portante

CAPÍTULO VI

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Según el presupuesto resultante del metrado y el análisis de costos unitario presentados en el ANEXO1, considerando sólo las coberturas y sin la estructura sobre la cual se apoyan cada una de las coberturas, la estructura auto portante tiene un costo de S/. 596622.91 y la estructura reticulada un costo de S/.608978.98, obteniéndose así una diferencia de S/.12356.07. Por lo cual podemos concluir que la cobertura Auto Portante resulta más económica que la Cobertura Convencional Reticulada, considerándose un ahorro de hasta de un 2%.
 - Dentro del comportamiento estructural, los esfuerzos en los elementos componentes de cada sistema se distribuyen mejor en el sistema Auto Portante. Parte de la diferencia de esfuerzos se puede ver comparando las tablas 5.3 y 5.4, en donde se ve que los esfuerzos en la cobertura reticulada son mayores que la cobertura Auto Portante. Los esfuerzos resultantes completos se pueden apreciar en el ANEXO 2 de la presente Tesis.
- La interpretación estructural nos indica que la cobertura Auto Portante al tener elementos unitarios conectados directamente sobre las estructuras

de apoyo, genera que la cobertura tenga apoyo continuo, lo cual hace que en cada elemento se distribuyan uniformemente los esfuerzos.

- Las deformaciones producidas por las solicitaciones de carga son menores en el sistema estructural Auto Portante hasta en un 50% menos que en el sistema reticulado planteado, esto se refleja en las tablas 5.1 y 5.2, en donde se ve que las deformaciones en el sistema Auto portante es de -0.55 cm. mientras que en la estructura Auto Portante es de -1.98 cm.
- Dentro de la rapidez ejecución de cada sistema, el montaje del sistema Auto Portante resulta mucho más rápido que el de la estructura reticulada.

6.2 RECOMENDACIONES:

- Se debe hacer un estudio acerca de la incidencia del doblado en la fabricación de las planchas auto portantes, sobre la resistencia del arco, debido a que estas generan efectos residuales que no se tomaron en cuenta el cálculo de su resistencia.
- Se debe proveer que los apoyos en el sistema Auto portante tenga suficientes grados de libertad, de tal forma que queden simplemente apoyados y no se generen esfuerzos de aplastamiento y cizallamiento en sus apoyos que conlleven a desgarros en la plancha.
- La estructura de apoyo de los dos sistemas estructurales expuestos puede variar según el sistema elegido, pudiendo ser estas de concreto, acero o mixto. Se debe tener esta consideración para la elaboración de un proyecto de coberturas.
- El estudio de estructuras de acero es amplio y nos permite alternativas constructivas diferentes a las convencionales, es por esto que se debería ampliar su estudio en nuestra facultad.

CAPÍTULO VII

7. BIBLIOGRAFÍA

- ✓ Ramírez, G., 2013, *“Armaduras para techos y cubiertas”* Monografía, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana, *Xalapa Enríquez, México.*
- ✓ Ingeniería y Construcción del Perfil (2009), *“Cubiertas Curvadas Auto Portantes”* Dossier Técnico Incoperfil, Revisión 2009, *Valencia, España.*
- ✓ Torroja, E., 2010. *“Razón y Ser de los Tipos Estructurales”*. *Madrid España, CSIC*
- ✓ Regalado, F., 1999, *“Breve Introducción a las estructuras y sus mecanismos resistentes”* *CYPE Ingenieros, Alicante España*
- ✓ Argüelles R., 1981, *Cálculo de Estructuras. Tomo I, Servicio de Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes, Madrid, España.*
- ✓ Xiliang et al, 1999 *“Experimental study on full-sized model of arched corrugated metal roof”*. *Advances in Steel Structures. Elsevier Science. Chan, J.G. Chen, Eds. Beijing, China.*
- ✓ Xu, L, et al, 2001, *“Compressive test of cold-formed steel curved panels”*. *Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, pp.*

