



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería

“CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE  
INVERNADEROS DESMONTABLES”

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en

Ciencias de Ingeniería con Línea Terminal en Estructuras

Presenta

Francisco Rivera Contreras

Santiago de Querétaro, Qro. Febrero de 2008



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ciencias de Ingeniería  
con línea Terminal en Estructuras

**“CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE INVERNADEROS DESMONTABLES”**

**TESIS**

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de  
Maestro en Ciencias de la Ingeniería con Línea Terminal en Estructuras

**Presenta:**  
Francisco Rivera Contreras

**Dirigido por:**  
Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras

**SINODALES**

Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras  
Presidente

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández  
Secretario

M. en I. Abraham Martínez Bani  
Vocal

M. en C. José Luis Reyes Araiza  
Suplente

M. en C. Enrique Rico García  
Suplente

Dr. Gilberto Herrera Ruiz  
Director de la Facultad

Firma

Firma

Firma

Firma

Firma

Dr. Luis Gerardo Hernández Sandoval  
Director de Investigación y  
Posgrado

Centro Universitario  
Querétaro, Qro.  
Febrero de 2008  
México

## RESUMEN

El objetivo de este trabajo se centra en el análisis y diseño de prototipos de conexiones de estructuras para invernaderos, dada la importancia que tienen estos componentes por la facilidad de ensamblaje del sistema estructural. Lo medular de este trabajo es el desarrollo de las conexiones, haciendo que en el proyecto sea recuperable la estructura en general y las conexiones en particular.

Los tipos de conexiones tratados son: elementos de soporte de cubierta con columnas, elementos de soporte de cubierta con larguero, elementos de soporte de arriostamiento en la conexión arco columnas larguero, columna cimentación. Por otro lado se pretende que con este tipo de conexiones no solo se facilite el montaje, sino también el desmontaje y recuperación del sistema estructural.

Se pretende que sean conexiones atornilladas, con lo cual se abate el uso de mano de obra especializada por concepto de montaje in situ ya que en la mayoría de los casos no se cuenta con suministro de energía eléctrica en lugares típicos rurales, y por consiguiente un ahorro monetaria por este concepto. Se antepone el uso de conexiones soldadas en taller y atornilladas en campo.

Para la forma de la cubierta del sistema estructural se plantearon dos sistemas: a dos aguas y forma gótica, desechando la forma de la cubierta a dos aguas, pues al seleccionar una forma curva en lo general y gótica en particular se facilita el deslizamiento de la película por encima de la cubierta.

El diseño de las conexiones y del sistema en general se respaldó con la norma del American Institute of Steel Construction Inc. –AISC- dado que no existen normatividad local para estructuras de acero en general ni para estructuras para invernaderos en particular. Cabe señalar que el uso de estas normas son aceptadas en el ámbito de la ingeniería estructural del país. Por otro lado, se hacen esfuerzos en este trabajo para adecuarlo a nuestro problema particular.

Asimismo se plantea el proyecto estructural, así como los planos de ingeniería básica, planos de fabricación, planos de montaje y una guía de armado.

**(Palabras clave:** Invernadero, conexión, normatividad)

## SUMMARY

The objective of this work is centered in the analysis and design of prototypes of connections of structures for greenhouse, given the importance that have these components by the facility of assembly of the structural system. Medular of this work is the development of the connections, causing that in the project is recoverable the structure in general and the connections in individual.

The treated types of connections are: elements of support of cover with columns, elements of support of cover with stringer, elements of support of bracing in the connection arc columns stringer, column laying of foundations. On the other hand it is tried that with this type of connections not only the assembly is facilitated, but also the disassembling and recovery of the structural system.

Which is tried that are screwed connections, with father the use of skilled labor by concept of assembly in situ since in most of the cases it is not counted on provision of electrical energy in rural places typical, and therefore a monetary saving by this concept. The use of connections welded in factory and screwed is put in front in field.

For the form of the cover of the structural system two systems considered: to two waters and it forms gothic, rejecting the form of the cover to two waters, because when selecting a curved form in the gothic general and in individual facilitates the sliding of the film by upon the cover.

The design of the connections and the system in general leaned back with the norm of the American Institute of Steel Construction Inc. - AISC- since they do not exist local normatividad for steels in general nor for structures for greenhouse in individual. It is possible to indicate that the use of these norms is accepted in the scope of the structural engineering of the country. On the other hand, efforts in this work are made to adapt it to our particular problem.

Also the structural project considers, thus like the draw of basic engineering, draw of manufacture, draw of assembly and a armed guide of.

**(Key words:** Greenhouse, connection, normatividad)

A DIOS por permitirme llegar hasta este punto de mi camino...

Ma. Cruz (†) y J. Jesús mis padres. Por darme la vida...

Mónica, mi amiga, esposa y compañera. Por su comprensión y apoyo incondicional para juntos, salir adelante...

Mara, Franco y Deni, mis hijos, por su comprensión por dedicarles menos tiempo y, aún así amarnos y querernos sin pedir nada a cambio. Como muestra de aliciente para salir adelante...

A mi Alma Mater Universidad Autónoma de Zacatecas

A mis compañeros que empezaron y no terminaron, a los que terminaron y no culminaron y a los que empezaron, terminaron y culminaron...

A mis amigos Ramón, Guillermo, Javier, Alonso, Jorge, Luis Eduardo...

A ti que tienes unos momentos para leer este trabajo...

A la Universidad Autónoma de Querétaro, por permitir continuar con este diario aprendizaje y abrirnos las puertas.

Al Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras, por su enorme paciencia y empuje para que culminemos este trecho del camino

A todos y cada uno de los catedráticos que fueron copartícipes de nuestro proyecto

A la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción delegación Guanajuato, por llevar a cabo los convenios necesarios para tomar los estudios de posgrado que ahora terminamos.

Al amigo J. Antonio Villegas Rodríguez, ya que sin su tesón no habría sido posible cristalizar el inicio de los estudios de posgrado en nuestra ciudad...

## ÍNDICE

	Página
Resumen	i
Summary	ii
Dedicatorias	iii
Agradecimientos	iv
Índice	v
Índice de cuadros	vii
Índice de figuras	ix
I. INTRODUCCIÓN	1
II. ESTADO DEL ARTE	3
III. MARCO TEÓRICO	9
III.1. INTRODUCCIÓN	9
III.2. CLASIFICACIÓN DE LOS INVERNADEROS	9
III.2.1 De acuerdo al diseño de la estructura	9
III.2.2 De acuerdo a su forma	10
III.2.3 Clasificación de acuerdo al cultivo	13
III.2.4 Clasificación de acuerdo al material de la estructura	14
III.2.5 Clasificación de acuerdo al material de cubierta	14
III.3. ACCIONES	15
III.3.1 Cargas por viento	15
III.3.1.1 Procedimiento para determinar las acciones por viento	15
III.4.1 Carga viva	16
III.4.2 Carga muerta	17
III.5. TIPO DE CONEXIONES	18
III.5.1. Clasificación de las conexiones estructurales bajo diversos aspectos	19
III.5.2. Clasificación de las conexiones estructurales trabe columna	21
III.6. NORMATIVIDAD DE CONEXIONES	22
III.6.1 Juntas atornilladas	23
IV. MODELO DE APLICACIÓN	28
IV.1. Propuesta de estructuración para invernadero tipo	28
IV.2. Descripción de elementos conformantes de la estructura	28
IV.3. Planteamiento del problema techumbre	29
IV.4. Clasificación de la estructura de acuerdo a las acciones por viento	31
IV.4.1 Clasificación de la estructura según CFE	31

IV.4.2 Velocidad de diseño	32
IV.4.3 Presiones exteriores	32
IV.4.4 Viento normal a las generatrices	32
IV.4.5 Viento paralelo a las generatrices	32
IV.4.6 Presiones interiores	34
IV.5. Cálculo de las presiones de diseño	34
IV.5.1 Viento paralelo a las generatrices	34
IV.5.2 Cargas sobre los elementos estructurales de muro de fachada	35
IV.5.3 Cargas sobre los elementos estructurales de los muros laterales	36
IV.5.4 Viento normal a las generatrices	37
IV.6. Cargas gravitacionales	40
IV.7. Diseño de elementos de la estructura	43
IV.8. Diseño de conexiones	46
IV.9. Diseño de cimentación	50
IV.10. Discusión de resultados	54
V. CONCLUSIONES	56
REFERENCIAS	58
ANEXOS	78
A.1. DEFINICIONES	60
A.2. CLASIFICACIÓN DE LOS INVERNADEROS	62
A.3. EXTRACTO DEL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES SECCIÓN C TEMA 1 CAPÍTULO 4	67
A.4. RESOLUCIÓN DEL MODELO	78
A.5. GUÍA DE ARMADO	110
A.6. PLANOS EJECUTIVOS	114
A.7. DATOS OBTENIDOS DE SAP 2000 10.0.1	118

## Índice de cuadros

Cuadro	Página
II.1: Situación de la superficie de invernadero para hortalizas en la República Mexicana hasta 2004 (AMPHI 2004)	8
III.1: Clasificación de los invernaderos de acuerdo a su diseño.	10
III.2 Factor de topografía local Ft.	76
III.3. Clase de estructura según su tamaño.	76
III.4 Factor de tamaño.	76
III.5 Valores de $\alpha$ y $\delta$ .	76
III.6 Relación entre la altitud y la presión barométrica.	77
III.7 Clasificación de las conexiones estructurales trabe –columna	21
IV.1. Tabla de propuesta de estructuración.	28
IV.2. Tabla de materiales para el invernadero.	29
IV.3. Tabla de perfiles propuestos.	29
IV.4. Tabla de puntos de coordenadas para la cercha gótica.	78
IV.5. Tabla de coordenadas para la semi cercha de la techumbre.	31
IV.6. Coeficientes de presión externa con viento normal a las generatrices	82
IV.7. Coeficientes de presión externa con viento normal a las generatrices	83
IV.8. Factor de reducción para muros laterales	83
IV.9. Cálculo de la presión exterior $P_e$ .	84
IV.10. Cálculo de la presión interior $P_i$	84
IV.11. Presión de diseño con $P_i = -0.0205 \text{ ton/m}^2$	85
IV.12. Presión de diseño con $P_i = 0.000 \text{ ton/m}^2$	85
IV.13. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada frontal	86
IV.14. Cargas uniformemente distribuidas para el muro de barlovento	87
IV.15. . Cargas uniformemente distribuidas para el muro de sotavento frontal	87
IV.16. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada lateral	88
IV.17. Cargas uniformemente distribuidas para el muro de sotavento lateral	88
IV.18. Cálculo de áreas tributarias para de la techumbre	89
IV.19. Tabla de presión de diseño para la techumbre	89
IV.20. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las cerchas	90
IV.21. Tabla de coeficientes de presión con viento normal a las generatrices	91
IV.22. Presión exterior.	91
IV.23. Presión interior	91
IV.24. Presión de diseño con $P_i = -0.0205 \text{ ton/m}^2$	91
IV.25. Presión de diseño con $P_i = 0.000 \text{ ton/m}^2$	92
IV.26. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada lateral de barlovento con	

viento normal a las generatrices

92

Cuadro	Página
IV.27. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las columnas	93
IV.28. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las cerchas	93
IV.29. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada frontal con viento normal a las generatrices	94
IV.30. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre los elementos de fachada	94
IV.31. Cálculo de áreas tributarias para la techumbre con viento normal a las generatrices	95
IV.32. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre los elementos de techumbre	95
IV.33. Valores de las cargas que se consideran para el invernadero	40
IV.34. Esfuerzos de fluencia para los aceros de los perfiles propuestos	96
IV.35. Combinaciones de carga a considerar en el modelo de invernadero	42
IV.36. Tabla de elementos mecánicos obtenidos y a considerar en el diseño	42
IV.37. Resultados obtenidos del diseño estructural	53

## Índice de figuras

Figura	Página
II.1. Construcción tipo cobertizo y que funcionaba como invernadero durante el Renacimiento	4
II.2. Vista de invernadero tipo capilla multiclavo.	5
III.1. Formas de invernaderos según la FAO	11
III.2 Invernadero tipo plano	11
III.3 Invernadero tipo capilla.	12
III.4. Invernadero tipo Parral o tienda de campaña	13
III.5 Invernadero tipo túnel	13
III.6 Conexión atornillada de un invernadero	20
III.7 Figura típica de una conexión rígida a momento.	21
IV.1. Perfil de la cercha tipo propuesta.	31
IV.2 Viento paralelo a las generatrices.	34
IV.3. Áreas tributarias para el muro de barlovento	86
IV.4. Áreas tributarias de los muros	88
IV.5. Planta tipo de un entre eje	89
IV.6. Viento normal a las generatrices	38
IV.7. Áreas tributarias sobre los muros de barlovento con viento normal a las generatrices.	92
IV.8. Áreas tributarias para muro lateral	93
IV.9. Planta tipo de un entre eje	95
IV.10. Diagrama de fuerza axial en marco crítico	53
IV.11. Diagrama de momento flexionante para el marco crítico	53
IV.12 Conexión de esquina de tienda provisional	55
IV.13 Conexión de cumbrera de tienda provisional	55



## I. INTRODUCCIÓN

Los cultivos en invernaderos se han desarrollado más –recientemente- por especialización de la horticultura. Estos desarrollos son el resultado de los avances tecnológicos y en razón de la demanda en productos de lujo, exóticos, fuera de temporada y por cultivo. En la actualidad, como un resultado de la larga cadena productiva y productos manufacturados, la producción de invernaderos no es tan exclusiva como se creía y proveen a un amplio rango de personas de comida fresca en todo el año.

En la actualidad los invernaderos son prefabricados en taller y ensamblados in situ por mano de obra calificada ya que en muchos casos los elementos se sueldan ó ensamblan por dicha mano de obra.

En nuestro país no existe una normatividad para el diseño de invernaderos y las estructuras que se comercializan son de tecnología de países donde las solicitudes a que deberá responder la estructura son mayores, producidas entre otras por nieve, ocasionando que los elementos estructurales en general y las conexiones en particular sean de mayor sección y por ende de mayor peso, pues en la mayoría del territorio nacional el clima sobre todo en invierno no es tan extremo, se pretende además que con base a la literatura consultada se den los primeros pasos en la filosofía de normatividad para el diseño de estas estructuras.

Existen en nuestro país comercializadores de sistemas de invernaderos que o son copia de los sistemas extranjeros o distribuidores de los mismos en los cuales las conexiones son elaboradas con materiales ligeros por medio de maquinaria y moldes que en nuestro país no existen –troqueladas-, ocasionando que dichos sistemas sean caros y que agricultores nacionales no puedan acceder a este método de producción.

Es importante que se mencione que las estructuras en acero en general cubren una gran diversidad de formas y tipos pudiéndolas prefabricar en taller facilitando su montaje in situ, donde las uniones de componentes de sistemas

pueden ser mixtas ó de un solo tipo: uniones soldadas en taller y soldadas en campo ó atornilladas en campo y/o también atornilladas en taller. En estructuras ligeras existe la posibilidad de fabricar conexiones en campo, ejemplificando, conexiones a presión.

Puesto que la estructura del invernadero es uno de los elementos constructivos que mejor se debe estudiar desde el punto de vista de la solidez y de la economía para definir un determinado tipo de invernadero, la intención es desarrollar el proyecto de un prototipo diseñando estructuralmente los elementos conformantes con perfiles existentes en el mercado, prestando especial atención a las conexiones para un invernadero modular prefabricada en taller y armada en campo de fácil montaje - desmontaje, sin necesidad de utilizar mano de obra especializada para su erección; como muestra se fabricaron dos modelos de conexiones, para las cual se desarrolló la ingeniería básica y de taller necesaria para su fabricación, construcción y montaje, así como una guía de construcción.

Se hace una breve descripción de los tipos de invernaderos en diferentes etapas de la humanidad hasta nuestros días. Se clasifican los tipos de invernaderos; se hace un recuento de la normatividad existente en otros países y se consulta la normatividad nacional e internacional existente aplicable y para el caso particular de las conexiones y se presentan los resultados obtenidos para un modelo propuesto. Se desarrolló la ingeniería para la construcción del proyecto de invernadero y su guía de armado y montaje. En el anexo A.1 se incluyen definiciones de invernaderos.

## II.-ESTADO DEL ARTE

Los elementos ensamblables cubren una gran diversidad, desde las industrias automotriz, metalmecánica, eléctrica, electrónica, agrícola, sin pasar por alto la industria de la construcción.

En la industria de la construcción las estructuras ensamblables pueden ser de varios materiales, solos o combinados tales como madera, concreto, acero estructural, aluminio, policloruro de vinilo entre otros.

Las estructuras ensamblables de madera –en nuestro país- no son muy utilizadas de manera industrial, pues ofrece esfuerzos bajos a diferentes acciones por lo que se obtienen secciones de dimensiones considerables, y son utilizadas principalmente en la construcción como elemento decorativo, para dar forma a otros elementos –cimbra- y en algunos casos como elementos decorativos estructurales.

Dentro de las estructuras de concreto se mencionan los elementos presforzados, sistemas de cubiertas, paneles para fachadas, paneles para muros de contención, escalones, gradas, registros, postes para líneas de transmisión, bloques para la elaboración de muros entre otros; de este material existe mayor diversidad de aplicación, pues es mas difundida su utilización.

De las estructuras de acero existe la creencia que es usado en construcciones cuyo destino será industrial, relegándolo del uso arquitectónico.

En cuanto al aluminio su uso se relega para fines arquitectónicos alejándolo del uso estructural por razones de economía.

El uso de medidas para proteger las plantas contra condiciones climáticas adversas es muy antiguo. Existen indicios de miles de años en civilizaciones de China, Egipto, e India usado como protección contra frío, viento y radiaciones solares excesivas. Mas recientemente en Grecia y Roma en escritos se muestran más descripciones detalladas de métodos de protección de plantas con la ayuda de barreras rompevientos, camas calientes y hojas uniformes de piedra transparente - mica, talco-. A través del tiempo se fueron desarrollando y mejorando técnicas de cultivo, controles climáticos, pantallas y estructuras para los mismos; cabe destacar

que durante el Renacimiento hubo una primera aproximación sistemática para cultivo de plantas y que fue considerada no sólo como una fuente de comercio sino además como prestigio, eran comúnmente diseñados con una cara de muro de mampostería hacia el Norte y con una ventana de iluminación como estructura hacia el lado Sur. Esto se conocía como “tipo cobertizo” –Fig.II.1- y fue el diseño básico durante un largo periodo, después de un arduo trabajo y de inversiones tanto de productores como de gobiernos –Holanda principalmente- se ha llegado hasta los prototipos de invernadero que en la actualidad se observan a nivel mundial.



Fig. II.1. Construcción tipo cobertizo y que funcionaba como invernadero durante el Renacimiento

En los países bajos la horticultura principalmente era la ocupación de grandes familias rurales con mucha disponibilidad de labrar pero con muy poco capital. Como consecuencia los invernaderos eran baratos. Esto fue el motivo del siguiente paso para que evolucionara el “Almacén Occidental” en la década de los 30 durante la depresión: el almacén Venlo, en el cual los marcos desmontables se reemplazaron por una cubierta fija, el predecesor de los modernos invernaderos multiclaros –Fig. II.2-.

Durante este periodo hubo algunos avances importantes, los cuales aportaron decisiones para la futura expansión de la rama de la horticultura después de la segunda guerra mundial, no solo en el marco tecnológico, sino en el ramo económico y organizacional.

En la actualidad los invernaderos son automatizados con sistemas de calefacción, riego; el material que cubre los invernaderos ya no es vidrio, sino polietileno, copolímeros (EVA), policarbonato, poliéster entre otros.

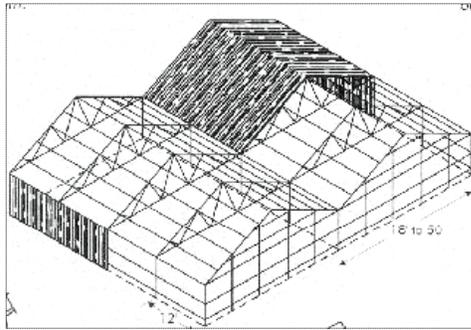


Fig. II.2. Vista de invernadero tipo capilla multiclaro.

La construcción de invernaderos es en la actualidad una práctica difundida en casi todo el mundo, aunque usándolo no solamente para aumentar la productividad, sino también para cultivar fuera de temporada y del lugar de origen de la planta.

En nuestro país se tiene un desarrollo formal de cultivo de hortalizas en invernaderos -Xochimilco, Sinaloa, Texcoco, Querétaro, San Luis Potosí, Guanajuato, Edo. de México- en los últimos 12 años; éstos invernaderos tienen un sistema caro, pues son de fabricación extranjera o de fabricación sin un diseño, siendo en algunos casos copia de los invernaderos importados, además, no tienen la durabilidad que responda a la problemática esperada de cada producto debido al medio ambiente a que se enfrenta en nuestro país.

En la tabla II.1 se muestran las hectáreas de cultivo en invernadero en nuestro país.

Cabe mencionar que los invernaderos de producción nacional presentan la problemática de que se necesita mano especializada para su montaje y no puede ser recuperable o solamente se utiliza como invernadero.

Se destaca también que la Universidad Autónoma de Querétaro lleva a cabo -desde 1998- trabajos de investigación entorno al desarrollo sobre cultivos en medios controlados -invernaderos-, pero adecuándolos a la realidad nacional -clima, disponibilidad de agua, materiales- donde se continúa optimizando entre otros la estructuración de los invernaderos, por lo que en la actualidad tiene estudios de especialidad en invernaderos.

El uso de acero estructural en general y en la fabricación de estructuras para invernaderos ensamblables en particular es una práctica medianamente difundida en nuestro país ya que las desventajas que tiene entre otras son:

- a) costo inicial o de adquisición alto,
- b) costo de mantenimiento,
- c) costo de protección contra incendio,
- d) protección contra corrosión,
- e) susceptibilidad de pandeo;

pero las ventajas que tiene son,

- a) alta resistencia
- b) uniformidad,
- c) elasticidad,
- d) durabilidad,
- e) ductilidad,
- f) adaptación a prefabricación,
- g) rapidez de montaje,
- h) soldabilidad,
- i) tenacidad y resistencia a la fatiga,
- j) posible reutilización después de que la estructura es desmontada,
- k) valor de rescate entre otros.

En el desarrollo del presente trabajo se plantea la propuesta de estructuración tipo para invernadero, sus acciones y la descripción de los elementos confortantes, principalmente los tipos de conexiones; el procedimiento para el

método de análisis y diseño de las conexiones, la normatividad existentes, un prototipo de aplicación, para lo cual se consultó el manual del American Institute of Steel Construction, Inc. –AISC versión 2005-, el manual de diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad Diseño por Viento 1993, el manual de diseño de Estructuras de Acero del Instituto Mexicano de Construcción en Acero –IMCA-, las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal –NTC al RCDF-, para la clasificación de los invernaderos el Comité Europeo de Normalización –CEN-, consulta a diferentes páginas web de fabricantes de estructuras para invernaderos y la página web de la Organización de Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación –FAO- así como universidades.

En el cuadro II.1 se muestra la superficie de invernadero para hortalizas en la República Mexicana según la Asociación Mexicana de Productores de Hortalizas en Invernaderos hasta 2004.

