

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS TIPO INVERNADERO Y COMPARACIÓN CON ESTRUCTURAS METÁLICAS CONVENCIONALES.

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

CAPT. ESPINOSA GALLARDO JAVIER O.



MUCHOS HOMBRES TEMEN LLEVAR SUS ESTRUCTURAS A LOS CIELOS, PORQUE NO COMPRENDEN QUE PARA ALCANZAR LAS ALTURAS, HAY PRIMERO QUE CIMENTAR BIEN SUS BASES.

Capt.Javier Espinosa

SANGOLQUÍ, 4 DE AGOSTO DEL 2006

EXTRACTO

Partiendo de que, al momento se han construido 200.000.000,00 m² de invernaderos agroindustriales y de otros usos especiales, y, al ser el Invernadero una estructura no convencional, esbelta y construida bajo parámetros poco comunes como por la falta de cadenas de amarre a nivel de sus cimientos, se pretende establecer directrices como: presuntas cargas admisibles, patrón de materiales que más se utilizan, pruebas prácticas para determinar la capacidad portante de los suelos, cálculos y diseños de micropilotes, manual de ayuda para la modelación de las estructuras, utilizando el programa SAP 2000, estudio de cargas muertas, vivas y de viento, análisis de los resultados obtenidos en el diseño estructural; todo esto, con el fin de sentar un precedente que, al momento sería único a nivel de universidades del Ecuador, pues estas estructuras no cuentan con un código de construcción y/o manual que hubiera sido estudiado a nivel de entidad de educación superior.

Quizás muchos compartan con nuestras ideas, y también estamos seguros, otros cuestionen nuestro proyecto, lo importante es que, al menos intentamos aportar con algo y no nos quedamos en la mediocridad de aquellos que no hacen nada por el miedo a que los critiquen, de aquellos que no levantan la mano, ni tampoco expresan sus ideas por temor al sistema, un sistema que nos hace seres conformistas e improductivos, que prefieren ahogarse en el mar de las dudas y no atreverse a nadar en contra de las olas que pretenden detenernos.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **CAPT. ESPINOSA GALLARDO JAVIER ORLANDO** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Agosto del 2006

Ing. Christian Endara

Ing. Pablo Caiza Sánchez, Msc.

DIRECTOR

CODIRECTOR

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado especialmente a las memorias de mi Padre Gonzalo y mi suegro Iván, ejemplos de vida.

A mi Padre, porque éste fue su sueño, tomado de su mano inicié mi aprendizaje en la vida, hoy, todo lo que soy se lo debo a él. En los pocos años del inicio de la carrera que me pudo acompañar estoy seguro vio en mi el Ingeniero que debo ser, su ejemplo es la mejor lección que he tenido en la vida, porque de él aprendí la generosidad, la sencillez, la honestidad, la perseverancia y la pureza de corazón que solo él, como mi padre, me la pudo dar. Pienso hoy, sin lugar a duda, que en la carrera de Ingeniería Civil fue la mejor cátedra y el mejor maestro.

A Iván, porque en los pocos años que compartí como su yerno, supo llenar el vacío dejado por mi padre, su alegría, entusiasmo, valentía y generosidad, es lo que lleva siempre, aunque se alejó tras el último horizonte. Estoy convencido que juntos son la fuerza que me acompaña siempre.

A mi Madre Blanquita, mujer abnegada, compañera de la mayoría de mis cursos, desde Cadete hasta Capitán y hoy, en esta carrera, camarada de lucha que todos estos años me ha apoyado para que el sueño de mi Padre se cumpla. A Yolanda, mi querida suegra por su comprensión y cariño entregados todos estos años.

A Ivanita mi querida esposa, por su amor y entrega incondicional, por el tiempo y el espacio que con todo su cariño me los regaló, porque en medio de las necesidades supo apoyarme con toda la fuerza de su corazón. A mis hijos Javier Andrés y Kamila Alejandra, inspiración de mi vida, fuente inagotable de inocencia y ternura.

A Edison, William, Xavier, Clarita, Francisca, Juan Carlos, Galo, Soledad, Silvia y María, por ser más que mis hermanos, mis grandes amigos, en especial, a mi amada hermana Sandrita por enseñarme mi verdadera fortaleza, por hacerme ver que el hierro que existía en mí, jamás debía doblegarse.

A mis tíos Reinaldo, Germán y Paco que todos estos años han representado la imagen patenal de aquel hombre que hoy es el gran ausente, y a todos mis familiares y amigos, quienes en algún momento del camino, fueron las voces de aliento que me motivaron para seguir siempre adelante y conquistar este triunfo.

Capt. Espinosa Gallardo Javier.

AGRADECIMIENTO

A mi Glorioso Ejército Ecuatoriano, jamás vencido, por haberme brindado la oportunidad de ampliar mis horizontes.

A mí querida Escuela Politécnica de Ejército que me acogió en sus aulas sempiternas y me enseñó que la Politécnica, no sólo es para genios, sino más bien para dedicados.

Al Sr. Mayor José Ramos, Decano de la Facultad, quien en todo momento supo brindarme su apoyo incondicional.

A mis Directores Ings. Christian Endara y Pablo Caiza por ofrecerme en cualquier instante que lo requería, todos sus conocimientos y experiencias, demostrando de esta manera el alto grado de profesionalismo cultivado en las aulas de nuestra prestigiosa Escuela Politécnica.

Al Ing. Ignacio Dávila, Dr. Roberto Aguiar y al Ing. Marcelo Romo, prestigiosos catedráticos de la ESPE, quienes con su mística profesional han sido ejemplo para todas las generaciones de Ingenieros Civiles.

A los señores profesores de la Facultad por haber dedicado su tiempo y esfuerzo en la enseñanza de sus cátedras y por haberme enseñado que no hay mejor triunfo que el del sacrificio.

Capt. Espinosa Gallardo Javier.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN, CATEGORIZACIÓN Y CONVENCIÓN TERMINOLÓGICA DE INVERNADEROS.

RESUMEN	14
1.1 INTRODUCCION	15
1.2 CATEGORIZACIÓN DE LOS INVERNADEROS.	17
1.2.1 Invernaderos Rígidos de Estructuras Semi convencionales	17
1.2.2 Invernaderos de Estructura Flexible.	18
1.2.3 Invernadero Full metal Semi-rígidos o Flexibles.	19
1.3 CONVENCIÓN TERMINOLÓGICA	19
1.3.1 Lateral	20
1.3.2 Culata	20
1.3.3 Cercha	21
1.3.4 Cuadro	21
1.3.5 Carevaca	22
1.3.6 Micropilote	22
1.3.7 Tensor	23
1.3.8 Cerramiento y sus Partes Constitutivas	24

CAPÍTULO II

ESTABLECIMIENTO DEL PATRÓN DE MATERIALES PARA ESTRUCTURAS FLEXIBLES.