- ✓ La Puebla, et al, 2009, "*On code formulation, testing and computer simulation of cold-formed thin-sheet steel arches*". Proceedings of the international association for shell and spatial structures (IASS) symposium. A. Domingo and C. Lázaro Eds. Valencia.
- ✓ Kenneth M. Leet, 2006 "Fundamentos de análisis estructural", Mc Graw Hill, Segunda edición, México.
- ✓ Urbán, Pascual, 2006, "Construcción de estructuras metálicas", Club Universitario, España.
- ✓ Especificación ANSI/AISC360-10 Para Construcciones de Acero. American Institute of steel construction (AISC).
- ✓ Reglamento Nacional de Edificaciones, edición junio de 2006.
- ✓ Fratelli, 2003, "Diseño de Estructuras Metálicas Estados Límites LRFD".

ANEXOS

1. Presupuesto y Análisis de Costos Unitarios
2. Resultados del Análisis Estructural y Diseño
3. Planos de la Cobertura

ANEXO 1

PRESUPUESTO DE COBERTURAS

- PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL RETICULADA
- PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE
- ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL
RETICULADA
- ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE
- FÓRMULA POLINÓMICA DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL RETICULADA
- FÓRMULA POLINÓMICA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE

ANEXO 2

DIAGRAMA DEL ARCO METALICO RETICULADO

RESULTADOS DE ESFUERZOS PARA EL SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO								
TABLE: Element Stresses - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	Point	X2	X3	S11
Text	m	Text	Text	Text	Text	m	m	Kgf/cm2
1080	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	666.204
1081	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	769.996
1081	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	655.553
1082	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	686.895
1082	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	652.295
1082	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	880.962
1083	0	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	601.108
1083	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	949.268
1083	0.339	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	601.047
1083	0.339	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	608.350
1083	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	624.878
1083	0.679	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	600.986
1083	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	799.443
1083	0.679	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	704.197
1084	0	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	635.168
1084	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	800.980
1084	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	754.631
1084	0.339	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	635.096
1084	0.339	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	666.411
1084	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	658.531
1084	0.679	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	635.024
1084	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	1009.966
1085	0	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	646.024
1085	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	1022.581
1085	0.339	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	645.942
1085	0.339	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	655.984
1085	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	669.002
1085	0.339	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	609.426
1085	0.679	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	645.859
1085	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	839.961
1085	0.679	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	777.028
1086	0	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	646.047
1086	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	814.302
1086	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	753.385
1086	0.339	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	645.954
1086	0.339	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	670.063
1086	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	676.598
1086	0.679	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	645.861
1086	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	997.025
1087	0	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	641.593
1087	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	1038.722
1087	0.339	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	641.489
1087	0.339	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	664.367
1087	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	660.378

RESULTADOS DE ESFUERZOS PARA EL SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO								
TABLE: Element Stresses - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	Point	X2	X3	S11
Text	m	Text	Text	Text	Text	m	m	Kgf/cm2
1087	0.679	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	641.386
1087	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	843.074
1087	0.679	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	758.800
1087	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1093.770
1088	0	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	620.542
1088	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	817.056
1088	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	703.905
1088	0.339	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	620.428
1088	0.339	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	637.636
1088	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	636.796
1088	0.679	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	620.314
1088	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	966.085
1088	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1128.129
1089	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	927.196
1089	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	603.465
1089	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	721.022
1089	0.679	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	705.600
1089	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1169.259
1090	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	705.875
1090	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	606.006
1090	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	829.586
1090	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1193.876
1091	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	787.476
1091	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	610.453
1091	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1218.192
1092	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	691.366
1092	0	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1006.526
1092	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1196.069
1093	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	636.373
1093	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1206.596
1094	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1138.990
1095	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1112.242
1098	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1051.368
1099	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1068.439
1099	0.33	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1165.983
1146	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	655.096
1147	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	705.354
1148	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	664.960
1148	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	805.412
1149	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	818.470
1149	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	660.145
1149	0.679	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	610.139
1150	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	743.546
1150	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	670.301