Cuadro II.1. Situación de la superficie de invernadero para hortalizas en la República Mexicana, hasta 2004 (AMPHI 2004)

Estado	Operando 1999 –has-	Construyendo 1999 –has-	Operando 2004 –has-	Construyendo 2004 –has-
BCN	55.5	38.0	583.0	80.0
BCS	106.5	70.5	106.5	70.5
Coahuila	6.0	0.0	6.0	0.0
Colima	0.0	70.0	0.0	70.0
Chihuahua	0.0	20.0	43.0	10.0
Guanajuato	3.0	20.0	52.0	24.0
Jalisco	162.0	30.0	427.5	97.0
México	0.8	0.0	0.8	0.0
Morelos	16.0	0.0	78.5	73.5
Querétaro	21.5	0.0	52.0	17.0
San Luis Potosí	0.0	70.0	110.0	12.0
Sinaloa	169.0	30.0	504.0	117.0
Sonora	44.0	11.5	209.0	33.0
Veracruz	22.0	10.0	22.0	10.0
Yucatán	35.0	0.0	71.5	47.0
Zacatecas	0.0	0.0	41.0	30.0
TOTAL	641.3	370.0	2,306.8	691.0

### **III. MARCO TEÓRICO.**

#### **III.1. INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se hace el planteamiento para un invernadero de 3,000 m<sup>2</sup>, con la cubierta gótica dado que es más fácil tensar la película plástica en techos curvos que en superficies planas y multitúnel, efectuando el análisis por medio de software de apoyo y diseño conforme a la normatividad del American Institute of Steel Construction, Inc. –AISC–, para hacer la propuesta de elementos de la estructura y las conexiones. Estas conexiones deberán cumplir fundamentalmente para transmitir las acciones hacia las columnas y además, que la estructura sea desmontable y recuperable.

En cuanto a la cimentación deberá cumplir con los requisitos mínimos indispensables de seguridad y, al igual que las conexiones, ser recuperable.

Se llevará a cabo el diseño estructural de acuerdo a la norma del American Institute of Steel Construction Inc. para el caso de los elementos de acero, de las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para el caso de elementos de concreto y al Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad Diseño por Viento; para el caso de los perfiles laminados en nuestro país se acudirá al manual del Instituto Mexicano de Construcción en Acero –IMCA–.

#### **III.2 CLASIFICACIÓN DE LOS INVERNADEROS**

##### **III.2.1. De acuerdo al diseño de la estructura**

El European Committee for Standardization (ECS por sus siglas en inglés) ó Comité Europeo de Normalización (CEN por sus siglas en español) clasifica las estructuras de los invernaderos de acuerdo a dos factores: la vida útil mínima de diseño y la tolerancia del sistema de recubrimiento respecto a los desplazamientos de la estructura, de acuerdo a los siguientes criterios según el cuadro III.1 -en el anexo A.2 se incluye la descripción detallada de la clasificación de los invernaderos-:

Cuadro III.1: Clasificación de los invernaderos de acuerdo a su diseño.

TIPO	Vida útil mínima de trabajo		
	15 años	10 años	5 años
TIPO A <sup>1)3)</sup>	A15	A10	-
TIPO B <sup>2)3)</sup>	B15	B10	B5

<sup>1)</sup> Los invernaderos tipo A deberán tener una vida útil mínima para la estructura de 15 ó 10 años y nombrarse como clase A15 ó A10 respectivamente.

<sup>2)</sup> Los invernaderos tipo B deberán tener una vida útil mínima para la estructura de 15, 10 ó 5 años y designarse como clase B15, B10 ó B5 respectivamente.

<sup>3)</sup> Los invernaderos revestidos con vidrio deberán tener una vida útil mínima no menor a 15 años

### III.2.2 De acuerdo a su forma

Tomando la forma externa como un criterio de diferenciación de los invernaderos, se tiene una clasificación amplia, pudiendo ser aún mayor si se proyectaran nuevas formas para su estructura, de acuerdo a Narváez, Romero y Saracho (2001) y Frías (2002) y la Organización de la Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO) –Fig. III.1- las estructuras para los invernaderos pueden ser:

- |                                |   |   |
|--------------------------------|---|---|
| 1.- Plano                      | } | A dos corrientes ó agua<br>A una corriente ó agua |
| 2.-Capilla simple              |   |   |
| 3.- Capilla doble              | } | Un diente<br>Varios dientes                       |
| 4.- Diente De sierra           |   |   |
| 5.- Parral o tienda de campaña |   |   |
| 6.- Túnel                      |   |   |
| 7.- Semiéptico                 |   |   |

Techos planos simétricos a dos aguas (a), techos planos asimétricos (b), arco redondeado (c), arco redondeado con paredes verticales (d), arco en punta con paredes laterales en pendiente (e), arco en punta con paredes verticales laterales (f)

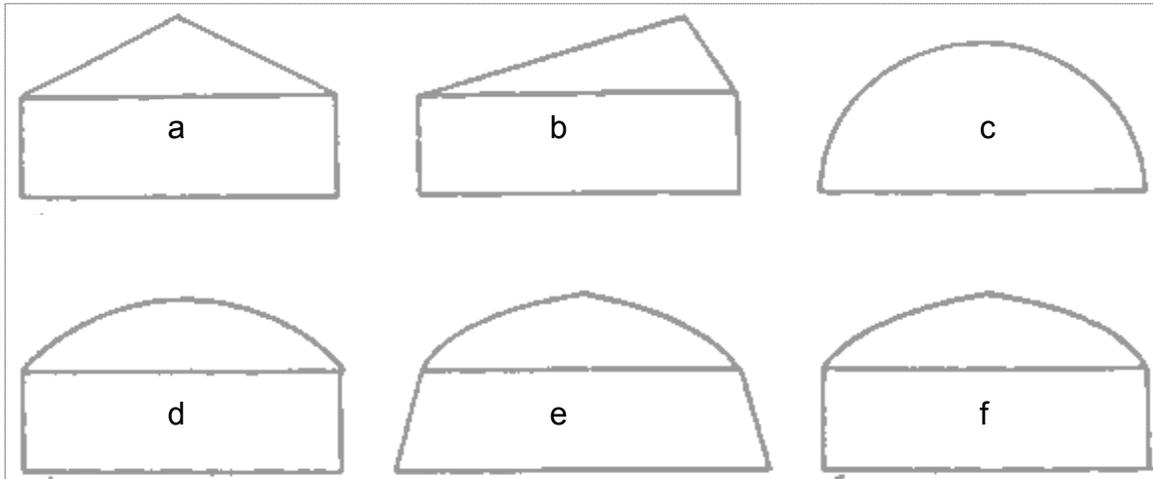


Fig. III.1. Formas de invernaderos según la FAO

Los invernaderos con forma plana –Fig. III.2- fue el primer modelo que se creó –lo cual explica su sencillez- utilizando una estructuración sencilla, con un costo bajo y construcción en un corto tiempo; esta forma tiene el inconveniente que puesto que la cubierta es plana, en regiones lluviosas o con chubascos fuertes ocasiona acumulación de agua sobre la cubierta ocasionando una carga adicional a la estructura, acortando la vida útil de la cubierta, poca capacidad de volumen de aire y además presentan una ventilación deficiente.

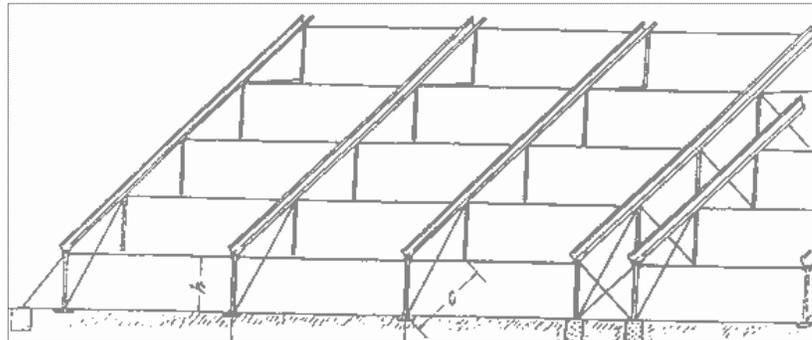


Fig. III.2 Invernadero tipo plano

Los invernaderos de capilla –Fig. III.3- se distinguen por su techumbre plana inclinada, ya sea a una corriente o dos corrientes; la ventaja de este tipo de estructuración es que su construcción y mantenimiento pueden realizarse de una manera sencilla, además de facilitar la ventilación cenital, el inconveniente que presenta es que la colocación de la película plástica no se puede colocar tan fácilmente como en una superficie curva. De acuerdo a Narváez et al., 2001 la

inclinación de la techumbre debe ser al menos de 25° respecto a la horizontal para que tenga un drenado rápido.

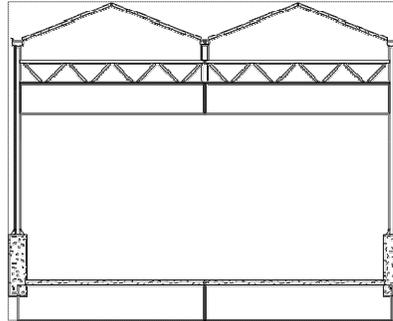


Fig. III.3 Invernadero tipo capilla.

Los invernaderos con forma de capilla doble permiten una ventilación mejor que otros tipos pues sus ventanas cenitales resultan ser bastante eficientes, pudiendo colocarse ventanas laterales en las paredes; este tipo de invernaderos presentan entre otros las desventajas del costo de inversión inicial y la dificultad de su construcción.

Los invernaderos con techumbre en diente de sierra tienen los planos de las cubiertas inclinados a 30° respecto a la horizontal. El hecho de tener las cubiertas como lo indica su nombre, permite tener ventanas cenitales laterales con bastante eficiencia en cuanto al flujo de aire y pudiendo tener frentes muy anchos. Este tipo de invernaderos debe de contar con un sistema de canalones para el desalojo de agua de lluvia y polvo que se acumula en las rodillas de las armaduras de techumbre.

Los invernaderos con forma de tienda de campaña –Fig. III.4- se construyen por lo general con madera, alambre galvanizado y plástico como material de cubierta. Este tipo de invernadero presenta las ventajas de tener un bajo costo y buena ventilación, empero en contraparte también tiene las desventajas de requerir conocimientos especializados para su construcción, deterioro de la estructura si no se le da un tratamiento inicial, su resistencia a la acción eólica es baja, es de difícil mecanización y la película plástica se daña muy fácilmente por lo que en poco tiempo presenta goteras.



Fig. III.4. Invernadero tipo Parral o tienda de campaña

Un invernadero con forma de túnel consiste en dos ejes de pies derechos unidos por un medio de arcos. Dentro de este tipo de invernadero se facilitan los trabajos de operación pues existen pocos obstáculos en su interior, además permiten un buen control de la temperatura, buena iluminación y el agua de lluvia se elimina fácilmente.

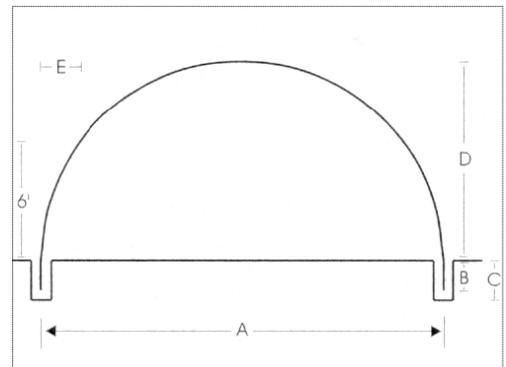
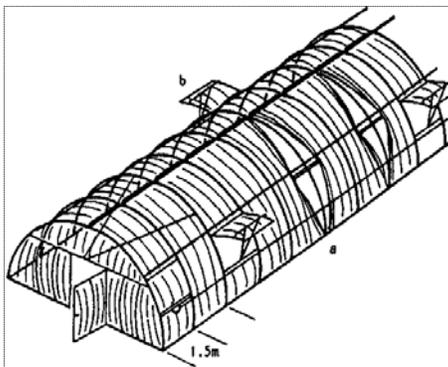


Fig. III.5 Invernadero tipo túnel

Los invernaderos con estructura semielíptica –Fig. III.5- contienen un gran volumen de aire sin presentar demasiados obstáculos en su interior, permiten además el paso casi total de luz; tienen dimensiones de: ancho de 8 a 28 m, altura media de 2.5 m y altura en la cumbre de 4.0 m.

### III.2.3. Clasificación de acuerdo a cultivo.

Con base en el uso fundamental de los invernaderos, se pueden clasificar en varios tipos de acuerdo al tipo de cultivo que se produzca dentro de ellos a saber:

- 1.- Invernadero hortícola
- 2.- Invernadero florícola
- 3.- Invernadero para plantas de ornato
- 4.- Invernadero de plantas utilizadas en investigación.

#### III.2.4. Clasificación de acuerdo al material de la estructura.

Tomando en consideración el material con el cual se construye la estructura, Narváez et al., 2001 sugiere la siguiente clasificación:

- 1.- de madera
- 2.- de palos y alambre –parral-
- 3.- metálica -perfil en ángulo, tubo circular o cuadrangular, de perfil redondo-
- 4.- de concreto.

#### III.2.5. Clasificación de acuerdo al material de cubierta.

Matallana y Montero et al., 1995 consideran que en el proceso de diseño de un invernadero es primordial determinar el clima necesario para la especie que se producirá en su interior, de manera tal que la estructura a construir presente las condiciones mas favorables para conseguir ese fin. Esta condición se logra con dos aspectos constructivos: la forma del invernadero y el material de cubierta, del cual se pueden hacer las siguientes clasificaciones:

- a) Invernadero con vidrio
- b) Invernadero con materiales plásticos
  - b.1) en placas: poliéster, policarbonato, polimetacrilato
  - b.2) en película: polietileno (PE), policloruro de vinilo (PVC), etileno vinilo de acetato.

Por otra parte Narváez (2001) plantea como criterio de clasificación conforme a una diferenciación del material de cubierta en tres tipos básicos según su rigidez, subdividiéndolos de acuerdo al material de dicha cubierta:

- 1.- Lámina flexible: Polietileno (PE)  
Copolímero (EVA)  
Policloruro de vinilo (PVC)  
Polipropileno.
- 2.- Placa semirígida: Policarbonato  
Poliéster  
Policloruro de vinilo (PVC)  
Polimetacrilato de metilo (PMM)
- 3.- Rígido: Cristal.

### **III.3. ACCIONES**

#### III.3.1. Carga por viento

Para la determinación de las cargas por viento se consultó el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento del Instituto de Investigaciones Eléctricas de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su versión 1993, las cuales se incluyen el anexo A.3, en el cual se clasifica la estructura según su importancia, respuesta ante la acción del viento, relación de aspecto entre otros, así como las tablas que utiliza el manual de CFE sección C, tomo I, tema 1 capítulo 4 el cual menciona lo siguiente:

##### III.3.1.1. Procedimientos para determinar las acciones por viento.

A fin de evaluar las fuerzas provocadas por la acción del viento, se proponen principalmente dos procedimientos. El primero, referido como análisis estático, se emplea cuando se trata de estructuras o elementos estructurales suficientemente rígidos, que no sean sensibles a los efectos dinámicos del viento. En caso contrario, deberá utilizarse el segundo procedimiento llamado análisis dinámico, en el cual se afirma que una construcción o elemento estructural es sensible a los efectos dinámicos del viento cuando se presentan fuerzas importantes provenientes de la interacción dinámica entre el viento y la estructura.

Un tercer procedimiento para evaluar la acción del viento sobre las construcciones consiste en llevar a cabo pruebas experimentales de modelos en túnel de viento. Estas pruebas deben realizarse cuando se desee conocer la respuesta dinámica de estructuras cuya geometría sea marcadamente diferente de las formas comunes para las cuales existe información disponible en los reglamentos o en la literatura. También se aconsejan cuando es necesario calcular coeficientes de presión para diseñar recubrimientos de estructuras que tengan una forma poco común. En el anexo A.3 se incluyen tanto literatura, fórmulas y cuadros del manual de CFE para velocidad de diseño, factores de: exposición, rugosidad y altura y topografía; fuerzas sobre construcciones cerradas  $-F_e$ ; presión dinámica de base y su respectivo factor de corrección por altura sobre el nivel del mar.

b) Presiones y fuerzas debidas a la acción del viento

b.1) Empujes medios

b.1.1) Alcance

Los empujes medios (estáticos) evaluados de acuerdo con lo especificado en este punto se aplican en el diseño de estructuras pertenecientes al Tipo 1. Asimismo, se presentan las recomendaciones para calcular las presiones de diseño de cancelerías, elementos de fachada y recubrimientos de las construcciones Tipo 1, 2 y 3.

III.4.1. Carga Viva

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la sección en los incisos a), b), c) y d).

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se debe tomar en consideración las siguientes disposiciones:

a) La carga viva máxima  $w_m$  se debe emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;

b) La carga instantánea  $w_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

c) La carga media  $w$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y

d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor.

La carga viva que actuará sobre la estructura será únicamente para mantenimiento y limpieza de los canalones.

#### III.4.2. Carga muerta o permanente.

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

### **III.5. Tipo de conexiones**

Se entiende por conexión como el conjunto de elementos que unen los miembros a las juntas: placas, o ángulos por patines o alma, ménsulas y conectores (soldaduras, remaches, tornillos) y deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos de diseño de los miembros que unen a la junta, cumpliendo al mismo tiempo las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Junta es la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

Las placas de refuerzo del alma de la columna pueden estar en contacto con ella o separadas; en el primer caso pueden ser sencillas, en un solo lado del alma, o dobles, en los dos lados; en el segundo caso deben ser dobles, colocadas a distancias iguales del alma.

Soto et al., 2005 menciona que la integridad de una estructura de acero depende, entre otros factores, en que el diseño de las conexiones estructurales entre los miembros que la conforman sea seguro. Esta es la razón de que uno de los aspectos más importantes en las estructuras metálicas sean la seguridad y la calidad de las conexiones.

Con base en lo anterior y con la finalidad fundamental de hacer atractiva la estructura metálica de este invernadero se tratará que las conexiones sean económicas en el uso del material, de los conectores y además, que sean sencillas de fabricar y fáciles de realizar y colocar en campo.

En la actualidad son utilizadas con mayor frecuencia las conexiones atornilladas y soldadas en las estructuras de acero para edificios, por lo que para la propuesta de este trabajo se utilizará en taller soldadura para prefabricar la conexión y se propone unión atornillada en campo de dicha conexión a los elementos estructurales.

A continuación se enuncian las ventajas y desventajas para las conexiones soldadas y para las conexiones atornilladas.

Las ventajas que pueden tener las conexiones soldadas son: rigidez, pues se obtienen estructuras más rígidas; sencillez dado que se elimina material como son placas, ángulos, conectores; economía, ya que representa menor trabajo en taller y presentan mayor amortiguamiento, mas sin embargo, este tipo de conexiones también presentan desventajas siendo entre otras: se inducen altas temperaturas al acero durante la aplicación de la soldadura; requiere mayor supervisión en obra; necesita mano de obra calificada; las condiciones climáticas y sitio de la obra afectan la calidad final; la inspección es onerosa, pues requiere la asistencia de un laboratorio especializado.

En cuanto a las conexiones atornilladas las ventajas son; rapidez en el atornillado y menor tiempo de ejecución en obra; no se requiere mano de obra especializada; inspección visual sencilla y económica; facilidad para sustituir piezas dañadas y mayor calidad en la obra; sus desventajas son: mayor trabajo en taller; cuidado en la elaboración de los planos de fabricación y de montaje; mayor precisión geométrica; mayor peso en la estructura menor amortiguamiento.

### III.5.1. Clasificación de las conexiones estructurales bajo diversos aspectos.

Las conexiones estructurales se pueden clasificar según:

#### a) Tipo de conectores

Remaches –no utilizados en la actualidad-

Soldadura

Tornillos de alta resistencia, pudiendo ser ASTM A325, (NOM-H-124) y ASTM 490 (NOM-H-123)

Las conexiones atornilladas pueden ser tipo aplastamiento y por fricción.

#### b) Rigidez de la conexión

Flexible

Semi-rígida

Rígida

#### c) Material de la conexión

Ángulos

Placas y ángulos

Ángulos de asiento

Perfiles Te

d) Tipo de fuerza que transmiten

Fuerza cortante –conexión flexible-

Fuerza cortante y momento flexionante –conexión rígida-

Fuerza internas de tensión y compresión –armaduras y contravientos-.

e) Resistencia de la conexión

Conexiones por fricción

Conexiones por aplastamiento.

Cabe aclarar que las conexiones por fricción se considera que su resistencia se desarrolla por cortante en los sujetadores en el plano potencial de deslizamiento entre las partes unidas. No se presentan ningún movimiento relativo entre las partes conectadas hasta que no se exceda la carga de diseño.

Las conexiones por aplastamiento se considera que su resistencia es una combinación de la resistencia a cortante de los sujetadores –tornillos o remaches- y del aplastamiento del material unido contra el sujetador (Soto 2005).



Fig. III.6. Conexión atornillada de un invernadero.

### III.5.2. Clasificación de las conexiones estructurales Trabe – Columna.

Con base al comportamiento idealizado de las conexiones trabe – columna y tipos de elementos de unión utilizados, las conexiones se clasifican en:

Conexiones flexibles, en la cual se utilizan elementos de unión que permiten rotaciones en los extremos de los miembros conectados. Se permiten deformaciones inelásticas en dichos elementos, y se prevén holguras en los bordes para este fin.

Las conexiones a momento desarrollan la capacidad total de los miembros unidos rígidamente y mantienen los ángulos entre los ejes de las piezas sin cambio, bajo cualquier rotación de la junta.

Cuadro III.7. Clasificación de las conexiones estructurales trabe – columna.

CONEXIONES FLEXIBLES	Conexiones en cortante simple	Por alma	Con dos ángulos
			Ángulo sencillo o de un solo lado
			Con perfiles Te
			Con placa sencilla
		Con ángulos de asiento	Conexiones con apoyo atiesado
			Conexiones con apoyo no atiesado
CONEXIONES RÍGIDAS	A momento	Con placas a patines y alma	
		Con placa de extremo	
		Con tes a los patines de las columnas	
		Con asiento inferior y placa superior al patín	

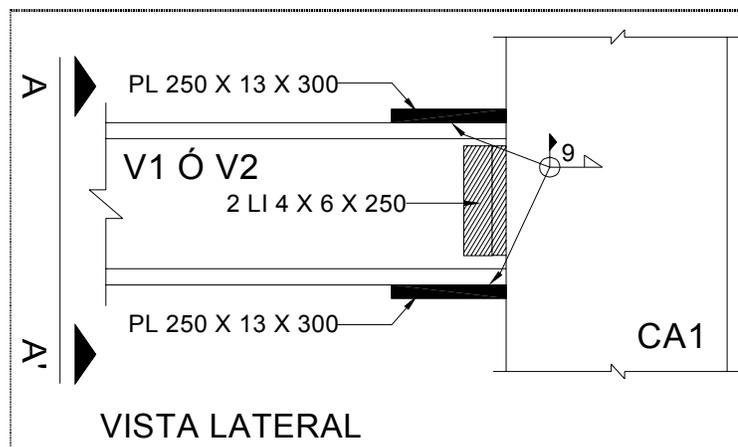


Fig. III.7 Figura típica de una conexión rígida a momento

Los requisitos fundamentales que debe cumplir una conexión estructural son:

**Seguridad;** garantizando la integridad de la estructura en conjunto y la de los miembros estructurales que une.

**Economía;** el costo debe ser económicamente razonable en cuanto a los elementos de unión –tornillos, soldaduras, remaches- y de los perfiles que forman la junta – placas horizontales y verticales, ángulos, Tes, entre otros y los procesos de fabricación.