RESUMEN	26
---------	----

2.1 VISITAS A DIFERENTES ESTRUCTURAS FLEXIBLES EXISTENTES	26
2.2 TABULACIÓN DE DATOS OBTENIDOS EN LAS VISITAS TÉCNICAS	27
2.3 GRÁFICOS ESTADÍSTICOS DE CADA UNO DE LOS MATERIALES	28
2.3.1 Pernos	28
2.3.2 Acoples entre columnas y cerchas	29
2.3.3 Tubos estructurales	30
2.3.2 Cables	30
2.4 PATRÓN DE MATERIALES PARA LAS ESTRUCTURAS.	31

CAPÍTULO III

CIMENTACION Y DISEÑO DE MICROPILOTES

RESUMEN	32
3.1 CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA.	33
3.1.1 Análisis geotectónico	33
3.1.2 Pruebas triaxiales de esfuerzos cortantes y cálculo de la Capacidad de carga	35
3.1.3 Factor de seguridad	46
3.1.4 Presuntas cargas unitarias admisibles	46
3.1.5 Método de la Prueba de la Barra	47
3.2 MICROPILOTES	49
3.2.1 Conocimientos generales	49
3.2.2 Diseño de micropilotes	51
3.2.3 Cálculos de micropilotes	54
3.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARA DISEÑO	63
3.3.1 Introducción	63
3.3.2 Parámetros geométricos	63
3.4 DISEÑO DE LA GEOMETRÍA EN SAP.	70
3.4.1 Introducción	70
3.4.2 Apuntes y recomendaciones para el uso del programa SAP 2000 V 10.0.1 en el análisis sísmico de estructuras.	70

CAPÍTULO IV

CARGAS QUE INTERVIENEN EN LA ESTRUCTURA

RESUMEN	94
4.1 CARGA MUERTA	95
4.1.1 Tubos estructuras de acero galvanizado	95

4.1.2	Cables de acero galvanizado	96
4.1.3	Tornillos	96
4.1.4	Calculo del peso propio en SAP 2000	96
4.2	CARGA VIVA ESPECIAL	98
4.2.1	Estudio de la carga viva especial	98
4.2.2	Asignación de la carga viva especial en SAP 2000	100
4.3	EJERCICIO UTILIZANDO ELEMENTOS MEMBRANA	103
4.4	EJERCICIO PARA VER EL TRABAJO DE LOS FRAMES Y CABLES	108
4.5	CARGAS DEBIDO AL VIENTO	113

CAPÍTULO V

DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

RESUMEN		134
5.1	TEORIA PARA EL DISEÑO	135
5.1.1	Propiedades mecánicas de los materiales	135
5.1.2	Miembros sujetos a compresión	135
5.1.3	Miembros sujetos a flexión y corte	140
5.1.4	Esfuerzo admisible básico	142
5.1.5	Falla por pandeo general de flexión	142
5.1.6	Falla por pandeo torcional	142
5.2	COMPROBACION DE DE LA COMPACIDAD DE LAS SECCIONES	143
5.3	RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA	145
5.3.1	Gráficos de las deformaciones de la Estructura	145
5.3.2	Resultados de las cargas axiales y momentos	146
5.4	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS	150
5.4.1	Columna Perimetral	150
5.4.2	Elemento de la Cercha	152
5.4.3	Elemento de la Cercha que forma la ventilación.	154
5.4.4	Angulo que forman la carevaca	156
5.4.5	Cables	158

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

RESUMEN	159
6.1 CONCLUSIONES	160
6.2 RECOMENDACIONES	164

LISTADO DE TABLAS

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN, CATEGORIZACIÓN Y CONVENCIÓN TERMINOLÓGICA DE INVERNADEROS.

CAPÍTULO II ESTABLECIMIENTO DEL PATRÓN DE MATERIALES PARA ESTRUCTURAS FLEXIBLES.

Tabla 2.1	Tabulación de datos de la visitas técnicas
Tabla 2.2	Patrón de materiales

CAPÍTULO III CIMENTACION Y DISEÑO DE MICROPILOTES

Tabla 3.1	Factores de Capacidad de carga
Tabla 3.2	Presuntas cargas unitarias admisibles
Tabla 3.3	Valores del rozamiento superficial
Tabla 3.4	Valores del coeficiente de Fricción
Tabla 3.5	Valores del coeficiente de K_s y δ según la UNAM
Tabla 3.6	Valores del coeficiente de K_s según Sowers
Tabla 3.7	Escala Beaufort actualizada que define el ancho del cuadro según la v. del viento
Tabla 3.8	Datos de la composición geométrica del invernadero
Tabla 3.9	Alturas de las diferentes columnas del invernadero

CAPÍTULO VI CARGAS QUE INTERVIENEN EN LA ESTRUCTURA

Tabla 4.1	Tubos galvanizados
Tabla 4.2	Tornillos de Cabeza hexagonal
Tabla 4.3	Estimación de la velocidad del viento según Beaufort.

CAPÍTULO V DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Tabla 5.1	Resultados en la columna y el Cable perimetral.
Tabla 5.2	Resultados en los elementos de la carevaca.
Tabla 5.3	Resultados en los elementos de la cercha y en el cable.

LISTADO DE FIGURAS

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN, CATEGORIZACIÓN Y CONVENCION TERMINOLÓGICA DE INVERNADEROS

Figura 1.1	Invernadero de dos naves
Figura 1.2	Partes constitutivas de un invernadero

CAPÍTULO II

ESTABLECIMIENTO DEL PATRÓN DE MATERIALES PARA ESTRUCTURAS FLEXIBLES.

Figura 2.1	Perno de 1/4" x 2"
Figura 2.2	Perno de 1/4" x 3"
Figura 2.3	Perno de 1/4" x 4"
Figura 2.4	Perno de 5/16" x 2"
Figura 2.5	Perno de 5/16" x 3"
Figura 2.6	Perno de 5/16" x 4"
Figura 2.7	Perno de 3/8" x 2"
Figura 2.8	Perno de 3/8" x 3"
Figura 2.9	Perno de 3/8" x 3 1/2"
Figura 2.10	Perno de 3/8" x 5"
Figura 2.11	Perno de 3/8" x 6"
Figura 2.12	Perno de 3/8" x 7"
Figura 2.13	Perno de 3/8" x 8"

Figura 2.14	Carevaca
Figura 2.15	Cartela
Figura 2.16	Tubo de 1 1/2"
Figura 2.17	Tubo de 1 3/4"
Figura 2.18	Tubo de 2"
Figura 2.19	Tubo de 2 3/8"
Figura 2.20	Tubo de 2 1/2"
Figura 2.21	Cable de 1/8"
Figura 2.22	Cable de 3/16"

CAPÍTULO III CIMENTACION Y DISEÑO DE MICROPILOTES

Figura 3.1	Micropilote Tipo
Figura 3.2	Modelo realizado en SAP del invernadero estructural

CAPÍTULO IV CARGAS QUE INTERVIENEN EN LA ESTRUCTURA

Figura 4.1	Cargas que intervienen en el canal
Figura 4.2	Distribución de las cargas en el cable
Figura 4.3	Tramo 1 de La Cercha del Invernadero
Figura 4.4	Tramo 2 de La Cercha del Invernadero
Figura 4.5	Tramo 3 de La Cercha del Invernadero
Figura 4.6	Distancia Relativa
Figura 4.7	Tramo 4 de La Cercha del Invernadero
Figura 4.8	Tramo 5 de La Cercha del Invernadero
Figura 4.9	Tramo 6 de La Cercha del Invernadero
Figura 4.10	Columna de La Cercha del Invernadero.