RESULTADOS DE ESFUERZOS PARA EL SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO								
TABLE: Element Stresses - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	Point	X2	X3	S11
Text	m	Text	Text	Text	Text	m	m	Kgf/cm2
1150	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	881.870
1150	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1114.328
1151	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	902.659
1151	0.339	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	615.848
1151	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	717.756
1151	0.679	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	663.749
1151	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1165.267
1152	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	789.855
1152	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	705.220
1152	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	610.780
1152	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	929.292
1152	0	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1088.416
1152	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1295.045
1153	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	914.450
1153	0.339	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	623.383
1153	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	602.255
1153	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	718.320
1153	0.679	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	676.468
1153	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1305.785
1153	0.679	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1059.359
1154	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	766.175
1154	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	694.754
1154	0.339	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	601.388
1154	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	907.694
1154	0	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1163.802
1154	0	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1088.000
1154	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1399.636
1155	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	884.300
1155	0.679	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	697.994
1155	0.679	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	650.033
1155	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1426.264
1155	0.679	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1168.995
1155	0.679	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1028.784
1156	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.016	0.016	695.985
1156	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.035	0.016	600.245
1156	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	807.201
1156	0	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1195.302
1156	0	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1055.796
1156	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1411.935
1157	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	740.410
1157	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1351.601
1157	0.679	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1092.257
1158	0.679	ENVOL	Combination	Max	1	-0.016	-0.035	659.360
1158	0	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1161.770

RESULTADOS DE ESFUERZOS PARA EL SISTEMA CONVENCIONAL RETICULADO								
TABLE: Element Stresses - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	Point	X2	X3	S11
Text	m	Text	Text	Text	Text	m	m	Kgf/cm2
1158	0	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1037.006
1158	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1364.815
1159	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1260.800
1159	0.679	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1010.081
1160	0	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1039.483
1160	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1214.519
1161	0	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1070.228
1162	0.679	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1001.626
1164	0	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1198.238
1164	0.33	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1165.913
1208	0	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	872.497
1208	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.015	-0.036	811.210
1208	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.015	0.015	784.371
1208	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.036	0.015	1055.712
1208	0.315	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	872.280
1208	0.315	ENVOL	Combination	Max	1	-0.015	-0.036	855.851
1208	0.315	ENVOL	Combination	Max	2	-0.015	0.015	854.582
1208	0.315	ENVOL	Combination	Max	3	0.036	0.015	913.198
1208	0.63	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	872.064
1208	0.63	ENVOL	Combination	Max	1	-0.015	-0.036	902.927
1208	0.63	ENVOL	Combination	Max	2	-0.015	0.015	915.091
1208	0.63	ENVOL	Combination	Max	3	0.036	0.015	781.670
1209	0	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	830.360
1209	0	ENVOL	Combination	Max	1	-0.015	-0.036	699.258
1209	0	ENVOL	Combination	Max	2	-0.015	0.015	822.984
1209	0	ENVOL	Combination	Max	3	0.036	0.015	971.666
1209	0.315	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	830.143
1209	0.315	ENVOL	Combination	Max	1	-0.015	-0.036	836.877
1209	0.315	ENVOL	Combination	Max	2	-0.015	0.015	826.695
1209	0.315	ENVOL	Combination	Max	3	0.036	0.015	828.180
1209	0.63	ENVOL	Combination	Max	0	0.000	0.000	829.927
1209	0.63	ENVOL	Combination	Max	1	-0.015	-0.036	976.932
1209	0.63	ENVOL	Combination	Max	2	-0.015	0.015	820.706
1209	0.63	ENVOL	Combination	Max	3	0.036	0.015	695.680
1210	0	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1386.473
1210	0.467	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1010.732
1210	0.467	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1275.681
1212	0	ENVOL	Combination	Min	3	0.035	0.016	-1325.002
1212	0.467	ENVOL	Combination	Min	1	-0.016	-0.035	-1079.496
1212	0.467	ENVOL	Combination	Min	2	-0.016	0.016	-1237.995