**Precisión geométrica** o tolerancias; los elementos que integran la junta deben permitir la unión sin necesidad de hacer grandes ajustes en campo, pues las tolerancias en estructuras de acero son al milímetro.

**Sencillez;** lo deseable es que la junta sea lo más sencilla posible para reducir aquellos puntos potenciales que atenten contra la seguridad de la estructura durante sismos de considerable magnitud.

**Facilidad durante el montaje;** las juntas deben facilitar su posición definitiva en obra. Deben evitarse juntas soldadas en campo que requieran un volumen importante de aplicación de soldadura, ya que son más difíciles de realizar y ameritan precauciones especiales para obtener la calidad requerida.

**Continuidad;** se recomienda el uso de juntas que aseguren cierto grado de continuidad, supone un ahorro de acero debido a la posibilidad de diseñar una estructura como continua –conexiones a momento-.

**Protección contra intemperismo;** las conexiones deben protegerse contra la corrosión y los efectos ocasionados por un incendio.

### III.5. Normatividad de conexiones

En cuanto a la normatividad de conexiones se enlista a continuación siendo: Instituto Mexicano de Construcción en Acero (IMCA), así como las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC – RCDF)

Tanto el IMCA como las NTC-2004 mencionan que las conexiones que transmiten esfuerzos calculados, excepto para las barras de celosías, tirantes y

polines o largueros, se diseñarán para soportar no menos de 3.0 ton para el caso del IMCA y 5.0 ton para el caso de las NTC. Sugieren además que siempre que sea posible, los ejes de gravedad de los miembros que concurran en un punto y que estén sometidos a esfuerzo axial y deberán intersectarse; de no ser así, se tomarán en cuenta los esfuerzos de flexión debidos a la excentricidad.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, traveses o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

### III.5.1. Juntas atornilladas

Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados; sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos, con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

Las juntas y conexiones se configurarán de manera que el diseño quede regido por un estado límite de falla dúctil en los miembros que concurren en ellas.

No se permite utilizar tornillos en combinación con soldaduras en la misma superficie de falla.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ella (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos.

Las resistencias de diseño deben incluir el factor de resistencia FR correspondiente. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen, en general, multiplicando por el factor de carga FC correspondiente los valores de las fuerzas y momentos internos calculados bajo acciones nominales.

En los casos en que los efectos geométricos de segundo orden influyan significativamente en la respuesta de la estructura, las fuerzas y momentos internos de diseño deben obtenerse multiplicando las acciones nominales por los factores de carga antes de efectuar el análisis, el que se lleva a cabo con las acciones nominales factorizadas.

Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones.

Pueden utilizarse estructuras de alguno de los dos tipos básicos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

Las estructuras tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura.

Las estructuras tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 % de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones.

Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero,  $F_y$ , no es mayor que el 80 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión,  $F_u$ , ni que 440 MPa (45,000 ton/m<sup>2</sup>).
- b) La curva carga–deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 %.
- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 ó 2, cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí lo son.
- d) Los miembros están contraventeados lateralmente
- e) Se colocan atiesadores dobles, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas u otros factores.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento

se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que  $L_p$  en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 ó 3.

No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas tipo 4.

Las estructuras tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios, y se aceptan en la estructura principal si se utilizan muros, contravientos, marcos rígidos, o una combinación de ellos que junto con las losas u otros diafragmas horizontales proporcionen a la construcción en conjunto rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella.

Si se conocen las características de resistencia, rigidez y ductilidad de conexiones comprendidas entre las correspondientes a los dos tipos de estructuras mencionadas arriba, esas características pueden incorporarse en el análisis y diseño. Estas conexiones, “parcialmente restringidas”, pueden usarse en la estructura principal de edificios cuya altura no exceda de ocho pisos o 30 m, o de altura mayor, si se complementan con muros, contravientos, marcos rígidos, o una combinación de ellos.

Las características de las conexiones parcialmente restringidas deben estar documentadas en la literatura; en caso contrario, se establecerán con métodos analíticos o experimentales.

Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo Cuando en el diseño no interviene el sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- a) La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.
- b) El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual a  $0.85F_{yc} d_c t_w$ , donde  $F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y  $d_c$  y  $t_w$  son su peralte total y el grueso del alma.

La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante. No es necesario retirar las placas de respaldo requeridas para efectuar las soldaduras a tope de los patines.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, trabes o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

## IV. MODELO DE APLICACIÓN.

### IV.1. Propuesta de Estructuración tipo para invernadero.

Con base en las clasificaciones por forma que se han dado y al anexo A.2, la estructura que se propone para el invernadero a desarrollar se clasifica como:

- a) B10
- b) arco en punta con paredes verticales –gótico-
- c) producción hortícola
- d) metálico
- e) lámina flexible o material plástico de polietileno.

La propuesta de estructuración para una superficie a cubrir de 3,000.0 m<sup>2</sup>, con dimensiones de 40.0 m de frente y 75.0 m de fondo es:

Tabla IV.1. Tabla de propuesta de estructuración

ELEMENTO	CARACTERÍSTICAS
Altura de piso a rodilla	3.0 m
Altura de rodilla a cumbre	2.50 m
Altura total en la cumbre	5.50 m
Marcos	8.0 m de claro
Separación entre marcos	3.0 m
Figura geométrica de la cubierta	Gótico
Separación entre largueros	2.0 m
Método de unión	Conexiones prefabricadas en taller y atornilladas
Anclaje al suelo	Zapatillas aisladas
Unión columna zapata	Conexión atornillada

### IV.2. Descripción de elementos confortantes de la estructura.

Como se mencionó se utilizan esfuerzos últimos para obtener una estructura segura y la más económica posible.

Los tipos de materiales que se proponen utilizados para la estructura y cubierta son los mostrados en la tabla IV.2.

Tabla IV.2. Tabla de materiales para el invernadero.

ELEMENTO	MATERIAL
Cercha	Perfil laminado acero galvanizado por inmersión
Columna	Perfil laminado acero galvanizado por inmersión
Cubierta	Polietileno
Canalón	Lámina galvanizada por inmersión
Conexión	Perfil laminado acero galvanizado por inmersión

Para la propuesta de estructuración se supone que los elementos de cubierta tienen componentes verticales y horizontales en los apoyos –rodilla-; la componente horizontal se nombra coceo, y se resiste por un perfil redondo sólido (OS) que se ancla a la conexión y, a la vez, servir para soportar el tutoreo.

Los perfiles propuestos para cada elemento de la estructura se muestran en la tabla IV.3.

Tabla IV.3. Tabla de perfiles propuestos para el invernadero.

ELEMENTO	PERFIL PROPUESTO
Columna	OC cédula 30
Cercha	OC cédula 30
Larguero	OC calibre 14
Tensor	OS $\phi \frac{3}{8}$ "
Conexiones	OC cédula 40

El sistema de ensamble de los elementos con la conexión y a la zapata se propone con pernos roscados y cabeza hexagonal –tornillos- con un diámetro de acuerdo al diseño estructural y diseñados en número de acuerdo a las acciones internas que concurren a la conexión.

#### IV.3. Planteamiento del problema techumbre.

El planteamiento inicial del problema implica el determinar la ecuación de la forma gótica de la cercha. Al respecto cabe aclarar que se planteó la ecuación de la

mitad de la cercha de techumbre como un segmento de una parábola acotada, es decir, dado que el área a cubrir es de 3,000 m<sup>2</sup> y puesto que el frente es de 40.0 m, se proponen 5 espacios de 8.0 m en el frente y 25 entre ejes de 3.0 m cada uno, por lo que la ecuación es de 0.0 a 4.0 m; la altura propuesta de las columnas es de 3.00 m y de la cercha 2.5 m en la cumbrera para una estructura con una altura total de 5.5 m.

Puesto que se trata de una parábola, la ecuación general con eje paralelo al eje de las ordenadas z-z, es la ecuación general ordinaria tal y como se muestra en la ecuación 4.1

$$(x - h)^2 = 4p(z - k) \quad 4.1$$

En donde:

h y k coordenadas del vértice

p distancia del vértice al foco

De los datos generales del punto IV.1., colocando los ejes en la rodilla, se obtienen dos puntos y se propone un tercer punto para tener un sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas, por lo que los puntos de coordenadas (x,z) son los mostrados en la tabla IV.4 del anexo A.4 así como la resolución del sistema de ecuaciones y la obtención de los valores característicos para la semiparábola

$$p = -10, \quad h = 14.5 \quad k = 5.26$$

Y la ecuación del segmento de parábola acotada entre 0.0 y 4.0 donde se plantea la variable "z" en función de la variable "x"

$$z = -\frac{(x - 14.5)^2}{40} + 5.26$$

Así, los puntos "z" obtenidos de la ecuación 4.6 para incrementos en la distancia "x" de 0.50 m, se muestran en la tabla V.5. los cuales sirven para definir la forma de la estructura de la cubierta.

En la figura Fig. IV.1. se muestra una vista vertical de la cercha tipo para la cubierta del invernadero, con una distancia entre rodillas de 8.0 m y una altura en la cumbrera de 2.5 m.

Cuadro IV.5. Tabla de coordenadas para la semi cercha de la techumbre

X	z
0.0000	0.0000
0.5000	0.2860
1.0000	0.7000
1.5000	1.0313
2.0000	1.3500
2.5000	1.6563
3.0000	1.9500
3.5000	2.2313
4.0000	2.5000

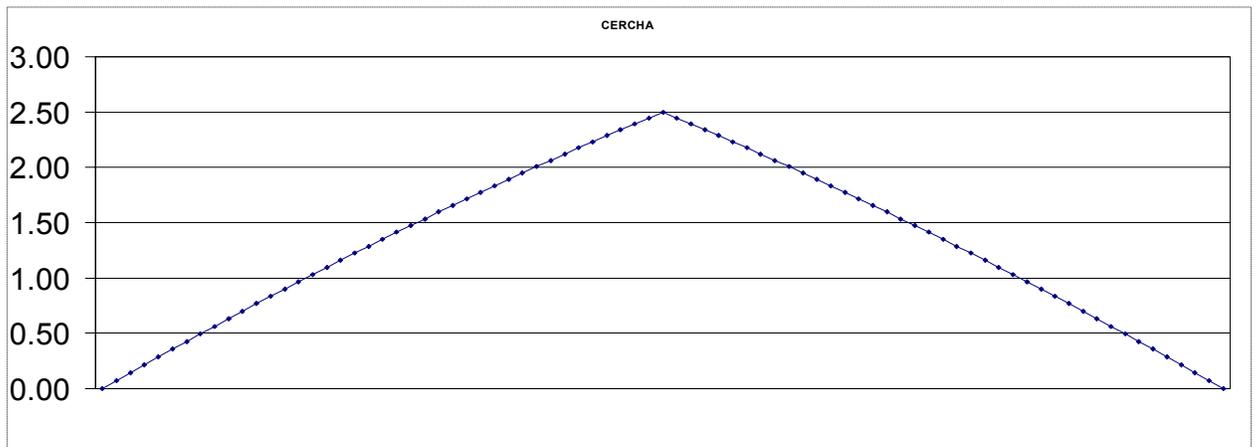


Fig. IV.1. Perfil de la cercha tipo propuesta.

#### IV.4. Clasificación de la estructura de acuerdo a las acciones por viento.

##### IV.4.1 Clasificación de la estructura según CFE

Tomando como base las descripciones que se hicieron en el anexo A.3 se hace la clasificación de la estructura de acuerdo a su importancia, su respuesta, rugosidad del terreno, por su tamaño, por topografía, a saber:

- Clasificación según su importancia, Grupo B
- Clasificación según su respuesta ante la acción del viento y a la relación de aspecto: se clasificará como Tipo 1.

Categoría del terreno según su rugosidad: Categoría 1

#### IV.4.2. Velocidad de diseño $V_D$

Tomando como base la clasificación que se hizo en el punto anterior y tomando la longitud mínima en la dirección del viento, se considera categoría 1.

Clase de la estructura según su tamaño: clase C

Factor de influencia del tamaño  $F_c=0.90$

Factor de rugosidad y altura  $F_rz$ ;

Categoría 1

Altura gradiente  $\delta=245$

Exponente de variación de velocidad con  $\alpha=0.105$

$$F_rz = 1.115$$

Factor de topografía  $F_t=1.0$

Factor de exposición

$$F_\alpha = 1.003$$

Tomando la velocidad regional del mapa de isotacas para la zona de León, Gto., se obtiene una velocidad regional  $V_R=130$  km/hr

Velocidad de diseño:

$$V_D=130.39 \text{ km/hr}$$

Presión dinámica de base:

Para una altitud sobre el nivel del mar para la ciudad de León de 1,850.00 msnm e interpolando para los valores la presión barométrica para 2,000 y 1,500 msnm se obtiene el valor respectivo de presión barométrica para una altitud de 1,850 msnm

$\Omega=625$  mm de Hg

Factor de corrección por temperatura y por altura G:

Utilizando una temperatura media anual  $19.5^\circ$  C para la ciudad de León, Gto.,

$$G = 0.8376$$

Por lo que la presión dinámica de base es

$$q_z = 68.35 \text{ kg/m}^2$$

$$q_z = 0.0684 \text{ ton/m}^2$$

#### IV.4.3. Presiones exteriores

Las presiones exteriores se calculan siguiendo la metodología mostrada en el anexo A.4 apartado IV.4.

#### IV.4.4. Viento normal a las generatrices

Para esta condición se considera que el viento actúa de manera perpendicular a la fachada de 40.0 m y considerando que la altura del piso a la rodilla es 5.5 m, se obtienen los valores tal y como se muestra en el desarrollo del anexo A.4 y cuyos resultados se enuncian a continuación

$$\gamma = 32.01^\circ \quad \text{para una altura } H = 3.0 \text{ m}$$

Dado que se trata de una estructura Tipo 1, se tomarán en cuenta los empujes medios (estáticos), puesto que  $\gamma = 32.01^\circ$  menor que  $60^\circ$  y la altura de la columnas es 3.0 m

Para la parte de la cubierta extrema inmediatamente arriba del muro de barlovento contiguas de la cubierta y para la relación altura entre claro

$$\frac{H}{d} = \frac{3.0}{8.0} = 0.375 \quad \text{y} \quad \gamma = 32.01^\circ$$

En el anexo A.4 tabla IV.6 se muestran los coeficientes de presión normal a las generatrices.

#### IV.4.4.1. Viento paralelo a las generatrices

Considerando una altura  $H = 5.5$  m, en el anexo A.4 cuadro IV.7 se muestran los coeficientes de presión externa con viento normal a las generatrices, en el cuadro IV.8 se indican los factores de reducción para muros laterales

Para muros de barlovento y sotavento  $K_A=1.00$

Factor de presión local  $K_L$

Para la estructura principal  $K_L=1.0$

#### IV.4.6. Presiones interiores

Para el cálculo de las presiones interiores se toman en cuenta los coeficientes de presión interior, en los cuales se menciona la permeabilidad de los muros y dado que dicha condición es igual para todos, entonces el valor del coeficiente de presión interior es

$$C_{p_i} = -0.3, 0.0$$

#### IV.6. Cálculo de las presiones de diseño

##### IV.6.1. Viento paralelo a las generatrices.

En la figura Fig. IV.2 se muestra los valores de las presiones del viento cuando éste circula de manera tal que su dirección es paralela a la cumbrera de las naves. Para fines de una mejor apreciación gráfica sólo se muestra una parte de la acción del viento, entendiendo que dichos valores ya sea en los muros –barlovento y sotavento- o en el techo, son uniformes en todo lo ancho, así mismo la acción del viento es igual en ambos muros laterales tanto derecho como izquierdo.



Fig. IV.2 Viento paralelo a las generatrices.

Cálculo de la presión exterior	$P_e = C_{pe} q_z$
Presión dinámica de base	$= 0.0684 \text{ ton/m}^2$
Cálculo de la presión interior	$P_i = C_{pi} q_z$
Presión dinámica de base	$= 0.0684 \text{ ton/m}^2$

En el anexo A.4 se plasmaron los cuadros de presiones, área y cargas lineales ocasionadas por viento sobre la estructura, dichas cargas ocasionadas por el viento se introducirán en el software ha utilizar.

#### IV.6.2. Cargas sobre los elementos estructurales de muro de fachada.

Para los muros de barlovento y sotavento en la figura Fig. V.3 del anexo A.4 se muestran las áreas tributarias de los elementos estructurales cuando la dirección del viento es paralela a las generatrices así como las áreas tributarias mostradas en el cuadro IV.13.

Para el cálculo de las cargas lineales que actúan sobre los elementos de fachada tanto de barlovento como de sotavento, utilizando los valores de áreas obtenidos del cuadro IV.9 y utilizando los valores respectivos de presión de diseño del cuadro IV.7, se obtienen los valores de carga uniformemente distribuida respectiva según se muestra en el cuadro IV.10. para el muro de barlovento y en el cuadro IV.11. para el muro de sotavento.

Cuadro IV.14. Cargas uniformemente distribuidas para el muro de barlovento

$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$K_A$	$P_z \text{ (ton/m}^2\text{)}$	$L \text{ (m)}$	$\omega_i \text{ (ton/m)}$
$A_1 = 6.00$	1.0	0.0752	3.0	0.1504
$A_2 = 12.0$	0.9867	0.0752	3.0	0.2967
$A_3 = 6.67$	1.0	0.0752	4.72	0.1062

Muro de sotavento

Cuadro IV.15. Cargas uniformemente distribuidas para el muro de sotavento frontal

$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$K_A$	$P_z$ (ton/m <sup>2</sup> )	$L$ (m)	$\omega_i$ (ton/m)
$A_1=6.00$	1.0	-0.0137	3.00	-0.0273
$A_2=12.0$	0.9867	-0.0137	3.00	-0.0539
$A_3=6.67$	1.0	-0.0137	4.72	-0.0193

#### IV.6.3. Cargas sobre los elementos estructurales de los muros laterales.

##### Muros laterales

En la figura Fig. IV.4. del anexo A.4 se muestran las áreas tributarias de los muros y sus dimensiones

Cuadro IV.16. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada lateral

LARGO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	$K_A$
1.50	3.0	4.50	1.0
3.0	3.0	9.0	1.0
3.0	3.0	9.0	1.0

Cuadro IV.17. Cargas uniformemente distribuidas para el muro de sotavento lateral

$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$K_A$	$P_z$ (ton/m <sup>2</sup> )	$L$ (m)	$\omega_i$ (ton/m)
$A_1=4.50$	1.0	-0.0239	3.0	-0.0359
$A_2=9.00$	1.0		3.0	-0.0654
$A_3=9.00$	1.0		3.0	-0.0369
$A_4=9.00$	1.0		3.0	-0.0123
$A_5=9.00$	1.0		3.0	0.0066
$A_6=9.00$	1.0	0.0073	3.0	0.0221

Cargas por viento sobre los elementos estructurales de la techumbre.

En la figura Fig. IV.5 del anexo A.4 se muestra la planta tipo de un entre eje

Cálculo de las áreas tributarias del techo.

Cuadro IV.18. Cálculo de áreas tributarias de la techumbre

LARGO (m)	ANCHO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )
1.50	3.0	4.50
3.3	8.0	26.4
3.3	8.0	26.4

Cuadro IV.19. Tabla de presión de diseño para la techumbre

Longitud	C <sub>pe</sub>	P'e (ton/m)	Pe (ton/m)	Pi (ton/m)	Pz (ton/m)
0.0 – 7.5	-1.05	-0.0273	-0.0273	-0.0205	-0.0068
7.5 – 15.0	-0.5	-0.0273	0.0137	-0.0205	0.0068
15.0 – 22.5	-0.30	-0.0273	0.0104	-0.0205	0.0309
22.5 – 30.0	-0.2	-0.0273	0.0055	-0.0205	0.0259
30.0 – 37.5	-0.31	-0.0273	0.0085	-0.0205	0.0289

Cuadro IV.20. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las cerchas

A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (ton)	L (m)	ω <sub>i</sub> (ton/m)
A <sub>1</sub>	0.0623	26.0	0.0024
A <sub>2</sub>	1.8405	26.0	0.0708

Longitudes de las áreas donde se aplica la carga

L<sub>1</sub>=26 m

#### IV.6.3. Viento normal a las generatrices.

En la figura Fig. IV.6 se muestra las presiones del viento cuando este circula de manera tal que su dirección es perpendicular a la cumbrera de los entre ejes. Para fines de una mejor apreciación gráfica, sólo se muestra una parte de la acción del viento, se entiende que estos valores, ya sea en los muros (de barlovento y sotavento) o en el techo, son uniformes en todo lo ancho, así mismo, la acción del viento es igual en ambos muros laterales, derecho e izquierdo.

Muro de barlovento

DIRECCIÓN DEL VIENTO

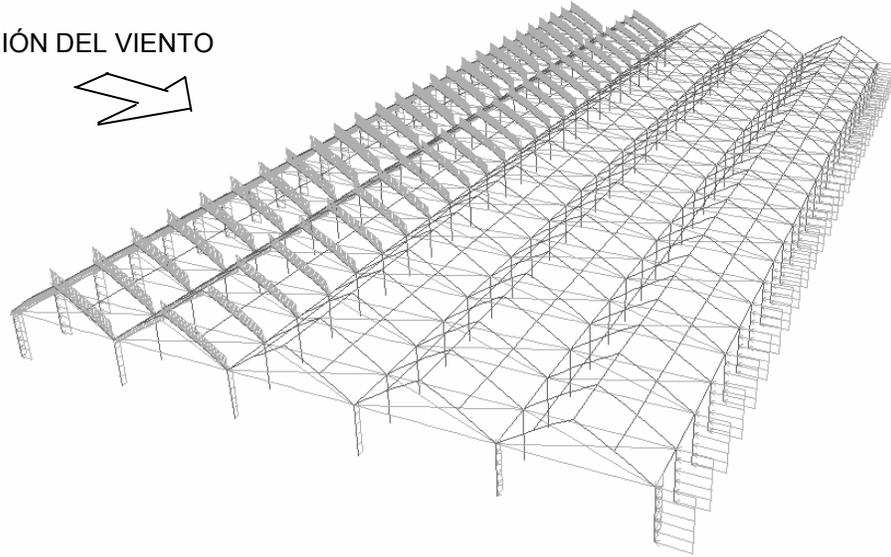


Fig. IV.6. Viento normal a las generatrices

Cuadro IV.26. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada lateral de barlovento con viento normal a las generatrices

LARGO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>
1.50	3.0	4.50	1.0
3.0	3.0	9.0	1.0

Cuadro IV.27. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las columnas

A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (ton)	L (m)	ω <sub>i</sub> (ton/m)
4.5	0.0547	3.0	0.0820
9.00	0.0547	3.0	0.0164

Cargas lineales

Para el muro de sotavento, se obtienen los valores de cargas uniformemente distribuidas mostrados en el cuadro V.28

Cargas lineales

Cuadro IV.28. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las cerchas

$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$P_u$ (ton)	L (m)	$\omega_i$ (ton/m)
4.50	-0.0137	3.0	-0.0205
9.00	-0.0137	3.0	-0.0410

Cuadro IV.29. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada frontal con viento normal a las generatrices

LARGO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	$K_A$
2.00	3.0	6.00	1.0
4.00	3.0	12.00	0.9867
8.0	2.5	6.67	1.0

Cálculo de las áreas para los muros laterales del cuadro V.25.