CAPÍTULO V DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Figura 5.1	Elemento sujeto a compresión
Figura 5.2	Comparación entre columnas
Figura 5.3	Esbeltez
Figura 5.4	Comparación de la esbeltez entre dos columnas
Figura 5.5	Columna con apoyo articulado y empotrado
Figura 5.6	Columna con apoyo articulado y empotrado
Figura 5.7	Valores de $\lambda \leq \lambda_r$ para las secciones de los invernaderos
Figura 5.8	Falla ocurrida por pandeo local

Figura 5.9	Elemento sujeto a flexión y corte
Figura 5.10	Distribución de esfuerzos en la sección de una viga
Figura 5.11	Deformación debida al peso propio de la estructura.
Figura 5.12	Deformación debida a la carga de Granizo
Figura 5.13	Deformación debida a la fuerza de viento
Figura 5.14	Geometría del perfil que forma la columna
Figura 5.15	Geometría del perfil que forma la cercha
Figura 5.16	Geometría del perfil de la cercha que forma la ventilación.
Figura 5.17	Geometría del perfil que forma la carevaca

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN, CATEGORIZACIÓN Y CONVENCION TERMINOLÓGICA DE DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Fotografía 1.1	Ejemplos de Invernaderos Rígidos.
Fotografía 1.2	Ejemplos de Invernaderos con cubierta de vidrio.
Fotografía 1.3	Invernaderos con estructura semi convencional.
Fotografía 1.4	Perfiles estructurales de invernaderos Semi convencionales.
Fotografía 1.5	Invernaderos flexibles del Sector de Lasso
Fotografía 1.6	Invernadero semi rígido full metal
Fotografía 1.7	Lateral de un invernadero flexible
Fotografía 1.8	Culata de un invernadero flexible
Fotografía 1.9	Cercha con el nombre de sus elementos
Fotografía 1.0	Cuadro de un invernadero flexible
Fotografía 1.11	Carevaca de un invernadero flexible
Fotografía 1.12	Micropilote de un invernadero flexible
Fotografía 1.13	Tensor de un invernadero flexible
Fotografía 1.14	Vista lateral y de culata de un invernadero

CAPÍTULO II

ESTABLECIMIENTO DEL PATRÓN DE MATERIALES PARA ESTRUCTURAS

FLEXIBLES.

Fotografía 2.1	Invernadero multinave
Fotografía 2.2	Invernadero Artesanal
Fotografía 2.3	Invernadero Mixto
Fotografía 2.4	Perno Tipo 1
Fotografía 2.5	Perno Tipo 2
Fotografía 2.6	Carevaca
Fotografía 2.7	Cables
Fotografía 2.8	Tubos

CAPÍTULO III

CIMENTACION Y DISEÑO DE MICROPILOTES

Fotografía 3.1	Ensayo triaxial de las muestras.
Fotografía 3.2	Prueba de la Barra
Fotografía 3.3	Barra con punta roma
Fotografía 3.4	Altura de lanzamiento de la barra 1 m
Fotografía 3.5	Longitud de penetración de la barra
Fotografía 3.6	Micropilote de Invernadero
Fotografía 3.7	Altura de invernadero
Fotografía 3.8	Medidor de Luminosidad
Fotografía 3.9	Ancho de cama y camino
Fotografía 3.10	Ancho de Nave
Fotografía 3.11	Cubiertas que desalojan el granizo
Fotografía 3.12	Medidor de pendientes
Fotografía 3.13	Desalojo de las gotas de agua.
Fotografía 3.14	Desalojo a través de las pendientes longitudinales
Fotografía 3.15	Sr. Codirector del Proyecto Ing. Pablo Caiza

CAPÍTULO IV

CARGAS QUE INTERVIENEN EN LA ESTRUCTURA

Fotografía 4.1	Canales evacuando el granizo
Fotografía 4.2	Deformación de los canales por el granizo
Fotografía 4.3	Acción del viento en Paracaídas
Fotografía 4.4	Acción del viento en Invernaderos

CAPÍTULO V

DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

CAPÍTULO VI

DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Fotografía 6.1	Cables que forman la estructura
Fotografía 6.2	Termo Hidrómetro digital
Fotografía 6.3	Granizo desalojado por los canales
Fotografía 6.4	Invernadero de Vidrio del IASA

CAPITULO I.

INTRODUCCIÓN, CATEGORIZACIÓN Y CONVENCIÓN TERMINOLÓGICA DE INVERNADEROS.

RESUMEN

En el presente capítulo se inicia con una introducción, donde se define el concepto de invernadero y su evolución, la importancia y el uso que ha tenido en diferentes países, se describe las diferentes categorías de invernaderos que se construyen; por último, se establece una convención terminológica que es la más usual dentro del ámbito de los invernaderos para finalmente explicar las partes constitutivas de los invernaderos.

Con el objeto de presentar en una forma más didáctica, se incluye fotografías de diferentes invernaderos, así como también de los elementos que lo conforman

1.1 INTRODUCCION.

Etimológicamente, la palabra invernadero viene de invierno – invernarse, y se utiliza para ambientes interiores que permitan sobrellevar las condiciones de invierno. En el campo de las construcciones llamamos **Invernadero a aquella estructura cerrada cuya cubierta es capaz de transmitir luz solar y dentro de la cual es posible generar condiciones climáticas artificiales.**

En la zona andina ecuatorial, dadas las condiciones climáticas se construyen estructuras tipo invernadero, pues en su gran mayoría., estas estructuras, carecen de control interior de clima. Sin embargo de ello, debido a los cambios climáticos que entre otras cosas ha traído, el calentamiento global, se está desarrollando tecnología local para ingresar en ese campo mejorando las estructuras existentes.

El índice de uso de estructuras ligeras tipo invernaderos, en el Ecuador ha continuado incrementándose rápidamente, conforme ha ido evolucionando en sus procesos constructivos, así como en el material del que están compuestos. Atrás van quedando los invernaderos de madera en los cuales se debía invertir altos costos de mantenimiento para aumentar su vida útil.

Hoy en día estos invernaderos conocidos como artesanales, construidos fundamentalmente en madera, que no poseían cimentaciones ya que sus columnas estaban directamente enterradas en el suelo, van siendo reemplazados por estructuras más seguras y de mejores materiales, como por ejemplo, los invernaderos mixtos compuestos de hormigón y acero que utilizan cimientos perimetrales (tensores) hechos de hormigón y varilla lisa, cimientos intermedios o interiores hechos en hormigón armado.