RESULTADOS DE ESFUERZOS PARA EL SISTEMA AUTO PORTANTE								
TABLE: Element Stresses - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top
10010	10010	Shell-Thin	12622	ENVOL	Combination	Min	-156.81	-461.55
10011	10011	Shell-Thin	12622	ENVOL	Combination	Min	-153.9	-487.26
10011	10011	Shell-Thin	12623	ENVOL	Combination	Min	-179.61	-503.38
10012	10012	Shell-Thin	12623	ENVOL	Combination	Min	-173.56	-527.18
10012	10012	Shell-Thin	12624	ENVOL	Combination	Min	-197.79	-551.15
10013	10013	Shell-Thin	12624	ENVOL	Combination	Min	-189.52	-569.76
10013	10013	Shell-Thin	12625	ENVOL	Combination	Min	-212.62	-601.84
10014	10014	Shell-Thin	12625	ENVOL	Combination	Min	-202.32	-614.18
10014	10014	Shell-Thin	12626	ENVOL	Combination	Min	-218.52	-646.95
10015	10015	Shell-Thin	12626	ENVOL	Combination	Min	-208.93	-651.21
10015	10015	Shell-Thin	12627	ENVOL	Combination	Min	-214.74	-672.33
10016	10016	Shell-Thin	12627	ENVOL	Combination	Min	-207.68	-664.84
10016	10016	Shell-Thin	12628	ENVOL	Combination	Min	-193.11	-643.82
10017	10017	Shell-Thin	12628	ENVOL	Combination	Min	-188.82	-621.91
10023	10023	Shell-Thin	12635	ENVOL	Combination	Min	-150.8	-495.84
10024	10024	Shell-Thin	12636	ENVOL	Combination	Min	-179.08	-605.22
10025	10025	Shell-Thin	12636	ENVOL	Combination	Min	-178.55	-615.61
10025	10025	Shell-Thin	12637	ENVOL	Combination	Min	-193.39	-638.99
10026	10026	Shell-Thin	12637	ENVOL	Combination	Min	-197.31	-641.07
10026	10026	Shell-Thin	12638	ENVOL	Combination	Min	-191.46	-618.97
10027	10027	Shell-Thin	12638	ENVOL	Combination	Min	-199.16	-613.41
10027	10027	Shell-Thin	12639	ENVOL	Combination	Min	-182.44	-577.6
10028	10028	Shell-Thin	12639	ENVOL	Combination	Min	-191.56	-566.28
10028	10028	Shell-Thin	12640	ENVOL	Combination	Min	-168.31	-530.66
10029	10029	Shell-Thin	12640	ENVOL	Combination	Min	-175.98	-514.6
10029	10029	Shell-Thin	12641	ENVOL	Combination	Min	-151.12	-486.58
10030	10030	Shell-Thin	12641	ENVOL	Combination	Min	-156.81	-466.23
10550	10550	Shell-Thin	13201	ENVOL	Combination	Min	-156.81	-466.23
10762	10762	Shell-Thin	13373	ENVOL	Combination	Min	-181.65	-190.73
10772	10772	Shell-Thin	13424	ENVOL	Combination	Min	-201.79	-164.11
10773	10773	Shell-Thin	13424	ENVOL	Combination	Min	-192.16	-176.48
10773	10773	Shell-Thin	13425	ENVOL	Combination	Min	-198.62	-197.23
10774	10774	Shell-Thin	13425	ENVOL	Combination	Min	-187.17	-209.66
10774	10774	Shell-Thin	13426	ENVOL	Combination	Min	-196.61	-241.21
10775	10775	Shell-Thin	13426	ENVOL	Combination	Min	-183.67	-253.51
10775	10775	Shell-Thin	13427	ENVOL	Combination	Min	-191.16	-291.25
10776	10776	Shell-Thin	13427	ENVOL	Combination	Min	-176.55	-297.65
10776	10776	Shell-Thin	13428	ENVOL	Combination	Min	-187.52	-344.78
10777	10777	Shell-Thin	13428	ENVOL	Combination	Min	-167.53	-343.7
10777	10777	Shell-Thin	13429	ENVOL	Combination	Min	-173.63	-388.94
10784	10784	Shell-Thin	13435	ENVOL	Combination	Min	-166.95	-370.77
10784	10784	Shell-Thin	13436	ENVOL	Combination	Min	-158.19	-320.81
10785	10785	Shell-Thin	13436	ENVOL	Combination	Min	-178.2	-323.83
10785	10785	Shell-Thin	13437	ENVOL	Combination	Min	-166.34	-272.83