Cuadro IV.30. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre los elementos de fachada

$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$P_u$ (ton)	L (m)	$K_A$	$\omega_i$ (ton/m)
6.000	-0.0239	3.000	1.0000	-0.0479
12.000	-0.0137	3.000	0.9867	-0.0534
6.667	-0.0205	4.721	1.0000	-0.0290

Cargas lineales

Cargas por viento sobre los elementos estructurales de la techumbre.

En la figura Fig. IV.9 del anexo A.4 se muestra la planta tipo de un entre eje

Cálculo de las áreas tributarias del techo.

Cuadro IV.31. Cálculo de áreas tributarias para la techumbre con viento norma a las generatrices

LARGO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )
2.50	3.0	7.50
2.50	3.0	7.50
2.50	3.0	7.50

Cuadro IV.32. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre los elementos de techumbre

Ai (m <sup>2</sup> )	Pu (ton)	L (m)	$\omega_i$ (ton/m)
7.50	-0.0205	3.00	-0.0513
7.50	-0.03425	3.00	-0.0854
7.50	-0.0458	3.00	-0.1145

#### IV.7. Cargas gravitacionales.

Para el cálculo de las cargas gravitacionales se toma en cuenta el cuadro IV.33.

Cuadro IV.33. Valores de las cargas que se consideran para el invernadero

Tipo de carga	Carga $\omega$ (ton/m <sup>2</sup> )
Cultivo (jitomate)	0.0150
Cubierta (polietileno)	0.0005
Estructura (metálica)	0.0045 (valor supuesto)
Viva	0.0400
Viento	Según Manual de la CFE
Instalaciones	0.0050

Para el cálculo de las cargas gravitacionales se proponen los siguientes valores mostrados en el cuadro IV.29 propuestos por el equipo de trabajo de la Universidad Autónoma de Querétaro.

Puesto que el cultivo a considerar será jitomate, para este tipo de cultivo se considera una carga de 0.015 ton/m<sup>2</sup> y una altura de tutorado de 2.0 a 2.2 m del nivel del suelo. Esto influye en el tamaño de las columnas y en el desarrollo de la cercha gótica.

Las cargas gravitacionales de peso propio se obtienen en función de las propiedades geométricas de los elementos y de los pesos específicos de cada material, representándolas por unidad de superficie. La gran mayoría de los programas de cálculo como es este caso, calculan considerando el peso propio de la estructura de acuerdo a la geometría de los elementos confortantes de la misma, mas sin embargo para este caso se eliminó esta consideración haciendo que dicho programa no considere el peso propio de la estructura; las cargas a considerar como gravitacionales son jitomate, para la cubierta se plantea colocar polietileno y la estructura principal se propone que sea metálica:

De la suma de los valores de las cargas tanto vivas como muertas mencionadas en la tabla IV.33 se obtiene el siguiente valor de carga por unidad de área para las cerchas centrales y para la cercha de extremo

Carga total sobre la techumbre intermedia	0.065 ton/m <sup>2</sup>
Separación entre cerchas	3.0 m

Por lo que la carga uniformemente distribuida sobre la cercha o cabezal intermedia y de extremo respectivamente

$\omega_u=0.1950$ ton/m	cabezal intermedio
$\omega_u=0.0975$	cabezal de extremo

En el cuadro IV.34 se muestran los esfuerzos de fluencia para los diferentes aceros propuestos.

A fin de determinar los elementos mecánicos o fuerzas internas de los elementos confortantes de la estructura se hizo uso de un programa de cómputo, siendo este Sap 2000, así, se obtienen los valores respectivos y sus respectivos diseños.

Las combinaciones de carga consideradas son las que se indican en el cuadro IV.35.

Cuadro IV.35. Combinaciones de carga a considerar en el modelo de invernadero

Combinación de carga	Cargas a considerar
$\omega_1$	$\omega_v + \omega_{pp} + \omega_{vn} + \omega_{i+} \omega_{cultivo}$
$\omega_2$	$\omega_v + \omega_{pp} + \omega_{vp} + \omega_{i+} \omega_{cultivo}$
$\omega_3$	$\omega_v + \omega_{pp} + \omega_{i+} \omega_{cultivo}$

Las cargas mostradas en la cuadro IV.35 son los que a continuación se describen

- $\omega_v$  carga viva considerada
- $\omega_{pp}$  carga por peso propio
- $\omega_{cultivo}$  carga debida al cultivo
- $\omega_i$  carga debida a las instalaciones
- $\omega_{vn}$  carga debida al viento normal a las generatrices
- $\omega_{vp}$  carga debida al viento paralelo a las generatrices

Cuadro IV.36. Tabla de elementos mecánicos obtenidos y a considerar en el diseño

Elemento	Fuerza axial (P ton)	Momento flexionante (ton-m)	Fuerza Cortante (ton)
Cercha	-1.299	0.3066	
Columna	-2.033	0.114	
Larguero		0.1025	
Tirante	0.133		
Contraviento	0.836		
Zapata	2.033	0.114	

#### IV.7. Diseño de elementos de la estructura

Para este y los subsecuentes diseños se muestran las operaciones de diseño en el anexo A.4, plasmándose aquí solo los resultados obtenidos para todos y cada uno de los elementos de la estructura

##### Columna

Carga axial	2.033 ton de compresión
Momento flexionante	0.114 ton-m

Para un perfil OC  $\phi$  2½" CED 40 cuyos elementos geométricos tomados del Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A. C. (IMCA) son:

$A_d=11 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	área disponible
$I_d=63.63 \times 10^{-6} \text{ m}^4$	momento de inercia disponible
$S_d=17.43 \times 10^{-6} \text{ m}^3$	módulo de sección disponible
$Z_d=23.79 \times 10^{-6} \text{ m}^3$	módulo de sección plástico disponible
$r_d=2.41 \times 10^{-2} \text{ m}$	radio de giro disponible

Carga axial nominal  $P_n=9.04 \text{ ton}$

Carga axial resistente  $P_c=8.13 \text{ ton}$

$P_r=2.033 \text{ ton}$

Relación entre la carga actuante y la carga resistente

$\frac{P_r}{P_c} = 0.25 > 0.20$  por lo que se aplicaron las expresiones mostradas en el desarrollo en

el anexo A.4

Momento flexionante nominal  $M_n=0.5017 \text{ ton-m}$

y  $M_c=0.4156 \text{ ton-m}$

Finalmente utilizando la expresión

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0; \quad 0.49 < 1.0 \therefore$$

es correcta la sección y utilizar para la columna un OC  $\phi$  2½" CED 40

#### Diseño del cabezal o cercha

Carga axial	1.299 ton de compresión
Momento flexionante	0.3066 ton-m

Para un un perfil OC  $\phi$  2½" CED 40 cuyos elementos geométricos tomados del Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A. C. (IMCA) son:

$A_d = 11 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	área disponible
$I_d = 63.63 \times 10^{-8} \text{ m}^4$	momento de inercia disponible
$S_d = 17.43 \times 10^{-6} \text{ m}^3$	módulo de sección disponible
$Z_d = 23.79 \times 10^{-6} \text{ m}^3$	módulo de sección plástico disponible
$r_d = 2.41 \times 10^{-2} \text{ m}$	radio de giro disponible

Carga axial nominal  $P_n = 7.9 \text{ ton}$

Carga axial resistente  $P_c = 7.1 \text{ ton}$

$P_r = 1.299 \text{ ton}$

Relación entre la carga actuante y la carga resistente

$\frac{P_r}{P_c} = 0.18 < 0.20$  por lo que se aplicaron las expresión mostradas en el desarrollo en

el anexo A.4

Momento flexionante nominal  $M_n = 0.5017 \text{ ton-m}$

y  $M_c = 0.4516 \text{ ton-m}$

Finalmente utilizando la expresión

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0; \quad 0.77 < 1.0 \therefore$$

es correcta la sección y utilizar para la cercha un OC  $\phi$  2½" CED 40

#### Diseño del tirante que resistirá el coceo

Carga axial                      0.133    ton

Por carga axial                       $\sigma = \frac{P}{A}$

$$A_n = 5.7 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

Elementos geométricos del perfil OS  $\phi$  ¾"

Ad=71x10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup>	área disponible
Id= 4.0x10 <sup>-10</sup> cm <sup>4</sup>	momento de inercia disponible
Sd=84x10 <sup>-8</sup> cm <sup>3</sup>	módulo de sección disponible
rd=23.8x10 <sup>-4</sup> m	radio de giro disponible

Ad =0.0000713 m<sup>2</sup> > An =0.0000057 m<sup>2</sup>  $\therefore$  es correcta la sección; utilizar un OS  $\phi$  ¾"

#### Diseño del tirante de contraviento

Carga axial                      0.836    ton

Por carga axial                       $\sigma = \frac{P}{A}$

$$A_n = 3.6 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Elementos geométricos del perfil OS  $\phi$  ¾"

Ad=71x10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup>	área disponible
Id= 4.0x10 <sup>-10</sup> cm <sup>4</sup>	momento de inercia disponible



elementos no presenten movimientos debidos al viento o a las cargas que actuarán para evitar esfuerzos no previstos en esta

Elementos mecánicos:

$$P_u = 1.299 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.3066 \text{ ton-m}$$

Longitud de la conexión que recibirá a la cercha del cabezal  $L = 0.20 \text{ m}$

Se ensayará con un perfil OC  $\phi 3''$  CED 40.

Elementos geométricos para un perfil OC  $\phi 3''$  CED 40

$$A_d = 14.39 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

área disponible

$$I_d = 125.65 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

momento de inercia disponible

$$S_d = 28.27 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

módulo de sección disponible

$$Z_d = 23.79 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

módulo de sección plástico

$$r_d = 2.96 \times 10^{-2} \text{ m}$$

radio de giro disponible

Para el modelo de aplicación, se obtiene la relación de esbeltez para un valor de K igual a 0.80, longitud de 0.20 m y radio de giro de  $2.96 \times 10^{-2} \text{ m}$

$$\frac{KL}{r_d} = 146.45 \text{ por lo que}$$

$$\text{Carga axial nominal } P_n = 11.72 \text{ ton}$$

$$\text{Carga axial resistente } P_c = 10.55 \text{ ton}$$

$$P_r = 1.299 \text{ ton}$$

Relación entre la carga actuante y la carga resistente

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.12 < 0.20 \text{ por lo que se aplicaron las expresiones mostradas en el}$$

desarrollo en el anexo A.4

$$\text{Momento flexionante nominal } M_n = 0.5017 \text{ ton-m}$$

$$M_c = 0.4516 \text{ ton-m}$$

Finalmente se utiliza la expresión

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0; \quad 0.74 < 1.0 \therefore$$

es correcta la sección y utilizar para la conexión de cercha columna un OC  $\phi$  3" CED 40

Diseño de la conexión superior e inferior de columnas.

$P_u=2.033$  ton

$M_u=0.114$  ton-m

Longitud de la conexión que recibirá a la cercha del cabezal  $L=0.20$  m

Se ensayará con un perfil OC  $\phi$  3" CED 40.

Elementos geométricos para un perfil OC  $\phi$  3" CED 40

$A_d=14.39 \times 10^{-4}$  m<sup>2</sup>

área disponible

$I_d=125.65 \times 10^{-8}$  m<sup>4</sup>

momento de inercia disponible

$S_d=28.27 \times 10^{-6}$  m<sup>3</sup>

módulo de sección disponible

$Z_d=23.79 \times 10^{-6}$  m<sup>3</sup>

módulo de sección plástico

$r_d=2.96 \times 10^{-2}$  m

radio de giro disponible

Para el modelo de aplicación, se obtiene la relación de esbeltez para un valor de K igual a 0.80, longitud de 0.20 m y radio de giro de  $2.96 \times 10^{-2}$  m

$$\frac{KL}{r_d} = 146.45 \text{ por lo que}$$

Carga axial nominal  $P_n=11.72$  ton

Carga axial resistente  $P_c=10.55$  ton

$P_r=2.033$  ton

Relación entre la carga actuante y la carga resistente

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.19 < 0.20 \text{ por lo que se aplicaron las expresiones mostradas en el}$$

desarrollo en el anexo A.4

Momento flexionante nominal  $M_n=0.5017$  ton-m

$M_c=0.4516$  ton-m

Finalmente se utiliza la expresión

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0; \quad 0.35 < 1.0 \therefore$$

es correcta la sección y utilizar para la cercha un OC  $\phi$  3" CED 40

Diseño de los tornillos de sujeción entre conexión y elementos estructurales.

Para este apartado se diseñará la conexión con mayor carga axial, que será el que efectuará un cortante sobre los tornillos A 325.

$P_{\text{máx}}=2.033$  ton

Área requerida para soportar el cortante

$$A_{\text{req}} = \frac{2.033}{0.4 \times 14,800} = 0.000343 \text{ m}^2$$

Proponiendo tornillos de  $\phi$  1/2" con un área unitaria de 0.000127 m<sup>2</sup>

Número de tornillos

$$\# \text{ tor} = \frac{A_{\text{req}}}{a_d} = \frac{3.43}{1.27} = 2.7 \text{ tornillos} \therefore \text{ colocar 3 tornillos A 325 } \phi \text{ 1/2" a una separación}$$

de 0.05 m entre sí y a 0.05 m de los extremos, utilizar barrenos estándar.

Diseño de la conexión cercha larguero.

Para el caso de esta conexión los elementos mecánicos son menores que los elementos mecánicos de la conexión en la rodilla, se colocarán los mismos perfiles y el mismo número de tornillos.

Diseño del cordón de soldadura.

Se utilizará soldadura de la serie E70xx, en el espesor indicado, no mayor a 5 mm de espesor, pues el perfil posee de 5.49 mm. Se propone además que el cordón de soldadura sea de filete con penetración de 3 mm.

Para el caso de carga axial

$P_{\text{máx}}=1.871$  ton

Longitud del cordón de soldadura

$$L_{\text{cordón}}=0.279 \text{ m}$$

Esfuerzo a la tensión de la soldadura E70xx

$$f_{\text{sol}}=49,250 \text{ ton/m}^2$$

Para un cordón de soldadura en filete el espesor neto es

$$e_n=0.0035 \text{ m}$$

puesto que no es recomendable que la soldadura soporte el total del elemento mecánico que actúa en el miembro, se propone que el material de aporte resista el 70%, es decir tendrá un factor de reducción de 30%, así

$$F_{\text{sol}}=34,475 \text{ ton/m}^2$$

espesor del cordón de soldadura

$E = 0.00019 \text{ m} < 0.0035 \text{ cm} \therefore$  es correcto, utilizar cordón de soldadura de 5 mm de espesor.

#### V.9. Diseño de la cimentación de anclaje de la columna.

Cargas actuantes

$$P_u=2.033 \text{ ton}$$

$$M_u=0.114 \text{ ton-m}$$

Se propondrá una zapata cuadrada con las siguientes dimensiones:

$$h=0.15 \text{ m}$$

peralte total

$$b=a=0.40 \text{ m}$$

lados de la zapata

$$r=0.03 \text{ m}$$

recubrimiento

$$D_f=0.60 \text{ m}$$

profundidad de desplante

Para el dado:

$$B=h=0.15 \text{ m}$$

lados del dado

Para el concreto y relleno:

$f'_c=2,000 \text{ ton/m}^2$  resistencia a la compresión del concreto

$\gamma_c=24,000 \text{ ton/m}^3$  Peso volumétrico del concreto

$\gamma_{rell}=17,000 \text{ ton/m}^3$  Peso volumétrico del relleno –valor supuesto-

Se supondrá una capacidad de carga del suelo de  $15 \text{ ton/m}^2$  pues no se cuenta con estudio de mecánica de suelos, y es un valor conservador de acuerdo al tipo de suelo que existe en las zonas de sembradío.

Peso propio de la zapata:

$$\omega_{pp}=h_{zap} \gamma_c=0.360 \text{ ton/m}^2$$

Reacción neta del terreno

$$Q_n=q_t - \omega_{pp} - \gamma_{rell}(D_f - h_{zap})=148.875 \text{ ton/m}^2$$

proponiendo una zapata cuadrada

$$A_z = 0.0137 \text{ m}^2$$

$$b = h = 0.12 \text{ m}$$

Puesto que por penetración no cumpliría el ancho de la zapata, se propondrá una sección cuadrada de  $0.40 \text{ m}$ .

Reacción última

$$q_U = 5.083 \text{ ton/ m}^2$$

Cortante por penetración, este cortante se presenta al semiperalte del paño del dado.

$$V_u = 0.1321 \text{ ton}$$

Resistencia a cortante del concreto

$V_c = 12.1432 \text{ ton} > V_u$   $\therefore$  la sección resiste el cortante por penetración.

Diseño por flexión

$$M_u = 0.0084 \text{ ton-m}$$

Índice de refuerzo

$$q = 0.00048$$

Porcentaje de refuerzo

$p = 0.000016 < p_{\text{mín}}$   $\therefore$  se deberá utilizar el porcentaje mínimo de refuerzo.

$$p_{\text{mín}} = 0.00236$$

Revisión del peralte por cortante como viga

$$V_u = 2.033 \text{ ton}$$

Refuerzo por flexión

$$A_s = 2.28 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m}$$

Se propone utilizar varilla con  $\phi \frac{3}{8}$ " con área de  $7.1 \times 10^{-5} \text{ m}^2$

$$\# \text{ varillas} = 3.99 \text{ var/m}$$

Separación de varillas  $S = \frac{1}{\# \text{ var}} = 0.25$   $\therefore$  colocar varillas  $\frac{3}{8}$ "  $\phi$  @ 0.25 m en ambos sentidos.

Cuadro IV.37. Resultados obtenidos del diseño estructural

Elemento	Características
Zapata	0.40 x 0.40 x 0.20 var $\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.25 m a. s. Concreto $f'c=2,000$ ton/m <sup>2</sup>
Dado	0.15 x 0.15 4 $\phi \frac{3}{8}$ " estribos $\phi \frac{3}{8}$ " @ 0.15 m Concreto $f'c=2,000$ ton/m <sup>2</sup>
Columna	OC $\phi 2\frac{1}{2}$ " CED 40
Cercha	OC $\phi 2\frac{1}{2}$ " CED 40
Larguero	OC $\phi 2\frac{1}{2}$ " CED 30
Tirante	OS $\phi \frac{3}{8}$ "
Contraviento	OS $\phi \frac{3}{8}$ "
Conexión Central	OC $\phi 3$ " CED 40
Conexión de orilla	OC $\phi 3$ " CED 40

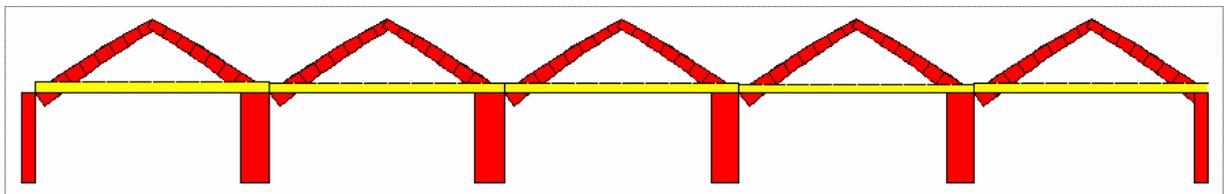


Fig. IV.10 Diagrama de fuerza axial en marco crítico.

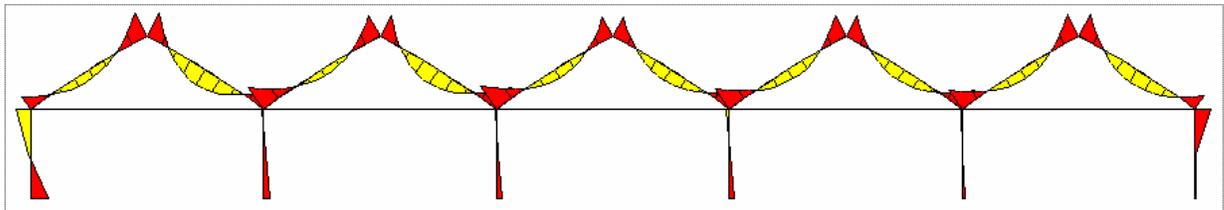


Fig. IV.11. Diagrama de momento flexionante para el marco crítico

#### IV.9. Discusión de resultados

Puesto que las cargas tanto viva como muerta son pequeñas, el diseño de los elementos se basa en el análisis eólico.

Como se observó en el desarrollo del presente trabajo, el incluir esfuerzos últimos nos permite proponer perfiles ligeros que para otras condiciones podrían ser de pesos por unidad de longitud mayores.

El hecho de trabajar con uniones atornilladas permite facilidad en el montaje, permitiendo que con el seguimiento de la guía de armado y montaje sean colocados los elementos fácilmente en su posición final.

Existen conexiones muy parecidas a las obtenidas en el presente trabajo como las mostradas en las figuras IV.12 y IV.13, mas sin embargo al consultarse con el arrendador de las cubiertas, mencionó que no obedecía a ningún diseño estructural ya que fueron efectuadas al capricho del fabricante del sistema y no cumplen con el número de tornillos mínimo requerido.

Se observó en la literatura consultada, que en estructuras para invernaderos fabricados en otras latitudes cuentan con conexiones, pero son troqueladas, es decir, presentan el inconveniente que se necesita maquinaria especializada para elaborarlos, pues son de lámina y fabricadas a la medida. Para el trabajo desarrollado, los perfiles son de uso comercial. La elaboración de la cercha tipo se puede efectuar con un proceso de rolado y las conexiones se pueden fabricar también, con un poco de atención cuidando los procesos de aplicación de soldadura.



Fig. IV.12 Imagen de conexión de esquina de tienda provisional



Fig. IV.13. Imagen de conexión de cumbrera de tienda provisional

## V. CONCLUSIONES

1. Se ha resuelto el problema de la conexión con perfiles comerciales y de fabricación en taller, y cuyo manejo no es complicado para su colocación en campo por personal que no necesariamente su oficio sea la erección de estructuras ensamblables de acero.

2. Se siguió las recomendaciones tanto del Manual de Diseño de obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad para el análisis por viento, el Manual del AISC para el diseño y revisión de los elementos confortantes de la estructura, las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para el diseño del anclaje de la estructura al suelo y el Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de Construcción en Acero para proponer perfiles existentes en el mercado nacional, lo que evita que se tenga que importar modelos de invernaderos fabricados en otros países.

3. El proyecto de estructura desarrollado en este trabajo, no se limita a usarlo en invernaderos, sino también como refugio temporal durante alguna contingencia, bodega provisional ó mercado ambulante entre otros.

4. El hecho de desarrollar y elaborar dos conexiones tipo para el proyecto, muestra que es realizable y puede llevarse a la práctica, incluida la zapata, pues el peso total de la misma es de 96.7 kilos.

5. Los perfiles utilizados tanto para las conexiones como los demás elementos son existentes en el mercado nacional, siendo el único impedimento las fluctuaciones del precio del acero que en la actualidad continúa a la alza. Este trabajo pretende aportar al desarrollo de regiones, abaratando los valores iniciales de las instalaciones y, complementándolo con otras disciplinas, instrumentarlo, automatizarlo y en la medida de lo posible llevarlo a cabo.

6. En cuanto a la construcción del invernadero, no es necesario llevar mano de obra especializada en soldadura, pues al ser atornilladas, se facilita el montaje, ya que al fabricarse la estructura de manera tal que las piezas embonen y con una guía de montaje, no será tan complicado llevar a feliz término esa labor. Se propone que al ser la cimentación de dimensiones pequeñas, se pueda en determinados casos,

elaborar las zapatas fuera de su colocación final y transportarlas y, si es necesario, reubicarlo.