La lista de categoría y tipos de Invernaderos es extensa debiéndose a la gran variedad de invernaderos metálicos que han sido diseñados hasta nuestros días. Se debe tomar en cuenta que la zona de estudio para nuestra investigación es nuestro País, y que la mayoría de invernaderos que se vienen construyendo, son los invernaderos con elementos flexibles como acero galvanizado sujetos con cables tensores, los mismos que se han convertido en el sistema de más amplia difusión.

Cabe señalar que durante el crudo verano del año 2001 se estropearon muchos invernaderos mixtos y de madera. Un trabajo de investigación reveló que la gran mayoría de

reconstrucciones y salvamentos de invernadero fueron hechos en metal con la idea, por supuesto, de mejorar las estructuras dañadas, y, sobre todo, para que se acaben los problemas. La mayoría de los encuestados contestaron que estaban seguros de que sus invernaderos fueron abatidos porque la madera estaba vieja o podrida.

El uso de acero de estas características debe hacerse con máxima prudencia por parte del constructor, pues sabe que está trabajando con un material que adolece de esbeltez para columnas, y de fatiga cuando se suelda inapropiadamente.

Siendo amplia la gama de invernaderos, especialmente metálicos, debemos circunscribir nuestro análisis y estudio a los invernaderos flexibles, por ser la alternativa más usual en el país y algunos países de Sudamérica como por ejemplo Colombia, Chile, Perú, Venezuela, etc.

Finalmente es importante señalar que, estos invernaderos han sido objeto de estudio por más de 10 años durante el ejercicio profesional del Sr. Ing. Endara director del proyecto, quien ha recopilado algunos criterios sobre los materiales que deben utilizarse en Invernadero para nuestra zona, así como también ha obtenido información de profesionales que han realizado estudios en diversos países como Brasil, Chile, Perú, Israel, Italia, Holanda y España.

Siguiendo en lo conceptual, citamos de manera gráfica ejemplos de estructuras que clasifican como Invernadero o tipo Invernadero:



Fotografía 1.1 Ejemplos de Invernaderos Rígidos.



Fotografía 1. 2 Ejemplos de Invernaderos con cubierta de vidrio.

1.2 CATEGORIZACIÓN DE LOS INVERNADEROS.

1.2.1 Invernaderos Rígidos de Estructuras Semi convencionales.



Fotografía 1. 3 Invernaderos con estructura semi convencional.



Es importante para nuestro estudio comenzar planteando un conocimiento general sobre el tipo de invernaderos de estructura metálica diseñados con normas convencionales.

Se caracterizan por el uso de elementos estructurales cuya inercia es representativa en relación de los desplazamientos que se presentan bajo el efecto de cargas de trabajo, que como podemos observar en la Figura 1.4 tienen vigas y columnas más aperaltadas que las que comúnmente encontramos en invernaderos en nuestra zona. Usan también elementos en celosía cuyo comportamiento estructural es típico de cubiertas convencionales techadas con fibrocemento o galbalumen.

Otra característica de estas cubiertas es el uso de canales metálicos, que normalmente trabajan como parte soportante de la misma y son transmisores de efectos estructurales entre vigas y columnas.

Las estructuras rígidas pueden ser calculadas y comparadas en su comportamiento con las estructuras metálicas convencionales normadas por los códigos de construcción para el tipo de material de cada país. Siendo así pueden incorporarse al uso no solamente de cultivos agrícolas sino industrial en general.

Fotografía 1.4 Perfiles estructurales de invernaderos Semi convencionales.

1.2.2 Invernaderos de Estructura Flexible.



Fotografía 1.5 Invernaderos flexibles del Sector de Lasso

Son estructuras especiales con un gran porcentaje de uso de cables. La diferencia entre la rigidez de un tubo en comparación a la de un cable, deja claro el porqué de llamarlas flexibles. Entre otras características adicionales podemos anotar que los materiales con los que se cubren estas estructuras deben acompañar las características del cable, es decir no podríamos utilizar por ejemplo vidrio, pero si polietileno o lonas plásticas.

Habiendo citado esto, nos surge inmediatamente la inquietud por la resistencia de estas cubiertas, a continuación detallamos información al respecto.

Si bien es cierto el cable estructural es muy flexible comparado con el tubo, recordemos que muchos de los famosos puentes que se encuentran en servicio en países como Estados Unidos, están sustentados por estructuras de cable, así también los sistemas de izaje para las grúas de puerto que levantan pesados contenedores están hechos de cables. Esto se debe a que el cable es tanto o más resistente que un tubo a los esfuerzos de tensión o tracción.

El buen desempeño de las estructuras sustentadas por cable depende del diseño, cálculo y correcta técnica de ensamblaje; esto último porque es muy usual el hecho de que la estructura trabaje pre-esforzada, es decir con tensión existente en el sistema de cables desde que es nueva.

En muchas de las plantaciones en Ecuador y Colombia existen estructuras que tienen un porcentaje considerable de cables como elemento constitutivo, y adicionalmente elementos

rígidos en cubierta como las denominadas cerchas, que son los componentes de la estructura que van en la parte superior de la misma sustentando los cables.

Este tipo de construcciones y en general aquellas cuya carga estructural estén mayormente orientada a cables y partes esbeltas, son de comportamiento flexible.

En adelante enfocaremos nuestro estudio a los invernaderos o cubiertas tipo invernadero que existen mayormente en área de Ecuador y Colombia, diseños que están incursionando también en mercados agroindustriales como los de Brasil, Chile y Perú.

Finalmente, estas estructuras no cuentan con un código de construcción y/o manual que hubiera sido estudiado a nivel de entidad de educación superior, o que estén reguladas por el Instituto Ecuatoriano de Normalización.

1.2.3 Invernadero Full metal Semi-rígidos o Flexibles.



Fotografía 1. 6 Invernadero semi rígido full metal

Son de más amplia difusión^{*1} y existen en variada gama de diseños desde cubiertas rectas sustentadas por cable y alambre donde el polietileno en el caso de Colombia está templado por efecto del peso de tuberías y mangueras con agua, hasta varios estilos de construcciones multitúnel en Ecuador o multinave como se las denomina localmente.

En este tipo de construcciones el definitivo término común es el uso de metal o acero galvanizado, pues existen tantas variaciones como se pueda imaginar.

Estos tipos de estructura son muy esbeltas, sus desplazamientos permisibles son muy amplios y están constituidas por alto porcentaje de cables, razón por la cual han sido bautizadas con el nombre de estructuras semi-rígidas o flexibles.

1.3 CONVENCION TERMINOLÓGICA

Es importante que para una mejor comprensión se maneje un mismo lenguaje, para que el conocimiento sea mucho más ágil y provechoso. Como se comprenderá al estar este tipo de estructuras propagadas por regiones tan diversas como su gente, se han desarrollado sendos nombres para ciertas piezas de utilización común. Por nuestra parte, hemos hecho acopio de la terminología más usual entre profesionales de la construcción, agrónomos y artesanos.