RESULTADOS DE ESFUERZOS PARA EL SISTEMA AUTO PORTANTE								
TABLE: Element Stresses - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top
10786	10786	Shell-Thin	13437	ENVOL	Combination	Min	-181.54	-270.16
10786	10786	Shell-Thin	13438	ENVOL	Combination	Min	-173.15	-229.18
10787	10787	Shell-Thin	13438	ENVOL	Combination	Min	-187.23	-222.15
10787	10787	Shell-Thin	13439	ENVOL	Combination	Min	-177.53	-188.42
10788	10788	Shell-Thin	13439	ENVOL	Combination	Min	-190.03	-180.71
10788	10788	Shell-Thin	13440	ENVOL	Combination	Min	-183.1	-157.87
10799	10799	Shell-Thin	13411	ENVOL	Combination	Min	-181.62	-196.6
10814	10814	Shell-Thin	13426	ENVOL	Combination	Min	-159.84	-240.89
10815	10815	Shell-Thin	13426	ENVOL	Combination	Min	-152.21	-210.94
10815	10815	Shell-Thin	13427	ENVOL	Combination	Min	-185.73	-227.97
10816	10816	Shell-Thin	13427	ENVOL	Combination	Min	-175.75	-190.39
10816	10816	Shell-Thin	13428	ENVOL	Combination	Min	-232.55	-214.6
10817	10817	Shell-Thin	13428	ENVOL	Combination	Min	-220.07	-168.67
10817	10817	Shell-Thin	13429	ENVOL	Combination	Min	-275.88	-192.36
10824	10824	Shell-Thin	13435	ENVOL	Combination	Min	-280.49	-193.04
10824	10824	Shell-Thin	13436	ENVOL	Combination	Min	-219.26	-167.99
10825	10825	Shell-Thin	13436	ENVOL	Combination	Min	-231.76	-213.95
10825	10825	Shell-Thin	13437	ENVOL	Combination	Min	-174.89	-189.73
10826	10826	Shell-Thin	13437	ENVOL	Combination	Min	-184.88	-227.32
10826	10826	Shell-Thin	13438	ENVOL	Combination	Min	-151.15	-210.23
10827	10827	Shell-Thin	13438	ENVOL	Combination	Min	-158.8	-240.21
11282	11282	Shell-Thin	13933	ENVOL	Combination	Min	-181.65	-190.73
11319	11319	Shell-Thin	13971	ENVOL	Combination	Min	-181.62	-196.6
11344	11344	Shell-Thin	13995	ENVOL	Combination	Min	-280.49	-193.04
11344	11344	Shell-Thin	13996	ENVOL	Combination	Min	-219.26	-167.99
11345	11345	Shell-Thin	13996	ENVOL	Combination	Min	-231.76	-213.95
11345	11345	Shell-Thin	13997	ENVOL	Combination	Min	-174.89	-189.73
11346	11346	Shell-Thin	13997	ENVOL	Combination	Min	-184.88	-227.32
11346	11346	Shell-Thin	13998	ENVOL	Combination	Min	-151.15	-210.23
11347	11347	Shell-Thin	13998	ENVOL	Combination	Min	-158.8	-240.21

DIAGRAMAS DE ESFUERZOS RESULTANTES Y RESULTANTES DISEÑO

- DIAGRAMAS DE ESFUERZOS AXIALES
- DIAGRAMAS DE ESFUERZOS CORTANTES
- DIAGRAMAS DE MOMENTOS
- RESULTANTE DE DISEÑO.

ANEXO 3

PLANOS DE COBERTURA

- EM-01, PLANO DE PLANTA Y DETALLES DE COBERTURA
- EM-02, ARMADURA RETICULADA Y DETALLES
- EM-03, DETALLES DE CONEXIONES