7. Ya que existen las bases para el diseño de conexiones, se podría llevar a cabo un manual de diseño para estructuras para invernaderos acorde a nuestro territorio.

## REFERENCIAS

Domínguez M, Ocampo R. y Herrera G. La producción hortícola bajo invernadero: una alternativa a la escasez de agua. XV Congreso Nacional de Hidráulica, Oaxaca, México.

Romero R., Narváez N. y Herrera G.: Criterios para la construcción de un invernadero para las zonas semiáridas de México. Congreso Latinoamericano de Investigaciones Agrícolas, México, 2000.

Matallana A., Montero J. I.: Invernaderos, 2ª Ed. Mundiprensa, Bilbao, 1995

Narváez N., Herrera G.: Criterios de diseño para la construcción de invernaderos en comunidades rurales del Edo. de Querétaro. Simposum La Investigación y el desarrollo tecnológico en Querétaro, México, 2000

Manual de diseño de obras civiles, Diseño por viento. C. F. E., 1993 pp1.4.1-1.4.90 S/Ed.

Soto Rodríguez H. Engelhardt M. D. Diseño de Conexiones de Acero Estructural. 1, 2 pp AGCE-1 – CA – 30 S/Ed. México 2005

Soto Rodríguez H. Diseño de Estructuras Metálicas II (1ra. Ed.) 10. pp 1 - 234 Ed. Buena Onda, México 2000.

Instituto Mexicano de Construcción en Acero, A. C. Manual de Construcción en Acero (2da. Reimpresión 4 Ed.) pp 44 -116, 134 – 145, 173 – 177. Limusa Noriega Editores S. A. de C. V. México 2004

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal pp 249 - 255, México, D. F., octubre de 2004.

American Institute of Steel Construction, Inc. Specification for Structural Steel Buildings. E, F, H, J, K. pp 32 – 63, 70 – 76, 90 – 121, 122 – 142 . AISC. USA. 2005

[www.fao.org](http://www.fao.org) Página web de la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación

[www.harnois.com](http://www.harnois.com) Página web de Harnois Greenhouse

[www.filclair.net](http://www.filclair.net) Página web de Invernaderos Filclair

## ANEXO A.1

### DEFINICIONES:

Con la finalidad de conocer el tema se plantean las siguientes definiciones:

**Invernadero:** Un invernadero es una estructura usada para el cultivo o protección de plantas y cultivos, el cual contribuye a una transmisión de radiación solar bajo condiciones controladas a mejorar el medio ambiente de los cultivos, permitiendo el paso de personas a trabajar en el interior.

**Invernadero comercial:** Un invernadero usado para la producción comercial de plantas y cultivos y en el cual la ocupación humana está restringida a niveles muy bajos o solo personal autorizado.

**Recinto** en el que se mantienen constantes la temperatura, la humedad y otros factores ambientales para favorecer el cultivo de plantas.

**Espacio cerrado** con paredes y techo translúcidos, que permite obtener, para la producción de vegetales, unas condiciones ambientales mejores que las naturales.

**Instalación cubierta y abrigada** artificialmente con materiales transparentes para aislar su interior de la acción del ambiente de la región, con lo cual se logra crear un microclima adhoc al cultivo de interés (Narváez, Romero, Caracho, 2000)

Se puede definir como invernadero: estructura cubierta con material translúcido, diseñada para producir cultivos en forma controlada dentro del cual pueden mantenerse constantes –en forma automatizada- temperatura, humedad, luminosidad, y que aísla y mejora las condiciones para la producción controlada de un cultivo en particular.

La característica distintiva de los cultivos de invernadero es la presencia de barreras entre el cultivo y el medio ambiente externo. Esta barrera crea un micro clima distinto dentro del invernadero, protegiendo el cultivo contra el viento, precipitaciones, maleza, plagas, enfermedades y animales y permitiendo al productor controlar el medio ambiente del cultivo. Actualmente los cultivos de invernadero

pueden ser considerados como la más intensiva y sofisticada forma para producción de cultivos.

La presencia de una cubierta ocasiona el efecto cortavientos pues actúa, sobretodo en zonas áridas a dos niveles: reduce los efectos mecánicos del viento y mejora las condiciones higrométricas dentro de los invernaderos.

## ANEXO A.2

### CLASIFICACIÓN DE LOS INVERNADEROS

De acuerdo al diseño de la estructura

El European Committee for Standardization (ECS por sus siglas en inglés) ó Comité Europeo de Normalización (CEN por sus siglas en español) clasifica las estructuras de los invernaderos de acuerdo a dos factores: la vida útil mínima de diseño y la tolerancia del sistema de recubrimiento respecto a los desplazamientos de la estructura, de acuerdo a los siguientes criterios:

- la vida útil mínima de diseño deberá ser 5, 10 ó 15 años.

- los invernaderos se designan como tipo “A” ó “B” según la tolerancia del sistema recubrimiento respecto a los desplazamientos de la estructura, siendo esta tipificación:

- a) Invernadero tipo A: son aquellos revestidos de tal manera que el de revestimiento no tolera desplazamientos de la estructura como resultado de las cargas de diseño. Ya que estos desplazamientos de cargas de diseño pueden deteriorar el funcionamiento de tal revestimiento, los invernaderos Tipo A deberán ser diseñados considerando los Estados Límite de Servicio (ELS por sus siglas en español) ó (Serviceability Limit States o SLS por las siglas en inglés), así como también los Estados Límite Últimos (ELU por sus siglas en español) (Ultimate Limit States –ULS- por sus siglas en inglés).

- b) Invernadero tipo B: son aquellas cubiertas en las cuales el sistema de revestimiento es tolerante a desplazamientos de la estructura resultantes de las cargas de diseño. Estos invernaderos pueden ser diseñados considerando solamente los ELU. Un ejemplo de un sistema de revestimiento tolerante a desplazamientos del marco es una película plástica tensada sobre un arco.

- c) En casos donde sólo una parte del sistema de revestimiento del invernadero no tolera los desplazamientos de la estructura, el invernadero deberá ser diseñado como Tipo A. Los desplazamientos locales de los componentes estructurales directamente moviendo el sistema de revestimiento que es tolerante a

desplazamientos de estructura, no necesitan ser revisados contra los criterios de estado límite de servicio.

De acuerdo a su forma

Tomando la forma externa como un criterio de diferenciación de los invernaderos, se tiene una clasificación amplia, pudiendo ser aún mayor si se proyectaran nuevas formas para su estructura, de acuerdo a Narváez, Romero y Saracho (2001) y Frías (2002) y la Organización de la Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO) las estructuras para los invernaderos pueden ser:

- |                                |   |                         |
|--------------------------------|---|-------------------------|
| 1.- Plano                      | } | A dos corrientes ó agua |
| 2.-Capilla simple              |   | A una corriente ó agua  |
| 3.- Capilla doble              | } | Un diente               |
| 4.- Diente De sierra           |   | Varios dientes          |
| 5.- Parral o tienda de campaña |   |                         |
| 6.- Túnel                      |   |                         |
| 7.- Semielíptico               |   |                         |

Los invernaderos con forma plana fue el primer modelo que se creó –lo cual explica su sencillez- utilizando una estructuración sencilla, con un costo bajo y construcción en un corto tiempo; esta forma tiene el inconveniente que puesto que la cubierta es plana, en regiones lluviosas o con chubascos fuertes ocasiona acumulación de agua sobre la cubierta ocasionando una carga adicional a la estructura, acortando la vida útil de la cubierta, poca capacidad de volumen de aire y además presentan una ventilación deficiente.

Los invernaderos de capilla se distinguen por su techumbre plana inclinada, ya sea a una corriente o dos corrientes; la ventaja de este tipo de estructuración es que su construcción y mantenimiento pueden realizarse de una manera sencilla, además de facilitar la ventilación cenital, el inconveniente que presenta es que la colocación de la película plástica no se puede colocar tan fácilmente como en una superficie curva. De acuerdo a Narváez et al., 2001 la inclinación de la techumbre debe ser al menos de 25° respecto a la horizontal para que tenga un drenado rápido.

Los invernaderos con forma de capilla doble permiten una ventilación mejor que otros tipos pues sus ventanas cenitales resultan ser bastante eficientes, pudiendo colocarse ventanas laterales en las paredes; este tipo de invernaderos presentan entre otros las desventajas del costo de inversión inicial y la dificultad de su construcción.

Los invernaderos con techumbre en diente de sierra tienen los planos de las cubiertas inclinados a 30° respecto a la horizontal. El hecho de tener las cubiertas como lo indica su nombre, permite tener ventanas cenitales laterales con bastante eficiencia en cuanto al flujo de aire y pudiendo tener frentes muy anchos. Este tipo de invernaderos debe de contar con un sistema de canalones para el desalojo de agua de lluvia y polvo que se acumula en las rodillas de las armaduras de techumbre.

Los invernaderos con forma de tienda de campaña se construyen por lo general con madera, alambre galvanizado y plástico como material de cubierta. Este tipo de invernadero presenta las ventajas de tener un bajo costo y buena ventilación, empero en contraparte también tiene las desventajas de requerir conocimientos especializados para su construcción, deterioro de la estructura si no se le da un tratamiento inicial, su resistencia a la acción eólica es baja, es de difícil mecanización y la película plástica se daña muy fácilmente por lo que en poco tiempo presenta goteras.

Un invernadero con forma de túnel consiste en dos ejes de pies derechos unidos por un medio de arcos. Dentro de este tipo de invernadero se facilitan los trabajos de operación pues existen pocos obstáculos en su interior, además permiten un buen control de la temperatura, buena iluminación y el agua de lluvia se elimina fácilmente.

Los invernaderos con estructura semielíptica contienen un gran volumen de aire sin presentar demasiados obstáculos en su interior, permiten además el paso casi total de luz; tienen dimensiones de: ancho de 8 a 28 m, altura media de 2.5 m y altura en la cumbre de 4.0 m.

Clasificación de acuerdo a cultivo.

Con base en el uso fundamental de los invernaderos, se pueden clasificar en varios tipos de acuerdo al tipo de cultivo que se produzca dentro de ellos a saber:

- 1.- Invernadero hortícola
- 2.- Invernadero florícola
- 3.- Invernadero para plantas de ornato
- 4.- Invernadero de plantas utilizadas en investigación.

Clasificación de acuerdo al material de la estructura.

Tomando en consideración el material con el cual se construye la estructura, Narváez et al., 2001 sugiere la siguiente clasificación:

- 1.- de madera
- 2.- de palos y alambre –parral-
- 3.- metálica -perfil en ángulo, tubo circular o cuadrangular, de perfil redondo-
- 4.- de concreto.

Clasificación de acuerdo al material de cubierta.

Matallana y Montero et al., 1995 consideran que en el proceso de diseño de un invernadero es primordial determinar el clima necesario para la especie que se producirá en su interior, de manera tal que la estructura a construir presente las condiciones mas favorables para conseguir ese fin. Esta condición se logra con dos aspectos constructivos: la forma del invernadero y el material de cubierta, del cual se pueden hacer las siguientes clasificaciones:

- c) Invernadero con vidrio
- d) Invernadero con materiales plásticos
  - b.1) en placas: poliéster, policarbonato, polimetacrilato
  - b.2) en película: polietileno (PE), policloruro de vinilo (PVC), etileno vinilo de acetato.

Por otra parte Narváez (2001) plantea como criterio de clasificación conforme a una diferenciación del material de cubierta en tres tipos básicos según su rigidez, subdividiéndolos de acuerdo al material de dicha cubierta:

- 1.- Lámina flexible: Polietileno (PE)  
Copolímero (EVA)  
Policloruro de vinilo (PVC)  
Polipropileno.
- 2.- Placa semirígida: Policarbonato  
Poliéster  
Policloruro de vinilo (PVC)  
Polimetacrilato de metilo (PMM)
- 3.- Rígido: Cristal.

### ANEXO A.3

Extracto del Manual de Diseño de Obras Civiles sección C, tema 1, capítulo

4.

Clasificación de la estructura según su importancia

- Grupo A “Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad elevado. Pertenecen a éste grupo aquellas que en caso de fallar causarían la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos; asimismo, las construcciones y depósitos cuya falla implique un peligro significativo por almacenar o contener sustancias tóxicas o inflamables, así como aquellas cuyo funcionamiento es imprescindible y debe continuar después de la ocurrencia de vientos fuertes tales como los provocados por huracanes. Quedan excluidos los depósitos y las estructuras enterradas. Ejemplos de este grupo son las construcciones cuya falla impida la operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares; entre éstas, pueden mencionarse las chimeneas, las subestaciones eléctricas y las torres y postes que formen parte de líneas transmisión principales. Dentro de esta clasificación también se cuentan las centrales telefónicas e inmuebles de telecomunicaciones principales, puentes, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, de rescate y de policía, hospitales e inmuebles médicos con áreas de urgencias, centros de operación en situaciones de desastre, escuelas, estadios, templos y museos. Del mismo modo pueden considerarse los locales, las cubiertas y los paraguas que protejan equipo especialmente costoso, y las áreas de reunión que puedan alojar a más de doscientas personas, tales como salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones.
- Grupo B “Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. Se encuentran dentro de este grupo aquellas que en caso de fallar, representan un bajo riesgo de pérdida de vidas

humanas y que ocasionarían daños materiales de magnitud intermedia. Este es el caso de plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras (excluyendo los depósitos de combustible pertenecientes al grupo A), comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor que 2.5 m y todas las construcciones cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras de esta clasificación o de la anterior. Ser incluyen también salas de reunión y espectáculos y estructuras de depósitos, urbanas o industriales, no incluidas en el grupo A, así como todas aquellas construcciones que forman parte de plantas generadoras de energía y que, en caso de fallar, no paralizarían el funcionamiento de la planta. Asimismo, se consideran en este grupo las subestaciones eléctricas y las líneas y postes de transmisión de menor importancia que las del grupo A”.

#### Grupo C

estructuras para las que se recomienda un bajo grado de seguridad. Son aquellas cuya falla no implica graves consecuencias, ni puede causar daños a construcciones de los grupos A y B. Abarca, por ejemplo, no sólo bodegas provisionales, cimbras, carteles, muros aislados y bardas con altura no mayor que 2.5 m, sino también recubrimientos, tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de las fachadas de las construcciones, siempre y cuando no representen un peligro que pueda causar daños corporales o materiales importantes en caso de desprendimiento. Si por el contrario, las consecuencias de su desprendimiento son graves, dichos recubrimientos se analizarán utilizando las presiones de diseño de la estructura principal.

Clasificación de la estructura según su respuesta ante la acción del viento:

#### Tipo 1

“Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Abarca todas aquellas en las que la relación de aspecto

$\lambda$  –definida como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta-, es menor o igual a cinco y cuyo periodo natural de vibración es menor o igual a un segundo. Pertenecen a este tipo, por ejemplo, la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos y viaductos. En el caso de puentes, constituidos por losas, trabes, armaduras simples o continuas o arcos, la relación de aspecto se calculará como el cociente entre el claro mayor y la menor de dimensión perpendicular a este. También incluye las construcciones cerradas con sistemas de cubierta suficientemente rígidos, es decir, capaces de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe sustancialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, proporcionada por la aplicación de preesfuerzo u otra medida conveniente, logre limitarse la respuesta estructural dinámica.

$$\text{Sin Número CFE} \quad \lambda = \frac{H}{L_{\text{menor}}} \leq 5.0 \quad \text{A.3.1}$$

## Tipo 2

Estructuras que por su alta relación de aspecto o las dimensiones reducidas de su sección transversal son especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración (entre 1 y 5 segundos) y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento. Dentro de este tipo se cuentan los edificios con relación de aspecto  $\lambda$ , mayor que cinco o con periodo fundamental mayor que un segundo. Se incluyen también, por ejemplo, las torres de celosía atirantadas y las autosoportada para líneas de transmisión, chimeneas, tanques elevados, antenas, bardas, parapetos, anuncios y, en general, las construcciones que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen aquellas que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.

- Tipo 3 Estas estructuras, además de reunir todas las características de las estructuras del Tipo 2, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento provocadas por la aparición periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento. En este tipo se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como chimeneas, tuberías exteriores o elevadas, arbotantes para iluminación, postes de distribución y cables de líneas de transmisión.
- Tipo 4 Estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las formas aerodinámicamente inestables tales como son los cables de las líneas de transmisión –cuya sección transversal se ve modificada de manera desfavorable en zonas sometidas a heladas-, las tuberías colgantes y las antenas parabólicas. También pertenecen a esta clasificación las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el Tipo 1 y las estructuras flexibles con periodos de vibración próximos entre sí.

#### Relación de aspecto

Los efectos del viento que deben considerarse de acuerdo al tipo de construcción son:

I Empujes medios: Son los causados por presiones y succiones del flujo del viento prácticamente laminar, tanto exteriores como interiores, y cuyos efectos son globales (para el diseño de la estructura en conjunto) y locales (para el diseño de un elemento estructural o de recubrimientos en particular). Se considera que estos empujes actúan en forma estática ya que su variación en el tiempo es despreciable.

II Empujes dinámicos en la dirección del viento: Consisten en fuerzas dinámicas paralelas al flujo principal causadas por la turbulencia del viento y cuya fluctuación en el tiempo influye de manera importante en la respuesta estructural.

III Vibraciones transversales al flujo: La presencia de cuerpos en particular cilíndricos o prismáticos, dentro del flujo del viento, genera entre otros efectos el desprendimiento de vórtices alternantes que a su vez provocan sobre los mismos cuerpos, fuerza y vibraciones transversales a la dirección del flujo.

IV Inestabilidad dinámica: Se define como la amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por los efectos combinados de la geometría de la construcción y los distintos ángulos de incidencia del viento.

En el diseño de las estructuras pertenecientes al Tipo 1, bastará con tener en cuenta los empujes medios (estáticos) calculados de acuerdo con lo establecido en el inciso b) y empleando las velocidades de diseño que se especifican en el inciso a).

Para diseñar las construcciones del Tipo 2 se considerarán los efectos dinámicos causados por la turbulencia del viento. Estos se tomarán en cuenta mediante la aplicación del factor de respuesta dinámica debida a ráfagas.

Las estructuras del Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios establecidos para las del Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los empujes dinámicos transversales generados por los vórtices alternantes.

Finalmente, para las estructuras del Tipo 4 los efectos del viento se determinarán por medio de estudios representativos analíticos o experimentales; pero en ningún caso, los efectos resultantes podrán ser menores que los especificados para las construcciones del Tipo 3.

En las construcciones de forma geométrica poco usual y de características que las hagan particularmente sensibles a los efectos del viento, el cálculo de dichos efectos se basará en los resultados de los ensayos de prototipos o de modelos en túnel de viento. Asimismo, podrán tomarse como base los resultados existentes de ensayos en modelos de estructuras con características semejantes.

Procedimientos para determinar las acciones por viento.

A fin de evaluar las fuerzas provocadas por la acción del viento, se proponen principalmente dos procedimientos. El primero, referido como análisis estático, se emplea cuando se trata de estructuras o elementos estructurales suficientemente rígidos, que no sean sensibles a los efectos dinámicos del viento. En caso contrario, deberá utilizarse el segundo procedimiento llamado análisis dinámico, en el cual se afirma que una construcción o elemento estructural es sensible a los efectos dinámicos del viento cuando se presentan fuerzas importantes provenientes de la interacción dinámica entre el viento y la estructura.

Un tercer procedimiento para evaluar la acción del viento sobre las construcciones consiste en llevar a cabo pruebas experimentales de modelos en túnel de viento. Estas pruebas deben realizarse cuando se desee conocer la respuesta dinámica de estructuras cuya geometría sea marcadamente diferente de las formas comunes para las cuales existe información disponible en los reglamentos o en la literatura. También se aconsejan cuando es necesario calcular coeficientes de presión para diseñar recubrimientos de estructuras que tengan una forma poco común.

a) Velocidad de diseño  $V_D$

La velocidad de diseño,  $V_D$ , es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre una componente de la misma.

La velocidad de diseño, en km/h, se obtendrá de acuerdo con la ecuación:

$$4.6 \text{ CFE} \qquad V_D = F_T F_\alpha V_R \qquad \text{A.3.2}$$

En donde:

$F_T$  factor que depende de la topografía del sitio, adimensional, (tabla III.2)

$F_\alpha$  factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura, adimensional, y

$V_R$  velocidad regional que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

Factor de exposición  $F_\alpha$  refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura  $z$ . Asimismo, considera el tamaño de la construcción o de los

elementos de recubrimiento y las características de exposición. Se calcula con la expresión:

$$4.6.3 \text{ CFE} \qquad F_{\alpha} = F_c F_{rz} \qquad A.3.3$$

En donde:

$F_c$  factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, adimensional, y

$F_{rz}$  factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $Z$  en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, adimensional.

Factor de tamaño  $F_c$ , es el que toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción de dimensiones dadas. Considerando la clasificación de las estructuras según su tamaño (cuadro III.3), este factor puede determinarse de acuerdo con el cuadro III.4

Factor de rugosidad y altura  $F_{rz}$ , establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $z$ . Dicha variación está en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción y se obtiene con las expresiones siguientes:

$$4.6.3.2.1 \text{ CFE} \qquad F_{rz} = 1.56 \left( \frac{10}{\delta} \right)^{\alpha} \qquad \text{si } Z \leq 10 \qquad A.3.4$$

$$4.6.3.2.2 \text{ CFE} \qquad F_{rz} = 1.56 \left( \frac{Z}{\delta} \right)^{\alpha} \qquad \text{si } 10 < Z < \delta \qquad A.3.5$$

$$4.6.3.2.3 \text{ CFE} \qquad F_{rz} = 1.56 \qquad \text{si } Z \geq \delta \qquad A.3.6$$

En donde:

$\delta$  altura, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente;  $\delta$  y  $Z$  están dadas en metros y

$\alpha$  Exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional; los coeficientes  $\alpha$  y  $\delta$  están en función de la rugosidad del terreno (cuadro III.2) y del tamaño de las construcciones (cuadro III.3). En el cuadro III.5 se indican los valores aconsejables para estos coeficientes.

Factor de topografía Ft: este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Así, por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones del flujo del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional. En el cuadro III.6 se muestran los valores de que se recomiendan con base en la experiencia para el factor de topografía, de acuerdo con las características topográficas del sitio.

b) Presiones y fuerzas debidas a la acción del viento

b.1) Empujes medios

b.1.1) Alcance

Los empujes medios (estáticos) evaluados de acuerdo con lo especificado en este punto se aplican en el diseño de estructuras pertenecientes al Tipo 1. Asimismo, se presentan las recomendaciones para calcular las presiones de diseño de cancelerías, elementos de fachada y recubrimientos de las construcciones Tipo 1, 2 y 3.

Fuerzas sobre construcciones cerradas Fe.

Una construcción cerrada es la que se compone de muros y techos a una o dos aguas, dispuestos de tal manera que forman una construcción prismática; dichos techos y muros no necesariamente son impermeables, pueden tener aberturas, tales como ventanas o puertas, por donde el flujo del viento puede penetrar y generar presiones interiores.