Nave.- Está constituida por la porción de invernadero que se encuentra bajo una misma hilera de cerchas con un canal colector de agua lluvia a cada lado, formando una especie de techo único o túnel en el caso del invernadero metálico

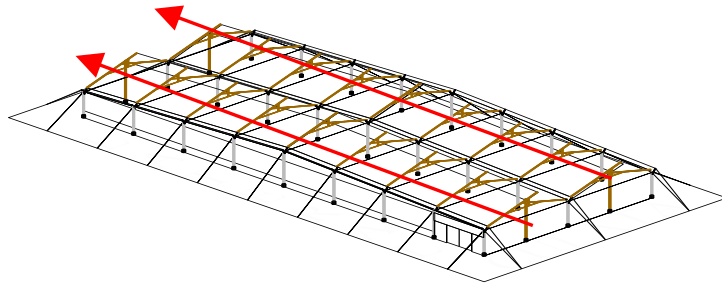


Figura 1. 1 Invernadero de dos naves

*1 Cerca de 32' 410.000 m² invernaderos flexibles fueron instalados en el Ecuador hasta el año 2002, esta referencia se la puede en La revista Asociación Nacional de Ecuador KEYDATA de la Exportadores de Flores del

1.3.1 Lateral.



Fotografía 1.7 Lateral de un invernadero flexible

Está constituida por la cara del invernadero desde la que se puede observar toda la longitud del canal colector de agua lluvia. Desde una lateral, podemos observar las cerchas de perfil. Todos los elementos que constituyen las paredes que conforman las laterales reciben este nombre, ejemplo: la cortina lateral, antepecho lateral, tensores laterales, además se puede colocar en ellas cortinas que ayuden con la ventilación y puertas de acceso al interior del invernadero.

1.3.2 Culata.



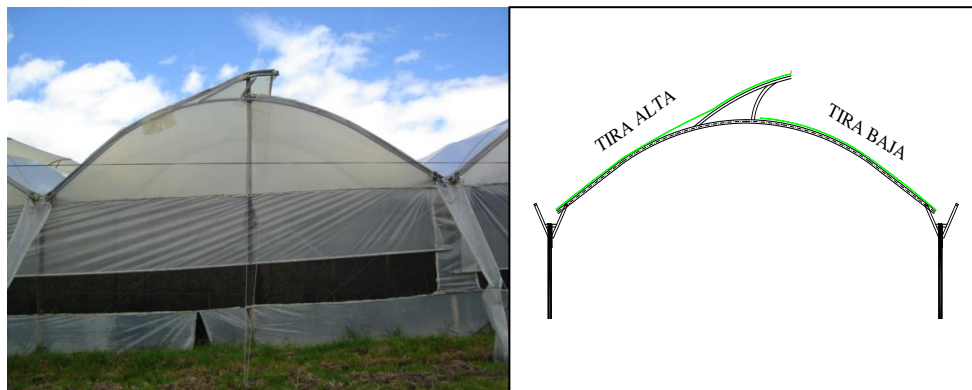
Fotografía 1. 8 Culata de un invernadero flexible

La culata es aquella cara del invernadero en la que podemos ver la cercha de frente. Por cualquiera de las dos culatas podemos contar el número de naves que conforma un invernadero.

Los elementos del cerramiento que se encuentran ubicados en la culata, también reciben este nombre, tal es el caso de la cortina de culata, antepecho de culata, etc. Por lo general en la culata es donde se ubican las salidas o bajantes de los canales colectores de agua lluvia.

Es importante anotar que no existe relación de tamaño entre lateral y culata, es decir cualquiera de ellas puede ser llamada largo o ancho. Por lo mismo, es importante diferenciarlas por las características dadas en las definiciones que anotamos. Los invernaderos constituidos por un reducido número de naves (generalmente hortícolas), tienen las culatas más pequeñas o de menor longitud que sus laterales, en cambio los invernaderos de uso florícola suelen tener en nuestro medio culatas bastante más largas que sus laterales.

1.3.3 Cercha

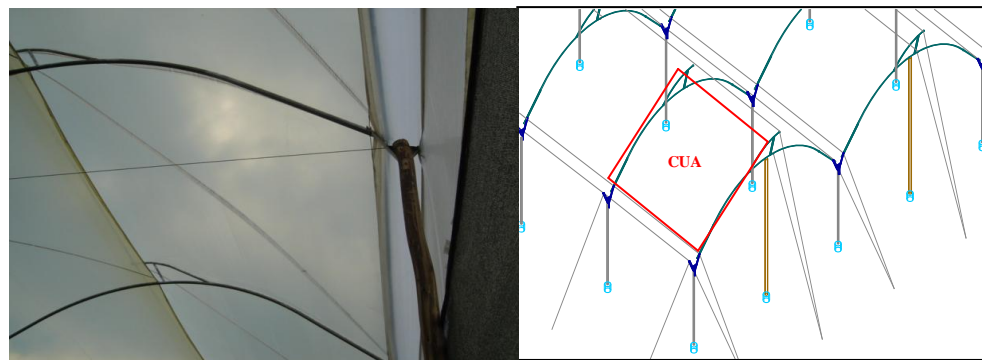


Fotografía 1. 9 Cercha con el nombre de sus elementos

Es el elemento estructural rígido que une dos columnas, generalmente se diseña a dos aguas, es decir conforma dos caídas de agua.

En el caso de cerchas metálicas podemos tener configuraciones diferentes que bien pueden ser más simples o sencillas dependiendo del diseño y ancho de nave, identificándose en ellas, una tira baja y una alta

1.3.4 Cuadro.



Fotografía 1.10 Cuadro de un invernadero flexible

Es la porción de cubierta comprendida entre dos cerchas pero en una misma lámina de polietileno, dicho de otra manera, entre dos cerchas existen dos cuadros uno de alta (en la tira del mismo nombre) y uno de baja.

La longitud de nave suele ser medida en el campo de la siguiente manera: se mide el cuadro, es decir la distancia entre dos cerchas consecutivas (puede medirse entre las columnas que sustentan las mencionadas cerchas) y se cuenta el número de cuadros que tiene una nave en una de sus dos láminas o “planchas” de polietileno. La multiplicación de los dos datos dará como resultado la longitud total de esa nave. Tómese en cuenta que en algunos casos pueden existir en una misma lámina de plástico distintas medidas de cuadro, especial atención se debe poner en el cuadro sobre el camino central del invernadero que suele ser de menor longitud.

1.3.5 Carevaca.

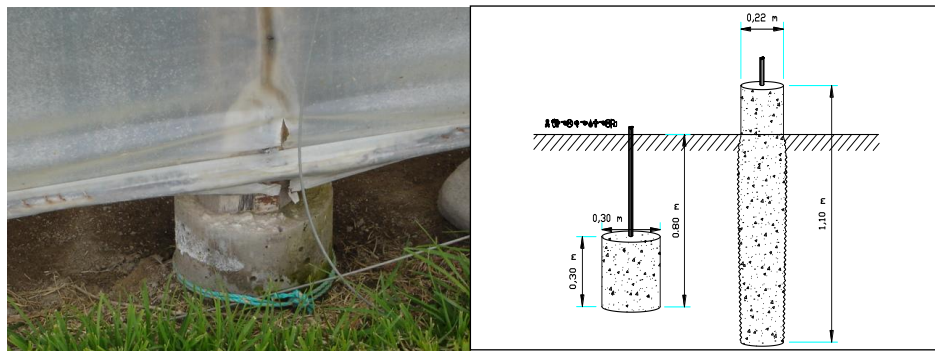


Fotografía 1.11 Carevaca de un invernadero flexible

Es el elemento estructural que sirve de nexo entre columnas y cerchas. Se confeccionan en varios tipos de material como por ejemplo ángulo laminado o doblado en frío, tubo redondo o cuadrado, madera, lámina de acero + ángulo, etc. Su nombre se debe al hecho de haber relacionado su forma geométrica con la cabeza de un toro o una vaca especialmente por analogía de los dos pedazos de ángulo que imitan los cuernos.

Esta pieza también llamada junta es más generalizada para cubiertas con canales de polietileno. Las cerchas están unidas a la carevaca a través de un perno cada una, este perno tiene un efecto de pivote sobre el que el extremo de la cercha tiene una facilidad de giro durante el ensamblaje del invernadero; detalle que es definitivamente ventajoso cuando se está armando la estructura sobre terreno accidentado; es decir, con diferencias de pendiente o irregularidades en su superficie, pues la cubierta se ajusta al mismo.

1.3.6 Micropilote.



Fotografía 1.12 Micropilote de un invernadero flexible

Este término se aplica en general al elemento de hormigón armado que es sustento de una columna. Por lo general y casi en todas la estructuras pertenecientes al grupo que estamos estudiando, las cimentaciones son de poca profundidad.

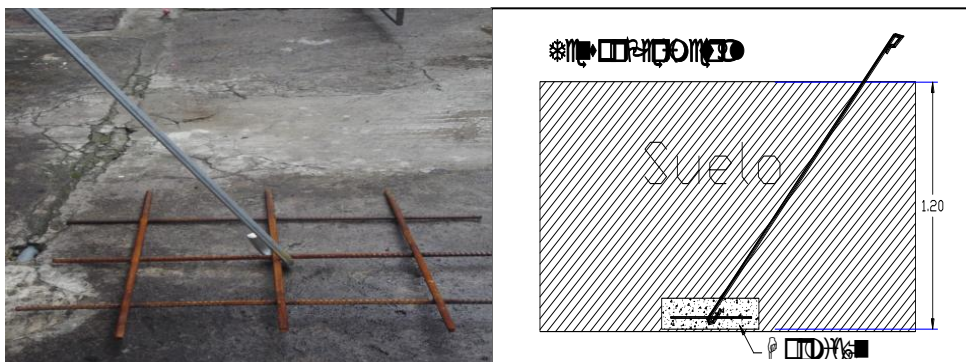
La profundidad de cimentación no debe tomarse a la ligera, obviamente, debe tenerse en cuenta que tan resistente y de qué tipo es el suelo encontrado a esa profundidad. Debemos preocuparnos de que el constructor tenga un criterio claro al respecto, especialmente los informales del ramo tienen prevista una profundidad única para los cimientos de todas las estructuras que levantan; es más, les es indiferente la zona y tipo de suelo.

Esto es definitivamente peligroso y debemos aceptar o mejorarlo de acuerdo a parámetros de evaluación que analizaremos más adelante en el capítulo correspondiente sobre consideraciones de carácter estructural.

La geometría de mayor uso es la del cilindro para los cimientos interiores, en algunos casos es también la que se ha utilizado para los perimetrales. Esta geometría se ha difundido también porque es fácil generar el campo con herramientas muy bien conocidas en el medio agrícola, como cuando en una finca instalan una cerca, empiezan por hacer los huecos (excavación menor) con una herramienta de mano conocida generalmente como “excavadora” u “hoyadora” cuyo resultado de acción es un agujero de forma cilíndrica en el que se ubican los postes de madera que posteriormente sostendrán el alambre de la cerca. Esta misma herramienta es la que se suele utilizar para la excavación de los cimientos de invernadero, y como se entenderá, es práctico calcular cimientos que tengan que ver con esta forma.

De lo expuesto, concluimos que existen dos tipos de cimientos ampliamente utilizados éstos son cilindros de entre 14 a 30 cm. de diámetro por longitudes que van desde los 25 cm hasta el 1.30 m.. Se subdividen de acuerdo al tipo de trabajo que realizan. Los que trabajan por presión o fricción ejercida directamente sobre el suelo por sus caras inferior o superior y aquellos que trabajan por fricción de sus caras laterales. En los dos casos tenemos aditamentos para anclar una columna metálica.

1.3.7 Tensor.



Fotografía 1.13 Tensor de un invernadero flexible

Es aquel cimiento que se encuentra por lo general en la zona perimetral y sirve como un anclaje para sostén de los cables de la estructura.

Durante esta investigación se ha encontrado algunos tipos de elemento de hormigón que cumplen esta función, desafortunadamente muchos de ellos no están apropiadamente concebidos. En la figura 2.12 podemos observar el ejemplo de uno correctamente diseñado para un invernadero florícola promedio. La resistencia y durabilidad de este tipo de cimiento perimetral depende básicamente de que el hormigón de la placa sea de por lo menos $210 \text{ kg/cm}^2 = 3000 \text{ psi}$, y del uso de materiales apropiados para este tipo de anclaje considerando por supuesto el medio específico en el que se desempeña. Los detalles serán analizados en el capítulo correspondiente a las consideraciones estructurales.