Las fuerzas que se ejercen sobre los elementos de estructuras cerradas, muros y techos, serán las resultantes de las presiones actuantes sobre sus superficies exteriores e interiores y deberán calcularse de acuerdo con la siguiente ecuación:

4.8.2.2 CFE

$$F_e = P_z A_z$$

A.3.7

En donde:

$P_z = (P_e - P_i)$  para construcciones cerradas ó

$P_z = P_n$  para el caso que se aplique la presión neta, en donde:

Fe fuerza del viento que actúa perpendicularmente a la superficie de un elemento de la construcción, en kg

Pz presión de diseño a la altura Z, en kg

Pe presión exterior, en kg/m<sup>2</sup>

Pi presión interior, en kg/m<sup>2</sup>

Pn presión neta, en kg/m<sup>2</sup>

Az área de la estructura, o parte de ella, en m<sup>2</sup>, a la altura Z, sobre la que actúa la presión de diseño, Pz.

Presión dinámica de base  $q_z$ .

La presión dinámica de base se calculará con la expresión:

$$4.7.1 \text{ CFE} \quad q_z = 0.0048GV_D^2 \quad A.3.8$$

En donde

G factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional,

$V_D$  velocidad de diseño, en km/h, tal como se definió en el inciso a)

$q_z$  presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en kg/m<sup>2</sup>

0.0048 medio de la densidad del aire

G se obtiene de la expresión

$$4.7.2 \text{ CFE} \quad G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad A.3.9$$

En donde:

$\Omega$  presión barométrica, en mm de Hg, y

$\tau$  temperatura ambiente en °C.

Cuadro III.2 Factor de topografía local  $F_T$

Sitios	Topografía	$F_T$
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.8
	Valles cerrados.	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.2

Cuadro III.3. Clase de estructura según su tamaño.

Clase	Descripción
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventanerías y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Asimismo, todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea menor que 20 metros
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 metros.
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 metros.

Cuadro III.4 Factor de tamaño

Clase de estructura	$F_c$
A	1.0
B	0.95
C	0.90

Cuadro III.5 Valores de  $\alpha$  y  $\delta$

Categoría de terreno	$\alpha$			$\delta$ (m)
	Clase de estructura			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

## Carga Viva

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la sección en los incisos a), b), c) y d).

Cuadro III.6 Relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud (msnm)	Presión barométrica (mm de Hg)
0	760
500	720
1,000	675
1,500	635
2,000	600
2,500	565
3,000	530
3,500	495

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

## ANEXO A.4

### A.4.1 DESARROLLO DEL SISTEMA DE ECUACIONES PARA DETERMINAR LA ECUACIÓN DE LA SEMIPARÁBOLA.

Tabla IV.4. Tabla de puntos de coordenadas para la cercha gótica.

NODO	Coordenadas (x,z)
Rodilla	(0,0)
Cumbrera	(4,2.5)
Arbitrario	(5,3.0)

Con estos tres puntos y acotando la ecuación de la semiparábola de 0.0 a 4.0 m se obtiene el sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas y las cuales son las ecuaciones A.4.2, A.4.3 y A.4.4.

$$(0 - h)^2 = 4p(0 - k) \quad \therefore \quad h^2 = -4pk \quad \text{ecuación A.4.2}$$

$$(4 - h)^2 = 4p(2.5 - k) \quad \therefore \quad h^2 - 3.2hk + 6.4k = 0 \quad \text{ecuación A.4.3}$$

$$(5 - h)^2 = 4p(3 - k) \quad \therefore \quad h^2 - 3.33hk + 8.33k = 0 \quad \text{ecuación A.4.4}$$

De la resolución del sistema de ecuaciones A.4.2, A.4.3 y A.4.4 se obtiene los valores característicos para la semiparábola

$$p = -10, \quad h = 14.5 \quad k = 5.26$$

Por lo que la ecuación del segmento de parábola acotada entre 0.0 y 4.0 es la ecuación 4.5 mostrada

$$z = -\frac{(x - h)^2}{4p} + k \quad \text{ecuación A.4.5}$$

y sustituyendo los valores de p, h y k se obtiene la ecuación A.4.6, en donde se plantea la variable "z" en función de la variable "x"

$$z = -\frac{(x - 14.5)^2}{40} + 5.26 \quad \text{ecuación A.4.6}$$

Así, los puntos “z” obtenidos de la ecuación A.5.6 para incrementos en la distancia “x” de 0.50 m, se muestran en la tabla V.5. y los cuales sirven para definir la forma de la estructura de la cubierta.

#### A.4. Clasificación de la estructura de acuerdo a las acciones por viento.

##### A.4.1 Clasificación de la estructura según CFE

Tomando como base las descripciones que se han hecho, se hará la clasificación de la estructura de acuerdo a su importancia, su respuesta, rugosidad del terreno, por su tamaño, por topografía, a saber:

-Clasificación según su importancia, de acuerdo al punto III.3.1: Se clasificará como del Grupo B

-Clasificación según su respuesta ante la acción del viento, y a la relación de aspecto:

$$\lambda = \frac{h}{L_{\text{menor}}} = \frac{5.5}{40} = 0.1375 < 5 \therefore \text{Se clasificará como Tipo 1.}$$

Categoría del terreno según su rugosidad Categoría 2

DESCRIPCIÓN: Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.

Limitaciones: las obstrucciones tienen alturas de 1.5 a 10.0 m, en una longitud mínima de 1,500.0 m.

De acuerdo a lo anterior no cumple como categoría 2, pues la longitud de las obstrucciones pueden no tener una dimensión cuyo desarrollo es menor que 1,500.0 m por lo que se considera Categoría 1.

##### A.4.2. Velocidad de diseño $V_D$

Tomando como base la clasificación que se hizo en el punto anterior y de acuerdo al cuadro III.3 y tomando la longitud mínima en la dirección del viento que es 40.0 m ó diez veces su altura, que para el prototipo que se analiza la altura es de 5.50 m

$$10 \times 5.50 = 55.0 \text{ m}$$

por lo que se considera como categoría 1.

Clase de la estructura según su tamaño, y considerando el cuadro III.3:

Mayor dimensión vertical u horizontal = 75.0 m

$$75 > 50.0 \therefore \text{clase C}$$

Factor de influencia del tamaño  $F_c=0.90$

Factor de rugosidad y altura  $F_{\alpha}$ ; atendiendo al cuadro III.5

Categoría 1

Altura gradiente  $\delta=245$

Exponente de variación de velocidad  $\alpha=0.105$

Puesto que  $z < 10.0$  m, entonces, utilizando la expresión A.3.4, se obtiene

$$F_{rz} = 1.56 \left[ \frac{10}{\delta} \right]^{\alpha} = 1.56 \left[ \frac{10}{245} \right]^{0.105} = 1.115$$

Factor de topografía  $F_t=1.0$

“Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%”

El factor de exposición se obtiene utilizando la expresión A.3.3, de la cual

$$F_{\alpha} = F_c F_{rz} = 0.9 \times 1.115 = 1.003$$

Tomando la velocidad regional del mapa de isotacas para la zona de León, Gto., se obtiene una velocidad regional  $V_R=130$  km/hr

Para la velocidad de diseño se utiliza la expresión A.3.2, en la cual se utilizan los valores respectivos, obteniéndose:

$$V_D = F_t F_{\alpha} V_R = 1.0 \times 1.003 \times 130 = 130.39 \text{ km/hr}$$

Para la presión dinámica de base se utiliza la expresión A.3.8, en la cual se utilizaron los valores a continuación mostrados

Para una altitud sobre el nivel del mar para la ciudad de León de 1,850.00 msnm y del cuadro III.6 e interpolando para los valores la presión barométrica para 2,000 y 1,500 msnm se obtiene el valor respectivo de presión barométrica para una altitud de 1,850 msn

$$\frac{(2000 - 1500)}{(600 - 635)} = 14.2857 \therefore$$

para 1,850 msnm

$$\frac{500}{14.2857} = \frac{350}{x} \therefore x = 10$$

$$\Omega = 635 - 10 = 625 \text{ mm de Hg}$$

Factor de corrección por temperatura y por altura G:

Utilizando una temperatura media anual 19.5° C para la ciudad de León, Gto., y utilizando la expresión A.3.9.

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} = \frac{0.392 \times 625}{(273 + 19.5)} = 0.8376$$

Por lo que de la expresión A.3.8 se obtiene la presión dinámica de base

$$q_z = 0.0048GV_D^2 \therefore q_z = 0.0048 \times 0.8376 \times 130.39^2 = 68.35 \text{ kg/m}^2$$

$$q_z = 0.0684 \text{ ton/m}^2$$

Para el caso de fuerza sobre construcciones cerradas se utilizaron las expresiones A.3.7.

$$F_e = P_z A_z$$

$$P_z = (P_e - P_i)$$

#### A.4.3. Presiones exteriores

Las presiones exteriores se calculan con la expresión siguiente

$$P_e = C_{pe} K_A K_L q_z$$

Donde:

$P_e$  presión exterior en ton/m<sup>2</sup>

$C_{pe}$  coeficiente de presión exterior, adimensional

$K_A$  factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional

$K_L$  factor de presión local, adimensional

$q_z$  presión dinámica de base del viento, en ton/m<sup>2</sup>

Coeficientes de presión exterior  $C_{pe}$

#### A.4.4. Viento normal a las generatrices

Para esta condición se considera que el viento actúa de manera perpendicular a la fachada de 40.0 m y considerando que la altura del piso a la rodilla es 5.5 m, se obtiene el valor del ángulo  $\gamma$  formado entre una horizontal que pasa por la rodilla y la cumbrera, obteniendo el siguiente valor de  $\gamma$

$$\text{Tan}\gamma = \frac{2.5}{4} = 0.625 \quad \gamma=32.01^\circ \quad \text{y para una altura } H=3.0 \text{ m}$$

Dado que se trata de una estructura Tipo 1, se tomarán en cuenta los empujes medios (estáticos), puesto que  $\gamma=32.01^\circ$  menor que  $60^\circ$  y la altura de la columnas es 3.0 m

Para la parte de la cubierta extrema inmediatamente arriba del muro de barlovento contiguas de la cubierta y para la relación altura entre claro

$$\frac{H}{d} = \frac{3.0}{8.0} = 0.375 \quad \text{y} \quad \gamma=32.01^\circ$$

Tabla IV.6. Coeficientes de presión externa con viento normal a las generatrices

Zona de la estructura		Coeficiente Cpe
Muro barlovento		0.8
Muro Sotavento		-0.5
Muros laterales	0-H	-0.65
	H-2H	-0.5
	2H-3H	-0.3
	>3H	-0.2
Techos	parte c	-0.42, 0.33
	parte g	-0.67
	parte m	-0.31, 0.33

#### A.4.4.1. Viento paralelo a las generatrices

Considerando una altura H=5.5 m

Cuadro IV.7. Coeficientes de presión externa con viento normal a las generatrices

Zona de la estructura	Coeficiente Cpe
Muro barlovento	0.8
Muro Sotavento	-0.5
Muros laterales 0-H	-0.65
H-2H	-0.5
2H-3H	-0.3
>3H	-0.2
Techos 0-H	-0.9
H-2H	-0.4
2H-3H	-0.4
>3H	-0.4

Factor de reducción para muros laterales

Cuadro IV.8. Factor de reducción para muros laterales

Área tributaria	Factor de Reducción $K_A$
$\leq 10.0 \text{ m}^2$	1.0
25.0 $\text{m}^2$	0.90
$\geq 100.0 \text{ m}^2$	0.80

Para muros de barlovento y sotavento  $K_A=1.00$

Factor de presión local  $K_L$

Para la estructura principal  $K_L=1.0$

#### A.4.6. Presiones interiores

Para el cálculo de las presiones interiores se toman en cuenta los coeficientes de presión interior, en los cuales se menciona la permeabilidad de los muros y dado que dicha condición es igual para todos, entonces el valor del coeficiente de presión interior es

$$C_{p_i} = -0.3, 0.0$$

#### A.4.7 Cálculo de las presiones de diseño

A.4.7.1. Viento paralelo a las generatrices.

Cálculo de la presión exterior	$Pe=C_{pe}q_z$
Presión dinámica de base	=0.0684 ton/m <sup>2</sup>
Cálculo de la presión interior	$Pi=C_{pi}q_z$
Presión dinámica de base	=0.0684 ton/m <sup>2</sup>

Cuadro IV.9. Cálculo de la presión exterior Pe.

Zona de la Estructura		Cpe	Pe (ton/m <sup>2</sup> )
Muro barlovento		0.80	0.0545
Muro Sotavento		-0.50	-0.0342
Muros laterales	0-H	-0.65	-0.0444
	H-2H	-0.50	-0.0342
	2H-3H	-0.30	-0.0205
	>3H	-0.20	-0.0137
Techos	0-H	-0.90	-0.0615
	H-2H	-0.50	-0.0342
	2H-3H	-0.30	-0.0205
	>3H	-0.20	-0.0137

Cuadro IV.10. Cálculo de la presión interior Pi.

Zona de la estructura	Cpi	Pi (ton/m <sup>2</sup> )
Toda	-0.3	-0.0205
Toda	0.0	0.000

Para el cálculo de la presión de diseño  $Pz=(Pe-Pi)$ , se indica en el cuadro IV.7 las respectivas presiones de diseño con una presión interior  $Pi=-0.0205$  ton/m<sup>2</sup>

Cuadro IV.11. Presión de diseño con  $P_i = -0.0205 \text{ ton/m}^2$

Zona de la Estructura	$P_e \text{ (ton/m}^2\text{)}$	$P_i \text{ (ton/m}^2\text{)}$	$P_z \text{ (ton/m}^2\text{)}$
Muro barlovento	0.0547	-0.0205	0.0752
Muro Sotavento	-0.0342	-0.0205	-0.0137
Muros laterales 0-H	-0.0444	-0.0205	-0.0239
H-2H	-0.0342	-0.0205	-0.0137
2H-3H	-0.0205	-0.0205	0.000
>3H	-0.0137	-0.0205	0.0068
Techos 0-H	-0.0615	-0.0205	-0.0410
H-2H	-0.0342	-0.0205	-0.0137
2H-3H	-0.0205	-0.0205	0.000
>3H	-0.0137	-0.0205	0.0068

Cálculo de la presión de diseño  $P_z = (P_e - P_i)$ ,

Cuadro IV.12. Presión de diseño con  $P_i = 0.000 \text{ ton/m}^2$

Zona de la Estructura	$P_e \text{ (ton/m}^2\text{)}$	$P_i \text{ (ton/m}^2\text{)}$	$P_z \text{ (ton/m}^2\text{)}$
Muro barlovento	0.0547	0.000	0.0547
Muro Sotavento	-0.0342	0.000	-0.0342
Muros laterales 0-H	-0.0444	0.000	-0.0444
H-2H	-0.0342	0.000	-0.0342
2H-3H	-0.0201	0.000	-0.0201
>3H	-0.0137	0.000	-0.0137
Techos 0-H	-0.0273	0.000	-0.0273
H-2H	-0.0273	0.000	-0.0273
2H-3H	-0.0273	0.000	-0.0273
>3H	-0.0273	0.000	-0.0273

A.4.7.2. Cargas sobre los elementos estructurales de muro de fachada.

Para los muros de barlovento y sotavento en la figura Fig. V.3 se muestran las áreas tributarias de los elementos estructurales cuando la dirección del viento es paralela a las generatrices.

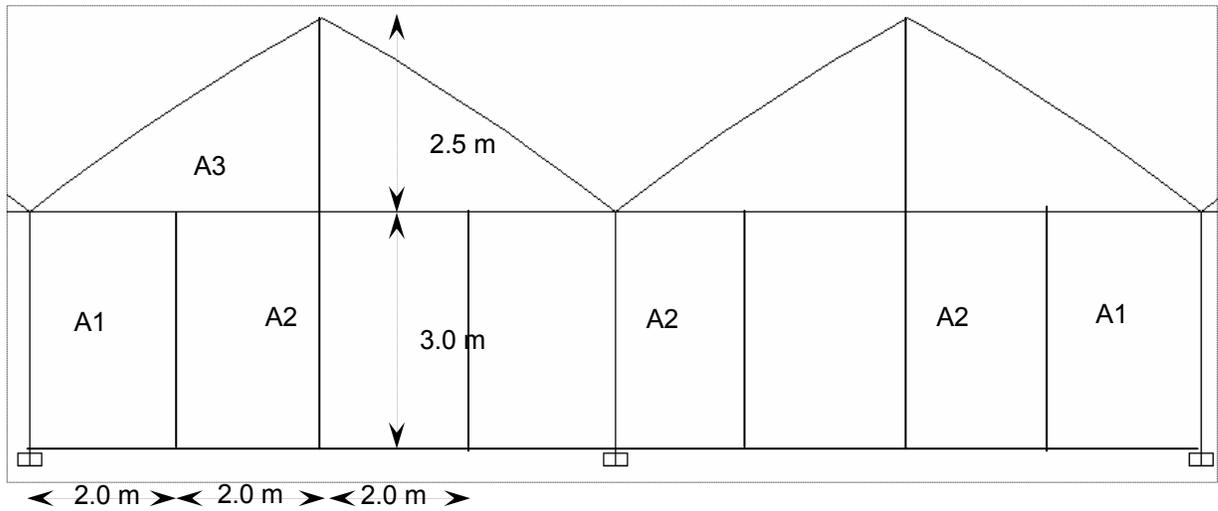


Fig. IV.3. Áreas tributarias para el muro de barlovento

Cuadro IV.13. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada frontal

LARGO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>
2.0	3.0	A <sub>1</sub> =6.000	1.0000
4.0	3.0	A <sub>2</sub> =12.00	0.9867
8.0	2.5	A <sub>3</sub> =6.667	1.0000

$$A_1 = \frac{4 \times 3}{2} = 6.0 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \therefore K_A = 1.0$$

$$A_2 = \frac{8 \times 3}{2} = 12.0 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$\frac{12.0 - 10}{25 - 10} = \frac{K_A - 1}{0.9 - 1.0} \therefore K_A = 0.9867$$

$$A_3 = \frac{2 \times 8 \times 2.5}{3} = 6.67 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \therefore K_A = 1.0$$

Para el cálculo de las cargas lineales que actúan sobre los elementos de fachada tanto de barlovento como de sotavento, utilizando los valores de áreas obtenidos del cuadro V.9 y utilizando los valores respectivos de presión de diseño del cuadro IV.7, se obtienen los valores de carga uniformemente distribuida respectiva

según se muestra en el cuadro V.10. para el muro de barlovento y en el cuadro V.11. para el muro de sotavento.

Cuadro IV.14. Cargas uniformemente distribuidas para el muro de barlovento

A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>	Pz (ton/m <sup>2</sup> )	L (m)	ω <sub>i</sub> (ton/m)
A <sub>1</sub> =6.00	1.0	0.0752	3.0	0.1504
A <sub>2</sub> =12.0	0.9867	0.0752	3.0	0.2967
A <sub>3</sub> =6.67	1.0	0.0752	4.72	0.1062

Para A<sub>1</sub> 
$$\omega_1 = \frac{75.185 \times 6}{3} = 150.37 \text{ kg/m} = 0.150 \text{ ton/m}$$

Para A<sub>2</sub> 
$$\omega_2 = \frac{75.185 \times 12 \times 0.9867}{3} = 296.74 \text{ kg/m} = 0.2967 \text{ ton/m}$$

Para A<sub>3</sub> 
$$\omega_3 = \frac{75.185 \times 6.67}{4.72} = 106.224 \text{ kg/m} = 0.1062 \text{ ton/m}$$

Muro de sotavento

Cuadro IV.15. Cargas uniformemente distribuidas para el muro de sotavento frontal

A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>	Pz (ton/m <sup>2</sup> )	L (m)	ω <sub>i</sub> (ton/m)
A <sub>1</sub> =6.00	1.0	-0.0137	3.00	-0.0273
A <sub>2</sub> =12.0	0.9867	-0.0137	3.00	-0.0539
A <sub>3</sub> =6.67	1.0	-0.0137	4.72	-0.0193

Para A<sub>1</sub> 
$$\omega_1 = \frac{-13.670 \times 6}{3} = -27.340 \text{ kg/m} = -0.0273 \text{ ton/m}$$

Para A<sub>2</sub> 
$$\omega_2 = \frac{-13.670 \times 12 \times 0.9867}{3} = -53.953 \text{ kg/m} = -0.054 \text{ ton/m}$$

Para A<sub>3</sub> 
$$\omega_3 = \frac{-13.670 \times 6.67}{4.72} = -19.318 \text{ kg/m} = -0.0193 \text{ ton/m}$$

A.4.7.3. Cargas sobre los elementos estructurales de los muros laterales.

Muros laterales

En la figura Fig. IV.4. se muestran las áreas tributarias de los muros y sus dimensiones.

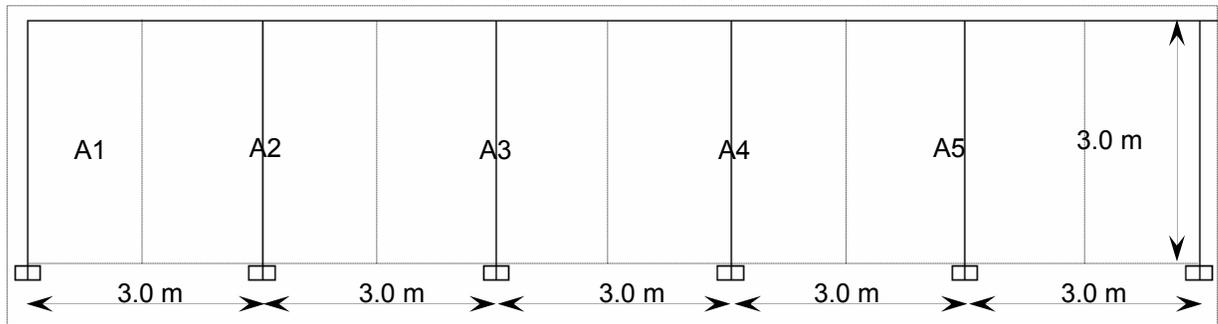


Fig. V.4. Áreas tributarias de los muros

Cuadro IV.16. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada lateral

LARGO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>
1.50	3.0	4.50	1.0
3.0	3.0	9.0	1.0
3.0	3.0	9.0	1.0

$$A_1 = 1.5 \times 3 = 4.50 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \therefore K_A = 1.0$$

$$A_2 = 3 \times 3 = 9.0 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \therefore K_A = 1.0$$

$$A_3 = A_4 = A_5 = 3 \times 3 = 9.0 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \therefore K_A = 1.0$$

Cuadro IV.17. Cargas uniformemente distribuidas para el muro de sotavento lateral

A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>	P <sub>z</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	L (m)	ω <sub>i</sub> (ton/m)
A <sub>1</sub> =4.50	1.0	-0.0239	3.0	-0.0359
A <sub>2</sub> =9.00	1.0		3.0	-0.0654
A <sub>3</sub> =9.00	1.0		3.0	-0.0369
A <sub>4</sub> =9.00	1.0		3.0	-0.0123
A <sub>5</sub> =9.00	1.0		3.0	0.0066
A <sub>6</sub> =9.00	1.0	0.0073	3.0	0.0221

$$\text{Para } A_1 \quad \omega_1 = \frac{-23.918 \times 4.5}{3} = -35.877 \text{ kg/m} = -0.0359$$

$$\text{Para } A_2 \quad \omega_2 = (-22.423)(2.8125) + (0.1875)(-12.303) = -65.372 \text{ kg/m} = -0.0654 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } A_3 \quad \omega_3 = 3(-12.303) = -36.909 \text{ kg/m} = 0.0369 \text{ ton/m}$$

Para  $A_4$   $w_4 = (4.312 \times 2 - 7.5)(-12.303) + (1.875)(0.82) = -12.303 \text{ kg/m} = -0.0123 \text{ ton/m}$

Para  $A_5$   $w_5 = (4.312 \times 3 - 10.5)0.82 + 0.5625 \times 7.382 = 6.56 \text{ kg/m} = 0.0066 \text{ ton/m}$

Para  $A_6$   $w_6 = 3 \times 7.382 = 22.146 \text{ kg/m} = 0.0221 \text{ ton/m}$

Cargas por viento sobre los elementos estructurales de la techumbre.