1.3.8 Cerramientos y sus partes Constitutivas.

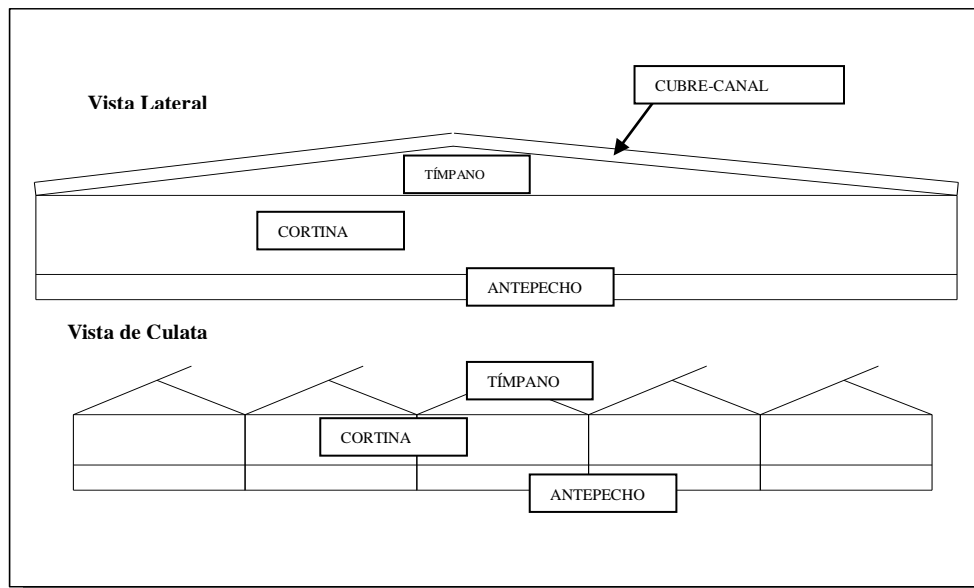


Figura 1. 2 Partes constitutivas de un invernadero

Los cerramientos están constituidos por las paredes perimetrales, las mismas que delimitan o cierran el área cultivable del invernadero. El material de que están contruidos los cerramientos difiere de acuerdo a la zona y tipo de cultivo, pero generalmente en nuestra zona de estudio “Ecuador- Colombia” se trata de polietileno.

Las dos vistas importantes que se pueden apreciar, son de una lateral de invernadero y la segunda es de una culata, cuyas partes constitutivas son:

- Antepecho
- Zona de cortina
- Tímpano
- Cubre – Canal



Fotografía 1.14 Vista lateral y de culata de un invernadero

CAPITULO II

ESTABLECIMIENTO DEL PATRÓN DE MATERIALES PARA ESTRUCTURAS FLEXIBLES

RESUMEN

Se presenta un cuadro en el que se tabulan los datos de los diferentes materiales con el que están contruidos los invernaderos, obtenidos luego de haber realizado una serie de visitas técnicas a distintos invernaderos florícolas de los sectores de Cayambe y Lasso.

Adicionalmente se presentan los gráficos estadísticos de los componentes estructurales en el que se muestra en porcentajes, lo usual o no usual de la utilización de cada uno de los perfiles y accesorios que conforman el invernadero. Finalmente se presenta el resultado del patrón de materiales que más se utiliza en la construcción de invernaderos.

2.1 VISITAS A DIFERENTES ESTRUCTURAS FLEXIBLES EXISTENTES.



Fotografía 2. 1 Invernadero multinave

orientar este estudio a una investigación importantes de los invernaderos flexibles.

Partiendo de que un aspecto importante en el proceso de investigación científica es dar respuestas que ayuden a resolver el problema general, y enfocando la hipótesis del proyecto, la cual expresamente dice: **“A través de la observación de muchas estructuras existentes, analizarlas y calcularlas formalmente, se puede demostrar que este tipo de estructuras funcionan bajo parámetros no convencionales y trazar las directrices que señalen su comportamiento Standard”**, nos vemos en la necesidad de

descriptiva, en la que detallaremos aspectos

Con este fin, hemos realizado una serie de visitas a diferentes invernaderos del país, en los que la empresa BIOACERO se ha encargado de realizar trabajos técnicos de gran envergadura como la construcción de nuevas estructuras, el refuerzo de estructuras existentes, así como la reparación de estructuras colapsadas, entre otros.

Es importante señalar en este punto, que en todas las propiedades visitadas existen varios



Fotografía 2. 2 Invernadero Artesanal



tipos de invernaderos, contruidos con diferentes materiales, así tenemos: Invernaderos Artesanales que se caracterizan por estar contruidos fundamentalmente con madera, no poseen cimentación, sus columnas están por lo general enterradas directamente en el suelo, no suelen estar ensamblados con pernos sino con clavos o utilizan un reducido número de uniones empernadas, pero con pernos negros sin grado estructural.

Invernadero Mixto Invertido que utiliza cimentación en hormigón tanto al interior como en el área perimetral. Sus columnas están hechas de madera de eucalipto y terminan en carevacas que las unen a las cerchas metálicas, y el Invernadero Full Metal Semi-rígidos o Flexibles al cual orientaremos nuestro estudio por ser el más empleado en nuestro medio, tener un precio menor que los invernaderos anteriores y un mejor comportamiento estructural.