En la figura Fig. IV.5 se muestra la planta tipo de un entre eje

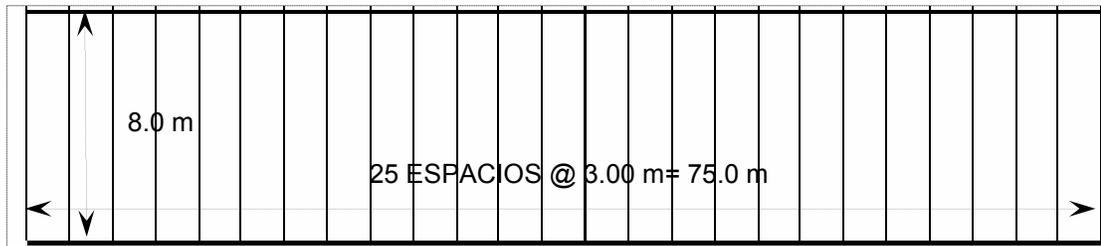


Fig. IV.5. Planta tipo de un entre eje

Cálculo de las áreas tributarias del techo.

Cuadro IV.18. Cálculo de áreas tributarias de la techumbre

LARGO (m)	ANCHO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )
1.50	3.0	4.50
3.3	8.0	26.4
3.3	8.0	26.4

$$A_1 = 1.5 \times 3 = 4.5 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 3.3 \times 8 = 26.4 \text{ m}^2$$

$$A_3 = A_4 = A_5 = 3.3 \times 8 = 26.4 \text{ m}^2$$

Presiones para  $A_1, A_2, A_3, A_4, A_5$

Cuadro IV.19. Tabla de presión de diseño para la techumbre

Longitud	C <sub>pe</sub>	P'e (ton/m)	Pe (ton/m)	Pi (ton/m)	Pz (ton/m)
0.0 – 7.5	-1.05	-0.0273	-0.0273	-0.0205	-0.0068
7.5 – 15.0	-0.5	-0.0273	0.0137	-0.0205	0.0068
15.0 – 22.5	-0.30	-0.0273	0.0104	-0.0205	0.0309
22.5 – 30.0	-0.2	-0.0273	0.0055	-0.0205	0.0259
30.0 – 37.5	-0.31	-0.0273	0.0085	-0.0205	0.0289

Cuadro IV.20. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las cerchas

Ai (m <sup>2</sup> )	Pu (ton)	L (m)	ωi (ton/m)
A <sub>1</sub>	0.0623	26.0	0.0024
A <sub>2</sub>	1.8405	26.0	0.0708

Carga total en cada área:

Para A<sub>1</sub>:

$$Pu=[7.5(-6.835)+3(6.835)+1.5(30.894)]/4=62.334 \text{ kg}=0.0623 \text{ ton}$$

Para A<sub>2</sub>:

$$Pu=[(7.5-1.5)(25.973)+7.5(28.980)+(15-12)(28.980)]/4=1840.512 \text{ kg}=1.8405 \text{ ton}$$

Longitudes de las áreas donde se aplica la carga

$$L_1=9 \times 2 + 4 \times 2 = 26 \text{ m}$$

$$\text{Para } A_1 \quad \omega_1 = \frac{62.334}{26} = 2.4 \text{ kg/m} = 0.0024 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } A_2 \quad \omega_2 = \frac{1840.512}{26} = 70.78 \text{ kg/m} = 0.0708 \text{ ton/m}$$

#### A.4.7.4. Viento normal a las generatrices.

Cuadro IV.21. Tabla de coeficientes de presión con viento normal a las generatrices

Zona de la estructura	Coficiente Cpe
Muro barlovento	0.8
Muro Sotavento	-0.5
Muros laterales 0-H	-0.65
H-2H	-0.5
2H-3H	-0.3
>3H	-0.2
Techos parte c <sub>1</sub>	-0.3
C <sub>2</sub>	0.2
parte g	-0.67
parte m <sub>1</sub>	-0.5
m <sub>2</sub>	-0.3

Cuadro IV.22. Presión exterior.

Zona de la Estructura		Cpe	Pe (ton/m <sup>2</sup> )
Muro barlovento		0.8	0.0547
Muro Sotavento		-0.5	-0.0342
Muros laterales	0-H	-0.65	-0.0444
	H-2H	-0.5	-0.0342
	2H-3H	-0.3	-0.0205
	>3H	-0.2	-0.0137
Techos	c1	-0.3	-0.0205
	c2	0.2	0.0137
	m	-0.67	-0.0458
	m1	-0.5	-0.0342
	m2	-0.3	-0.0205

Cuadro IV.23. Presión interior

Zona de la estructura	Cpi	Pi (ton/m <sup>2</sup> )
Toda	-0.3	-0.0205
Toda	0.0	0.0000

Cálculo de la presión de diseño  $P_z=(P_e-P_i)$  y  $P_i=-0.0205 \text{ ton/m}^2$

Cuadro IV.24. Presión de diseño con  $P_i=-0.0205 \text{ ton/m}^2$ 

Zona de la Estructura		Pe (ton/m <sup>2</sup> )	Pi (ton/m <sup>2</sup> )	Pz (ton/m <sup>2</sup> )
Muro barlovento		0.0547	-0.0205	0.0752
Muro Sotavento		-0.0342	-0.0205	-0.0137
Muros laterales	0-H	-0.0444	-0.0205	-0.0239
	H-2H	-0.0342	-0.0205	-0.0137
	2H-3H	-0.0205	-0.0205	0.0000
	>3H	-0.0137	-0.0205	0.0069
Techos	c1	-0.0205	-0.0205	0.0000
	c2	-0.0137	-0.0205	-0.0342
	m	-0.0458	-0.0205	-0.0253
	m1	-0.0342	-0.0205	-0.0137
	m2	-0.0205	-0.0205	0.0000

Cálculo de la presión de diseño  $P_z=(P_e-P_i)$  y para el valor de  $P_i=0.000$  ton/m<sup>2</sup>

Cuadro IV.25. Presión de diseño con  $P_i=0.000$  ton/m<sup>2</sup>

Zona de la Estructura	Pe (ton/m <sup>2</sup> )	Pi (ton/m <sup>2</sup> )	Pz (ton/m <sup>2</sup> )
Muro barlovento	0.0547	0.000	0.0547
Muro Sotavento	-0.0342	0.000	-0.0342
Muros laterales 0-H	-0.0444	0.000	-0.0444
H-2H	-0.0342	0.000	-0.0342
2H-3H	-0.0205	0.000	-0.0205
>3H	-0.0137	0.000	-0.0137
Techos c1	-0.0205	0.000	-0.0205
c2	0.0137	0.000	0.0137
m	-0.0458	0.000	-0.0458
m1	-0.0342	0.000	-0.0342
m2	-0.0205	0.000	-0.0205

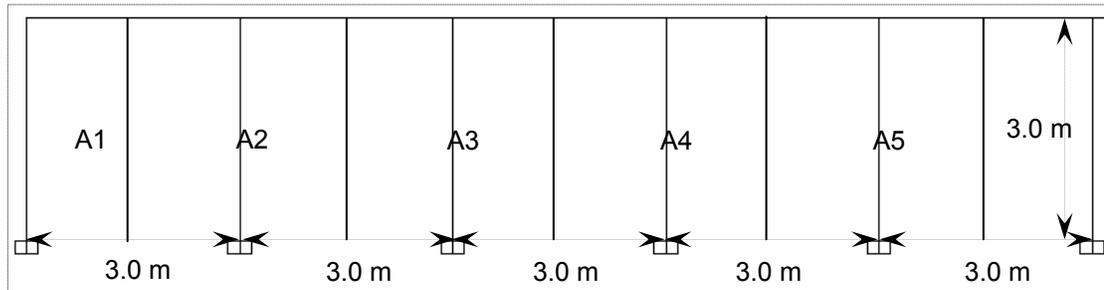


Fig. IV.7. Áreas tributarias sobre los muros de barlovento con viento normal a las generatrices.

Cuadro IV.26. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada lateral de barlovento con viento normal a las generatrices

LARGO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>
1.50	3.0	4.50	1.0
3.0	3.0	9.0	1.0

$$A_1=3 \times 1.5=4.5 \text{ m}^2 < 10.0 \text{ m}^2 \therefore K_A=1.0$$

$$A_2=3 \times 3=9.0 \text{ m}^2 < 10.0 \text{ m}^2 \therefore K_A=1.0$$

Cuadro IV.27. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las columnas

$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$P_u$ (ton)	$L$ (m)	$\omega_i$ (ton/m)
4.5	0.0547	3.0	0.0820
9.00	0.0547	3.0	0.0164

Cargas lineales

Para  $A_1$              $\omega_1 = 54.68 \times 1.5 = 82.02 \text{ kg/m} = 0.0820 \text{ ton/m}$

Para  $A_2$              $\omega_2 = 54.68 \times 3 = 164.04 \text{ kg/m} = 0.1640 \text{ ton/m}$

Para el muro de sotavento, se obtienen los valores de cargas uniformemente distribuidas mostrados en el cuadro V.28

Cargas lineales

Cuadro IV.28. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre las cerchas

$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$P_u$ (ton)	$L$ (m)	$\omega_i$ (ton/m)
4.50	-0.0137	3.0	-0.0205
9.00	-0.0137	3.0	-0.0410

Para  $A_1$              $\omega_1 = -13.670 \times 1.5 = -20.505 \text{ kg/m} = -0.0205 \text{ ton/m}$

Para  $A_2$              $\omega_2 = -13.670 \times 3 = -41.01 \text{ kg/m} = -0.0410 \text{ ton/m}$

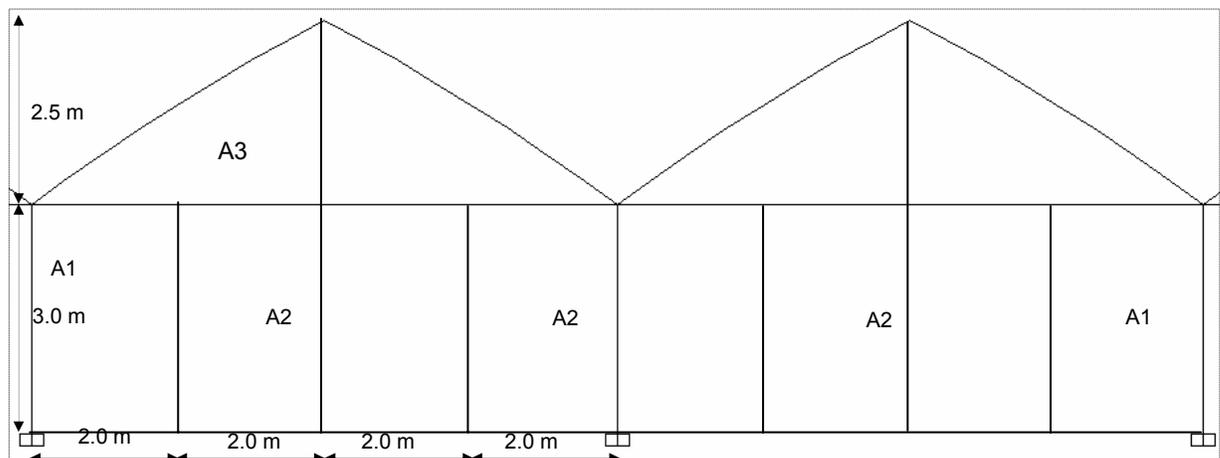


Fig. IV.8. Áreas tributarias para muro lateral

Cuadro IV.29. Cálculo de áreas tributarias para los muros de fachada frontal con viento normal a las generatrices

LARGO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>
2.00	3.0	6.00	1.0
4.00	3.0	12.00	0.9867
8.0	2.5	6.67	1.0

Cálculo de las áreas para los muros laterales del cuadro V.25.

$$A_1 = 2 \times 3 = 6.0 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \therefore K_A = 1.0$$

$$A_2 = 4 \times 3 = 12.0 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$\frac{12.0 - 10}{25 - 10} = \frac{K_A - 1}{0.9 - 1.0} \therefore K_A = 0.9867$$

$$A_3 = \frac{2 \times 8 \times 2.5}{3} = 6.67 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \therefore K_A = 1.0$$

Cuadro IV.30. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre los elementos de fachada

A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (ton)	L (m)	K <sub>A</sub>	ω <sub>i</sub> (ton/m)
6.000	-0.0239	3.000	1.0000	-0.0479
12.000	-0.0137	3.000	0.9867	-0.0534
6.667	-0.0205	4.721	1.0000	-0.0290

Cargas lineales

$$\text{Para } A_1 \quad \omega_1 = \frac{-23.918 \times 6}{3} = -47.836 \text{ kg/m} = -0.0479 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } A_2 \quad \omega_2 = \frac{-13.67 \times 12 \times 0.9867}{3} = -53.95 \text{ kg/m} = -0.0540 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } A_3 \quad \omega_3 = \frac{-20.505 \times 6.67}{4.721} = -28.97 \text{ kg/m} = -0.0290 \text{ ton/m}$$

Cargas por viento sobre los elementos estructurales de la techumbre.

En la figura Fig. IV.9 se muestra la planta tipo de un entre eje

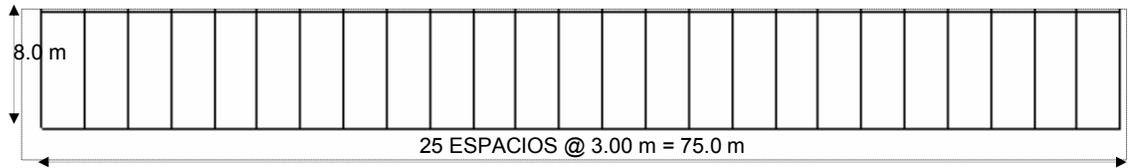


Fig. IV.9. Planta tipo de un entre eje

Cálculo de las áreas tributarias del techo.

Cuadro IV.31. Cálculo de áreas tributarias para la techumbre con viento norma a las generatrices

LARGO (m)	ALTO (m)	AREA (m <sup>2</sup> )
2.50	3.0	7.50
2.50	3.0	7.50
2.50	3.0	7.50

$$A_1 = 2.5 \times 3 = 7.5 \text{ m}^2$$

$$A_2 = A_3 = \dots = A_1 = 7.5 \text{ m}^2$$

Cuadro IV.32. Cuadro de cargas uniformemente distribuidas sobre los elementos de techumbre

Ai (m <sup>2</sup> )	Pu (ton)	L (m)	$\omega_i$ (ton/m)
7.50	-0.0205	3.00	-0.0513
7.50	-0.03425	3.00	-0.0854
7.50	-0.0458	3.00	-0.1145

Carga total en cada área

$$\text{Para } A_1 \quad \omega_1 = \frac{-7.5 \times 20.505}{3} = -51.26 \text{ kg/m} = -0.0513 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } A_2 \quad \omega_2 = \frac{-7.5 \times 34.175}{3} = -85.44 \text{ kg/m} = -0.0854 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } A_3 \quad \omega_3 = \frac{-7.5 \times 45.79}{3} = -114.475 \text{ kg/m} = -0.1144 \text{ ton/m}$$

#### A.4.8. Cargas gravitacionales.

Carga total sobre la techumbre intermedia 0.065 ton/m<sup>2</sup>

Separación entre cerchas 3.0 m

Por lo que la carga uniformemente distribuida sobre la cercha o cabezal intermedia y de extremo respectivamente

$\omega_u = 65.0 \times 3.0 = 195.0 \text{ kg/m} = 0.1950 \text{ ton/m}$  cabezal intermedio

$\omega_u = 65.0 \times 1.5 = 97.5 \text{ kg/m} = 0.0975$  cabezal de extremo

En el cuadro IV.34 se muestran los esfuerzos de fluencia para los diferentes aceros propuestos.

A fin de determinar los elementos mecánicos o fuerzas internas de los elementos confortantes de la estructura se hizo uso de un programa de cómputo, siendo este Sap 2000, así, se obtienen los valores respectivos y sus respectivos diseños.

Cuadro IV.34. Esfuerzos de fluencia para los aceros de los perfiles propuestos

TIPO DE ACERO	MÓDULO DE ELASTICIDAD E (ton/m <sup>2</sup> )	ESFUERZO DE FLUENCIA $f_y$ (ton/m <sup>2</sup> )
A 36	20'389,018.38	25,730
A-53-A (cédula 40)	20'389,018.38	21,090
A-500.A (cédula 30)	20'389,018.38	23,200
A-569 (formado en frío)	20'389,018.38	21,110

Las combinaciones de carga consideradas son las que se indican en el cuadro IV.35.

#### IV.7. Diseño de elementos de la estructura

Diseño de columna. Al respecto se toma la columna más cargada y cuyas fuerzas actuantes son:

Carga axial

2.033 ton de compresión

Momento flexionante

0.114 ton-m

Para el diseño se utilizaron las expresiones IV.1 y IV.2 tomadas del American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC)

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \text{AISC H1-1a} \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{IV.1}$$

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \text{AISC H1-1b} \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{IV.2}$$

donde

$P_r$  carga axial actuante

$P_c$  carga axial resistente

$P_n$  carga axial nominal

$M_r$  momento de flexión actuante

$M_c$  momento de flexión de resistente

$M_n$  momento de flexión nominal

con

$$P_c = \phi_c P_n \quad \text{y } \phi_c = 0.90 \quad \text{IV.3}$$

$$M_c = \phi_b M_n \quad \text{y } \phi_b = 0.90 \quad \text{IV.4}$$

Para un perfil OC  $\phi$  2½" CED 40 cuyos elementos geométricos tomados del Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A. C. (IMCA) son:

$A_d = 11 \times 10^{-4} \text{ m}^2$  área disponible

$I_d = 63.63 \times 10^{-6} \text{ m}^4$  momento de inercia disponible

$S_d = 17.43 \times 10^{-6} \text{ m}^3$  módulo de sección disponible

$Z_d = 23.79 \times 10^{-6} \text{ m}^3$  módulo de sección plástico disponible

$r_d = 2.41 \times 10^{-2} \text{ m}$  radio de giro disponible

Para la obtención de la carga axial nominal se aplicará las ecuaciones E3-1 del AISC

$$\text{AISC E3-1} \quad P_n = F_c r A_g \quad \text{IV.5}$$

en donde el valor de  $F_c$  es función de la relación de esbeltez y cuya relación es

$$\text{cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{con} \quad F_e \geq 0.44F_y \quad \text{IV.6}$$

$$\text{AISC E3-2} \quad F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad \text{IV.7}$$

$$\text{cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{con} \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{IV.8}$$

$$\text{AISC E3-3} \quad F_{cr} = 0.877F_e \quad \text{IV.9}$$

para el modelo de aplicación, se obtiene la relación de esbeltez con la expresión IV.6 y para un valor de K igual a 0.80, longitud de 3.0 m y radio de giro de 0.0241 m Sustituyendo el valor de la relación de esbeltez en la expresión V.8 se obtiene

$$\frac{0.8 \times 3.0}{0.0241} = 99.6 < 4.71 \sqrt{\frac{20'389,018.38}{21,090}} = 149.76$$

$$F_e = 0.44 \times 21,090 = 9,363.96 \text{ ton/m}^2$$

Y finalmente de la expresión IV.7 y sustituyendo los valores respectivos se obtiene

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{21,090}{9,363.96} \right] 21,090 = 8,216.28 \text{ ton/m}^2$$

El valor de la carga axial nominal Pn se obtiene con la expresión IV.5  
 $P_n = F_{cr} A_g = 8,216.28 \times 0.0011 = 9.04 \text{ ton}$

El valor de la carga axial resistente Pc se obtiene con la expresión IV.3

$$P_c = \phi_c P_n = 0.90 \times 9.04 = 8.13 \text{ ton}$$

$$P_r = 2.033 \text{ ton}$$

Relación entre la carga actuante y la carga resistente

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{2.033}{8.13} = 0.25 > 0.20 \text{ por lo que se aplicará la expresión IV.1}$$

Para obtener el momento flexionante nominal se revisará la relación

$$\frac{D}{t} < \frac{0.45E}{F_y}; \frac{7.30}{0.203} = 35.96 < \frac{0.45 \times 20'389,018.38}{21,090} = 435.04$$

Por lo que tomando la expresión

$$M_n = 21,090 \times 2.379 \times 10^{-5} = 0.5017 \text{ ton-m}$$

Aplicando la expresión IV.4

$$M_c = \phi_c M_n = 0.90 \times 0.5017 = 0.4156 \text{ ton-m}$$

Finalmente se utiliza la expresión IV.1

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0; \quad \frac{2.033}{8.13} + \frac{8}{9} \left( 0 + \frac{0.114}{0.416} \right) = 0.25 + 0 + 0.24 = 0.49 < 1.0$$

∴

es correcta la sección y utilizar para la columna un OC  $\phi$  2½" CED 40

Diseño del cabezal o cercha. Se tomará el mismo criterio que para la columna, es decir, se tomará la cercha más cargada y cuyos elementos mecánicos son:

Carga axial	1.299 ton de compresión
Momento flexionante	0.3066 ton-m

Para un perfil OC  $\phi$  2½" CED 40 cuyos elementos geométricos tomados del Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A. C. (IMCA) son:

$A_d = 11 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	área disponible
$I_d = 63.63 \times 10^{-8} \text{ m}^4$	momento de inercia disponible
$S_d = 17.43 \times 10^{-6} \text{ m}^3$	módulo de sección disponible
$Z_d = 23.79 \times 10^{-6} \text{ m}^3$	módulo de sección plástico disponible
$r_d = 2.41 \times 10^{-2} \text{ m}$	radio de giro disponible

Para el modelo de aplicación, se obtiene la relación de esbeltez con la expresión V.6 y para un valor de K igual a 0.80, longitud de 3.0 m y radio de giro de 2.41 cm

$$\frac{KL}{r_d} = \frac{0.80 \times 472.1}{2.41} = 156.71 > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{20'389,018.38}{21,090}} = 146.45$$

Sustituyendo el valor de la relación de esbeltez en la expresión V.8 se obtiene

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_d}\right)^2} = \frac{\pi^2 20'389,018.38}{\left(\frac{0.80 \times 472.1}{2.41}\right)^2} = 8,193.7 \text{ ton/m}^2$$

Y finalmente de la expresión IV.7 y sustituyendo los valores respectivos se obtiene

$$F_{cr} = 0.877 \times 8,193.7 = 7,185.87 \text{ ton/m}^2$$

El valor de la carga axial nominal  $P_n$  se obtiene con la expresión IV.5

$$P_n = F_{cr} A_g = 7,185.87 \times 1.1 \times 10^{-3} = 7.9 \text{ ton}$$

El valor de la carga axial resistente  $P_c$  se obtiene con la expresión V.3

$$P_c = \phi_c P_n = 0.90 \times 7.9 = 7.1 \text{ ton}$$

$$P_r = 1.299 \text{ ton}$$

Relación entre la carga actuante y la carga resistente

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1.299}{7.11} = 0.18 < 0.20 \text{ por lo que se aplicará la expresión IV.2}$$

Para obtener el momento flexionante nominal se revisará la relación

$$\frac{D}{t} < \frac{0.45E}{F_y}; \frac{7.30}{0.203} = 35.96 < \frac{0.45 \times 20'389,018.38}{21,090} = 435.04$$

Por lo que tomando la expresión

AISC F8-3

$$M_n = M_p = F_y Z$$

IV.9

$$M_n = 21,090 \times 2.379 \times 10^{-5} = 0.5017 \text{ ton-m}$$

Aplicando la expresión IV.4

$$M_c = \phi_c M_n = 0.90 \times 0.5017 = 0.4516 \text{ ton-m}$$

Finalmente se utiliza la expresión IV.2

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0; \quad \frac{1.299}{2 \times 7.1} + \left( 0 + \frac{0.3066}{0.452} \right) = 0.09 + 0 + 0.68 = 0.77 < 1.0$$

∴

es correcta la sección y utilizar para la cercha un OC  $\phi$  2½" CED 40

Diseño del tirante que resistirá el coceo

Carga axial                      0.133    ton

Por carga axial  $\sigma = \frac{P}{A}$

Sabiendo además que se utilizarán esfuerzos últimos y que para el caso será 0.90 de  $f_y$ , y ensañando un perfil OS  $\phi \frac{3}{8}$ ", por lo que se obtiene

$$A_n = \frac{P}{\sigma_{red}} = \frac{0.133}{0.9 \times 25,730} = 5.7 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

Elementos geométricos del perfil OS  $\phi \frac{3}{8}$ "

$A_d = 71 \times 10^{-6} \text{ m}^2$	área disponible
$I_d = 4.0 \times 10^{-10} \text{ cm}^4$	momento de inercia disponible
$S_d = 84 \times 10^{-8} \text{ cm}^3$	módulo de sección disponible
$r_d = 23.8 \times 10^{-4} \text{ m}$	radio de giro disponible

$A_d = 0.0000713 \text{ m}^2 > A_n = 0.0000057 \text{ m}^2 \therefore$  es correcta la sección; utilizar un OS  $\phi \frac{3}{8}$ "

#### Diseño del tirante de contraviento

Carga axial 0.836 ton

Por carga axial  $\sigma = \frac{P}{A}$

Sabiendo además que se utilizarán esfuerzos últimos y que para el caso será 0.90 de  $f_y$ , y ensañando un perfil OS  $\phi \frac{3}{8}$ ", por lo que se obtiene

$$A_n = \frac{P}{\sigma_{red}} = \frac{0.836}{0.9 \times 25,730} = 3.6 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Elementos geométricos del perfil OS  $\phi \frac{3}{8}$ "

$A_d = 71 \times 10^{-6} \text{ m}^2$	área disponible
$I_d = 4.0 \times 10^{-10} \text{ cm}^4$	momento de inercia disponible
$S_d = 84 \times 10^{-8} \text{ cm}^3$	módulo de sección disponible
$r_d = 23.8 \times 10^{-4} \text{ m}$	radio de giro disponible

$A_d = 0.0000713 \text{ m}^2 > A_n = 0.000036 \text{ m}^2 \therefore$  es correcta la sección; utilizar un OS  $\phi \frac{3}{8}$ "

## Diseño del larguero

Momento flexionante 0.1025 ton-m

Sabiendo además que se utilizarán esfuerzos últimos y que para el caso será 0.90 de  $f_y$ , y ensañando un perfil OC  $\phi$  2½" CED 30, por lo que se obtiene

Elementos geométricos del perfil OC 2½" CED 30

$A_d=6.98 \times 10^{-4} \text{ m}^2$  área disponible

$I_d=42.59 \times 10^{-8} \text{ m}^4$  momento de inercia disponible

$S_d=11.68 \times 10^{-6} \text{ m}^3$  módulo de sección disponible

$r_d=2.47 \times 10^{-2} \text{ m}$  radio de giro disponible

$$S_n = \frac{M}{F_y} = \frac{0.1025}{0.9 \times 23,200} = 4.91 \times 10^{-6} \text{ m}^3 < S_d = 11.68 \times 10^{-6} \text{ cm}^3 \therefore \text{ es correcta la sección.}$$

Revisión por deflexión

$$\delta = \frac{5\omega l^4}{384EI} = \frac{5 \times 0.9112 \times 300^4}{384 \times 20'389,018.38 \times 42.65 \times 10^{-8}} = 0.0111 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{perm}} = \frac{L}{250} = \frac{3.00}{250} = 0.012 \text{ m} > \delta_{\text{act}} = 0.011 \text{ m} \therefore \text{ es correcta la sección,}$$

utilizar para este elemento un OC 2½" CED 30.

IV.8. Diseño de la conexión en unión de la cercha con la columna.

Conexión central. Para este caso se diseñará el marco con mayor carga axial y momento flector que se trasmite de la cercha a la columna.

El perfil que se propondrá para esta conexión y para todas las demás deberá cumplir con el requisito adicional de resistencia de los elementos mecánicos que concurren a ella, con tener un diámetro interior muy cercano al diámetro exterior de los elementos que conectan dentro de la conexión, es decir, se pretende que los elementos no presenten movimientos debidos al viento o a las cargas que actuarán para evitar esfuerzos no previstos en esta

Elementos mecánicos:

$P_u=1.299 \text{ ton}$

$M_u=0.3066 \text{ ton-m}$

Longitud de la conexión que recibirá a la cercha del cabezal  $L=0.20$  m

Se ensayará con un perfil OC  $\phi$  3" CED 40.

Elementos geométricos para un perfil OC  $\phi$  3" CED 40

$A_d=14.39 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	área disponible
$I_d=125.65 \times 10^{-8} \text{ m}^4$	momento de inercia disponible
$S_d=28.27 \times 10^{-6} \text{ m}^3$	módulo de sección disponible
$Z_d=23.79 \times 10^{-6} \text{ m}^3$	módulo de sección plástico
$r_d=2.96 \times 10^{-2} \text{ m}$	radio de giro disponible

Para el modelo de aplicación, se obtiene la relación de esbeltez con la expresión V.6 y para un valor de K igual a 0.80, longitud de 0.20 m y radio de giro de  $2.96 \times 10^{-2}$  m

$$\frac{KL}{r_d} = \frac{0.80 \times 20}{2.41} = 6.64 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; 4.71 \sqrt{\frac{20'389,018.38}{21,090}} = 146.45$$

Sustituyendo el valor de la relación de esbeltez en la expresión V.8 se obtiene

$$F_e = 0.44 \times 21,090 = 9,279.6 \text{ ton/m}^2$$

Y finalmente de la expresión V.7 y sustituyendo los valores respectivos se obtiene

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{21,090}{9,279.6} \right] 21,090 = 8,146.17 \text{ ton/m}^2$$

El valor de la carga axial nominal  $P_n$  se obtiene con la expresión IV.5

$$P_n = F_{cr} A_g = 8,146.17 \times 14.39 \times 10^{-4} = 11.72 \text{ ton}$$

El valor de la carga axial resistente  $P_c$  se obtiene con la expresión IV.3

$$P_c = \phi_c P_n = 0.90 \times 11.72 = 10.55 \text{ ton}$$

$$P_r = 1.299 \text{ ton}$$

Relación entre la carga actuante y la carga resistente

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1.299}{10.55} = 0.12 < 0.20 \text{ por lo que se aplicará la expresión IV.2}$$

Para obtener el momento flexionante nominal se revisará la relación

$$\frac{D}{t} < \frac{0.45E}{F_y}; \frac{7.30}{0.203} = 35.96 < \frac{0.45 \times 20'389,018.38}{21,090} = 435.04$$

Por lo que tomando la expresión

AISC F8-3

$M_n = M_p = F_y Z$

IV.9

$$M_n = 21,090 \times 2.379 \times 10^{-5} = 0.5017 \text{ ton-m}$$

Aplicando la expresión V.4

$$M_c = \phi_c M_n = 0.90 \times 0.5017 = 0.4516 \text{ ton-m}$$

Finalmente se utiliza la expresión V.2

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0; \quad \frac{1.299}{2 \times 10.55} + \left( 0 + \frac{0.3066}{0.4516} \right) = 0.06 + 0 + 0.68 = 0.74 < 1.0 \therefore$$

es correcta la sección y utilizar para la conexión de cercha columna un OC  $\phi$  3" CED 40

Diseño de la conexión superior e inferior de columnas.

$$P_u = 2.033 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.114 \text{ ton-m}$$

Longitud de la conexión que recibirá a la cercha del cabezal  $L = 0.20 \text{ m}$

Se ensayará con un perfil OC  $\phi$  3" CED 40.

Elementos geométricos para un perfil OC  $\phi$  3" CED 40

$$A_d = 14.39 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

área disponible

$$I_d = 125.65 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

momento de inercia disponible

$$S_d = 28.27 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

módulo de sección disponible

$$Z_d = 23.79 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

módulo de sección plástico

$$r_d = 2.96 \times 10^{-2} \text{ m}$$

radio de giro disponible

Para el modelo de aplicación, se obtiene la relación de esbeltez con la expresión V.6 y para un valor de K igual a 0.80, longitud de 0.20 m y radio de giro de  $2.96 \times 10^{-2} \text{ m}$

$$\frac{KL}{r_d} = \frac{0.80 \times 20}{2.41} = 6.64 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}; 4.71 \sqrt{\frac{20'389,018.38}{21,090}} = 146.45$$

Sustituyendo el valor de la relación de esbeltez en la expresión IV.8 se obtiene

$$F_e = 0.44 \times 21,090 = 9,279.6 \text{ ton/m}^2$$

Y finalmente de la expresión V.7 y sustituyendo los valores respectivos se obtiene

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{21,090}{9,279.6} \right] 21,090 = 8,146.17 \text{ ton/m}^2$$

El valor de la carga axial nominal  $P_n$  se obtiene con la expresión IV.5

$$P_n = F_{cr} A_g = 8,146.17 \times 14.39 \times 10^{-4} = 11.72 \text{ ton}$$

El valor de la carga axial resistente  $P_c$  se obtiene con la expresión IV.3

$$P_c = \phi_c P_n = 0.90 \times 11.72 = 10.55 \text{ ton}$$

$$P_r = 2.033 \text{ ton}$$

Relación entre la carga actuante y la carga resistente

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{2.033}{10.55} = 0.19 < 0.20 \text{ por lo que se aplicará la expresión IV.2}$$

Para obtener el momento flexionante nominal se revisará la relación

$$\frac{D}{t} < \frac{0.45E}{F_y}; \frac{7.30}{0.203} = 35.96 < \frac{0.45 \times 20'389,018.38}{21,090} = 435.04$$

Por lo que tomando la expresión

AISC F8-3

$$M_n = M_p = F_y Z$$

IV.9

$$M_n = 21,090 \times 2.379 \times 10^{-5} = 0.5017 \text{ ton-m}$$

Aplicando la expresión IV.4

$$M_c = \phi_c M_n = 0.90 \times 0.5017 = 0.4516 \text{ ton-m}$$

Finalmente se utiliza la expresión IV.2

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0; \quad \frac{2.033}{2 \times 10.55} + \left( 0 + \frac{0.114}{0.4516} \right) = 0.1 + 0 + 0.25 = 0.35 < 1.0 \therefore$$

es correcta la sección y utilizar para la cercha un OC  $\phi$  3" CED 40

Diseño de los tornillos de sujeción entre conexión y elementos estructurales.

Para este apartado se diseñará la conexión con mayor carga axial, que será el que efectuará un cortante sobre los tornillos A 325.

$$P_{\text{máx}} = 1.871 \text{ ton}$$

Área requerida para soportar el cortante

$$A_{\text{req}} = \frac{2.033}{0.4 \times 14,800} = 0.000343 \text{ m}^2$$

Proponiendo tornillos de  $\phi \frac{1}{2}$ " con un área unitaria de 0.000127 m<sup>2</sup>

Número de tornillos

$$\# \text{ tor} = \frac{A_{\text{req}}}{a_d} = \frac{3.43}{1.27} = 2.7 \text{ tornillos} \therefore \text{colocar 3 tornillos A 325 } \phi \frac{1}{2} \text{ a una separación}$$

de 0.05 m entre sí y a 0.05 m de los extremos, utilizar barrenos estándar.

Diseño de la conexión cercha larguero.

Para el caso de esta conexión los elementos mecánicos son menores que los elementos mecánicos de la conexión en la rodilla, se colocarán los mismos perfiles y el mismo número de tornillos.

Diseño del cordón de soldadura.

Se utilizará soldadura de la serie E70xx, en el espesor indicado, no mayor a 5 mm de espesor, pues el perfil posee de 5.49 mm. Se propone además que el cordón de soldadura sea de filete con penetración de 3 mm.

Para el caso de carga axial

$$P_{\text{máx}} = 1.871 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud del cordón de soldadura} = \pi d$$

$$L_{\text{cordón}} = 0.0889\pi = 0.279 \text{ m}$$

Esfuerzo a la tensión de la soldadura E70xx

$$f_{\text{sol}} = 70000 \frac{0.454}{2.54^2} = 49,250 \text{ ton/m}^2$$

Para un cordón de soldadura en filete el espesor neto es

$$\frac{\sqrt{2}}{2} 0.005 = 0.0035 \text{ m}$$

puesto que no es recomendable que la soldadura soporte el total del elemento mecánico que actúa en el miembro, se propone que el material de aporte resista el 70%, es decir tendrá un factor de reducción de 30%, así

$$F_{\text{sol}} = 0.7 \times 49,250 = 34,475 \text{ ton/m}^2$$

espesor del cordón de soldadura

$E = \frac{1.871}{0.279 \times 34,475} = 0.00019 \text{ m} < 0.0035 \text{ cm} \therefore$  es correcto, utilizar cordón de soldadura de 5 mm de espesor.

#### V.9. Diseño de la cimentación de anclaje de la columna.

Cargas actuantes

$P_u = 2.033 \text{ ton}$

$M_u = 0.114 \text{ ton-m}$

Se propondrá una zapata cuadrada con las siguientes dimensiones:

$h = 0.15 \text{ m}$	peralte total
$b = a = 0.40 \text{ m}$	lados de la zapata
$r = 0.03 \text{ m}$	recubrimiento
$D_f = 0.60 \text{ m}$	profundidad de desplante
Para el dado:	
$B = h = 0.15 \text{ m}$	lados del dado
Para el concreto y relleno:	
$f'_c = 2,000 \text{ ton/m}^2$	resistencia a la compresión del concreto
$\gamma_c = 24,000 \text{ ton/m}^3$	Peso volumétrico del concreto
$\gamma_{rell} = 17,000 \text{ ton/m}^3$	Peso volumétrico del relleno –valor supuesto-

Se supondrá una capacidad de carga del suelo de  $15 \text{ ton/m}^2$  pues no se cuenta con estudio de mecánica de suelos, y es un valor conservador de acuerdo al tipo de suelo que existe en las zonas de sembradío.

Peso propio de la zapata:

$$\omega_{pp} = h_{zap} \gamma_c$$

$$\omega_{pp} = 0.15 \times 24,000 = 0.360 \text{ ton/m}^2$$

Reacción neta del terreno

$$Q_n = q_t - \omega_{pp} - \gamma_{rell}(D_f - h_{zap})$$

$$Q_n = 15 - 0.360 - 17,000(0.60 - 0.15) = 148.875 \text{ ton/m}^2 =$$

proponiendo una zapata cuadrada

$$A_z = \frac{P_u}{q_n} = \frac{2.033}{148.875} = 0.0137 \text{ m}^2$$

$$b = h = \sqrt{A_z} = \sqrt{0.0137} = 0.12 \text{ m}$$

Puesto que por penetración no cumpliría el ancho de la zapata, se propondrá una sección cuadrada de 0.40 m.

Reacción última

$$q_u = \frac{P_u}{A_{zt}} = \frac{2.033}{(1.0 \times 0.40)} = 5.083 \text{ ton/m}^2$$

Cortante por penetración, este cortante se presenta al semiperalte del paño del dado.

$$V_u = P_u A_c = 2.033 \times 1.0 \times 0.065 = 0.1321 \text{ ton}$$

Resistencia a cortante del concreto

$V_c = 0.8bd\sqrt{f'_c} = 0.8 \times 0.100 \times 0.12 \times \sqrt{0.8 \times 2,000} = 12.1432 \text{ ton} > V_u$  ∴ la sección resiste el cortante por penetración.

Diseño por flexión

$$M_u = \frac{q_u x^2}{2} = \frac{4.6769 \times 0.06^2}{2} = 0.0084 \text{ ton-m}$$

Índice de refuerzo

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{0.45bd^2f'_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{0.0084}{0.45 \times 0.100 \times 0.8 \times 0.85 \times 2,000 \times 0.12^2}} = 0.00048$$

Porcentaje de refuerzo

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.00048 \frac{1,360}{42,000} = 0.000016 < \rho_{\text{mín}} \therefore \text{se deberá utilizar el porcentaje}$$

mínimo de refuerzo.

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{2,000}}{42,000} = 0.00236$$

Revisión del peralte por cortante como viga

$$V_u = q_u A_c = 5.083 \times 1.0 \times 0.40 = 2.033 \text{ ton}$$

Refuerzo por flexión

$$A_s = b d \rho_{\min} = 0.100 \times 0.12 \times 0.00236 = 2.28 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m}$$

Se propone utilizar varilla con  $\phi \frac{3}{8}$ " con área de  $7.1 \times 10^{-5} \text{ m}^2$

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{2.28}{0.71} = 3.99 \text{ var/m}$$

Separación de varillas  $S = \frac{1}{\# \text{ var}} = 0.25 \therefore$  colocar varillas  $\frac{3}{8}$ "  $\phi$  @ 0.25 m en ambos sentidos.

## ANEXO A.5

Guía de armado del invernadero.

Los pasos a seguir para el armado, montaje y ensamblado de la estructura se hará de la siguiente manera:

1. Ubicar y orientar bien el terreno para una superficie de 3,000 m<sup>2</sup> y dimensiones de 75.0 m de largo por 40.0 m de ancho y al menos 6.0 m de altura.
2. Se debe efectuar el trazo y nivelar el terreno para que no tenga accidentes topográficos muy abruptos.
3. Trazar una línea por cualquiera de los lados del perímetro, procurando colocar referencias al menos 1.0 m fuera de la zona a construirse. Con la finalidad de que los lados del perímetro formen ángulos rectos en las esquinas e intersecciones de ejes centrales, se utilizará el método de 3, 4, 5, como se describe a continuación:
4. Sobre la línea trazada en el punto anterior colocar dos estacas A y B, colocar un hilo tenso y medir una longitud de 3.0 m y colocar una estaca adicional C;
5. A partir de la estaca A se coloca otro hilo tensado y perpendicular al colocado entre las estacas A y B, procurando que a vista forme un ángulo de 90°, en dirección del otro lado perimetral de la construcción; colocar una estaca D;
6. Medir 4.0 m sobre el hilo del punto 5 y colocar una estaca E;
7. A partir de la estaca C medir 5.0 m en dirección de la estaca E; si coincide la distancia medida con la estaca E, los lados son perpendiculares, si la distancia es menor que 5.0 m la estaca D deberá alejarse, si la distancia es mayor la estaca D deberá acercarse;
8. Cuando se logre hacer coincidir el hilo que une las estacas C y E en una longitud de 5.0 m estos dos lados forman en

- ángulo de 90°; medir las longitudes de cada lado respectivo de 75.0 y 40.0 m para ubicar los otros dos ejes;
9. En los puntos localizados volver a utilizar el mismo método para completar el rectángulo de la planta;
  10. El siguiente paso es ubicar los ejes centrales, pudiendo utilizar el mismo método para trazar las líneas de los ejes ó bien efectuando medidas en dos lados opuestos para hacerlos coincidir; independientemente de la forma como se hayan hecho los trazos, deberá revisarse el trazo midiendo la distancia entre las intersecciones de los ejes A1 con F26 y A26 con F1 la cual de be ser de 85.0 m;
  11. Colocar referencias –por medio de puntos fijos tanto en planta como en altura- para proceder a efectuar las excavaciones;
  12. Puesto que las zapatas son de dimensiones pequeñas, pueden elaborarse en el intervalo de tiempo que se efectúa la excavación, esto traerá como consecuencia que las excavaciones se elaboren casi a medida, o con una holgura de 5.0 cm;
  13. En función de la cantidad de zapatas que se tengan fabricadas, es recomendable colocar primero las que se ubicarán en las esquinas, para poder revisar nuevamente la perpendicularidad de las líneas entre sí y, continuar con la colocación de todas las zapatas del perímetro;
  14. Antes de proceder rellenar las excavaciones que tengan zapatas colocadas, se recomienda revisar nuevamente la ubicación de los centros de las conexiones;
  15. Colocar las zapatas faltantes hasta completar los 156 elementos;
  16. Después de rellenar y compactar las cepas de las zapatas, y antes de colocar las columnas C-1, llevar a cabo una nueva revisión del alineamiento y horizontalidad de las conexiones

inferiores, pues de ello depende que no se presenten problemas durante la colocación de los elementos de la techumbre;

17. Colocar las columnas C-1 y comenzar por las esquinas para tener referencia de la perpendicularidad de las misma ; debe tenerse especial cuidado en coincidir los barrenos de la conexión con los barrenos inferiores de la columna; colocar los tornillos pero sin apretarlos, sólo “al llegue”;
18. Al término de esta actividad, colocar las conexiones respectivas según se indica en le plano MON-01, también colocando los tornillos respectivos en la parte de superior de la columnas;
19. Colocar los marcos MM-1 y MM-2 según se indica en el plano MON-01, y atornillarlos en la conexión;
20. Colocar los largueros LG-1 entre los marcos con sus respectivos tornillos;
21. Colocar los contravientos a las placas PL-2 por medio de los conectores AN-2; es importante mencionar que estos elementos no deben apretarse, pues se pudiera inducir esfuerzos de tensión adicionales, por lo que deben colocarse “ al llegue”;
22. Colocar los tirantes TR-1 a las placas PL-1 con los conectores AN-1 y, al igual que los contravientos no deben apretarse:
23. Apretar la tortillería de todas las conexiones con el criterio de  $\frac{1}{3}$  vuelta, es decir, después de atornillar al llegue, se debe dar adicionalmente un  $\frac{1}{3}$  adicional de vuelta;
24. Colocar la cubierta de polietileno, preferentemente cuando la temperatura ambiente se eleve para que adquiera flexibilidad, comenzando por los extremos sin sobreestirarlo, pues tendrá menor duración;

25. Deslizarlo sobre la cubierta y hacia el extremo opuesto, dejando aproximadamente 60 cm de cada lado para poder enrollarlo y si es necesario, anclarlo al suelo o la misma estructura
26. Se debe tener especial cuidado de que las conexiones, tornillos o elementos de la estructura no tengan rebaba de acero, pues eso podría ocasionar rasgaduras a la película de cubierta.
27. Efectuar la limpieza pertinente tanto en el exterior como en el interior.

## ANEXO A.6

### PLANOS EJECUTIVOS

PLANO	CONTENIDO
FAB-02	Plano de fabricación de estructura metálica
CIM-01	Plano de planta de cimentación
MON-01	Plano de ubicación y montaje de los elementos

## **ANEXO A.7**

Gráficas obtenidas del Software SAP 2000.10.0.1