Invernadero Mixto

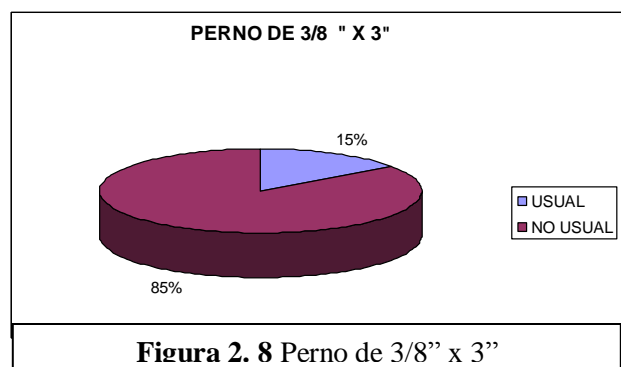
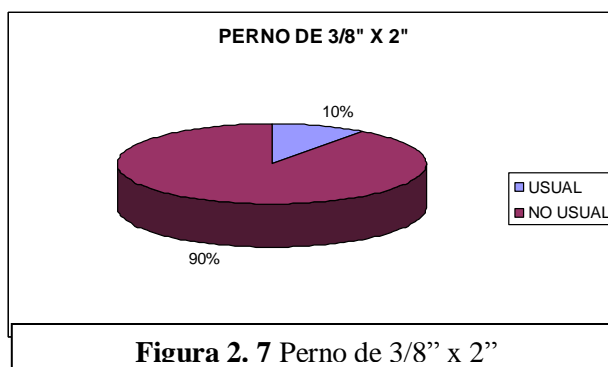
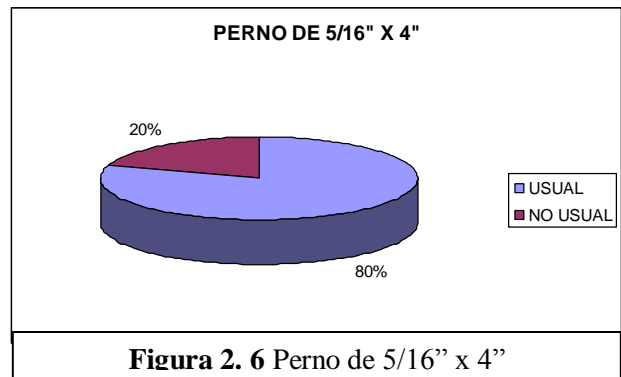
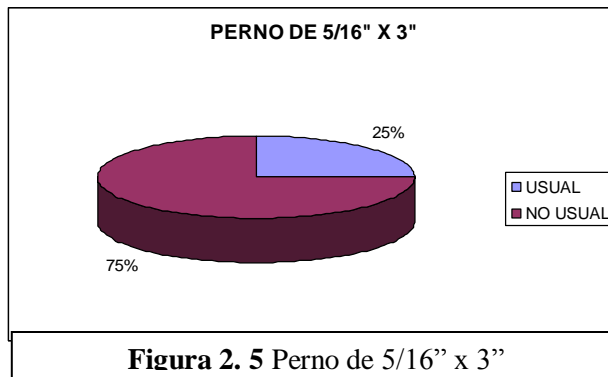
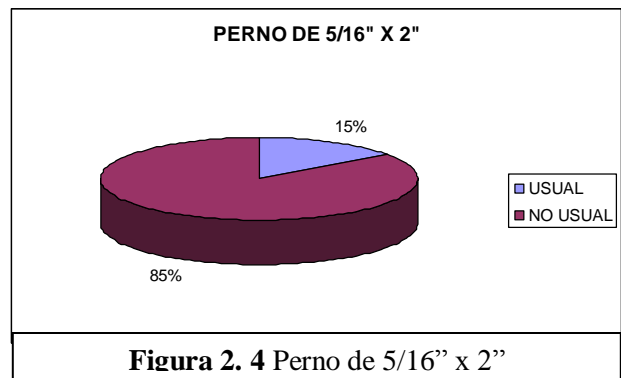
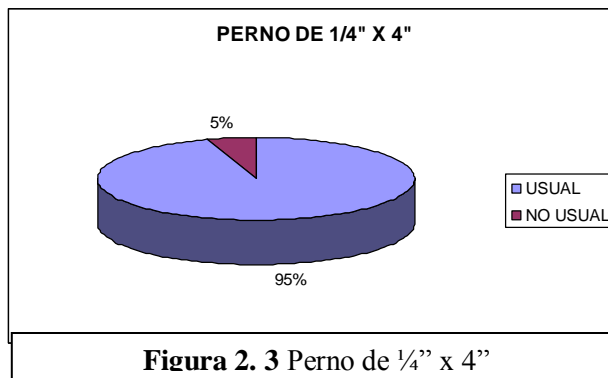
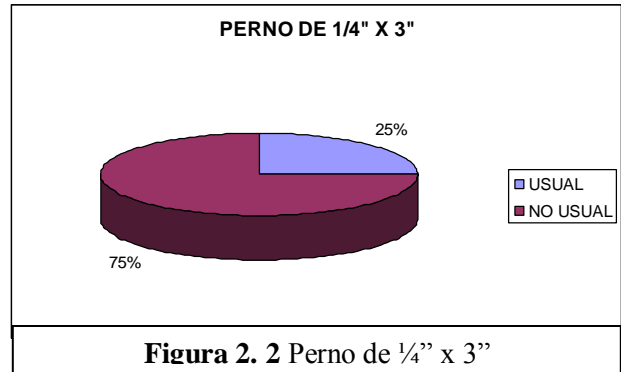
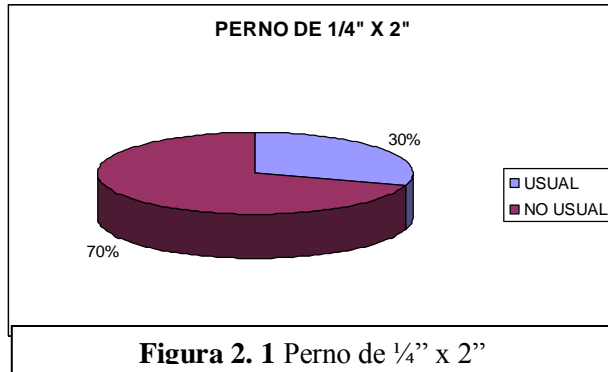
2.2 TABULACIÓN DE DATOS OBTENIDOS EN LAS VISITAS TÉCNICAS.

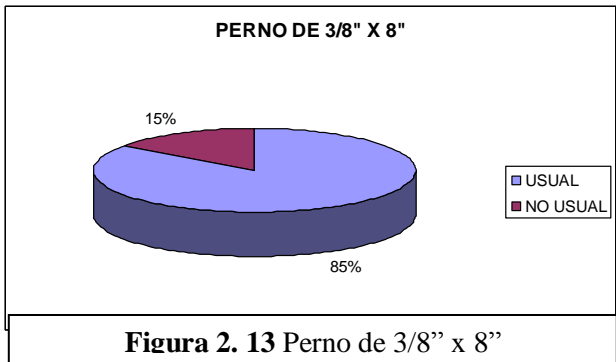
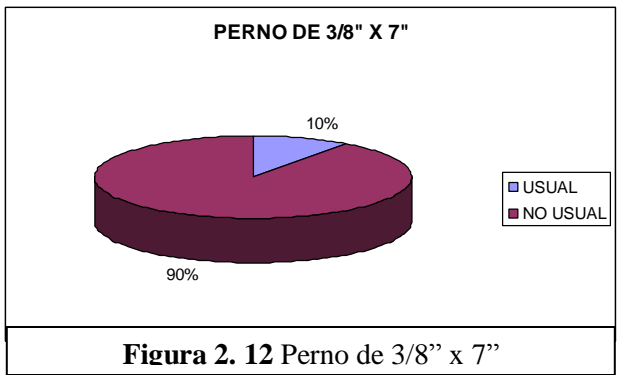
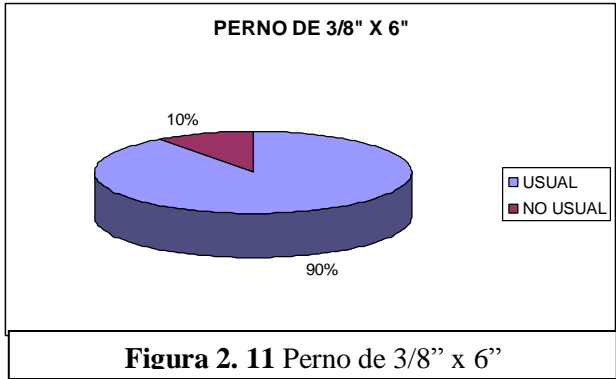
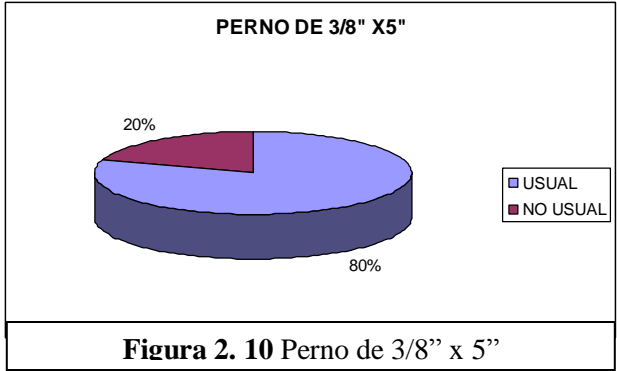
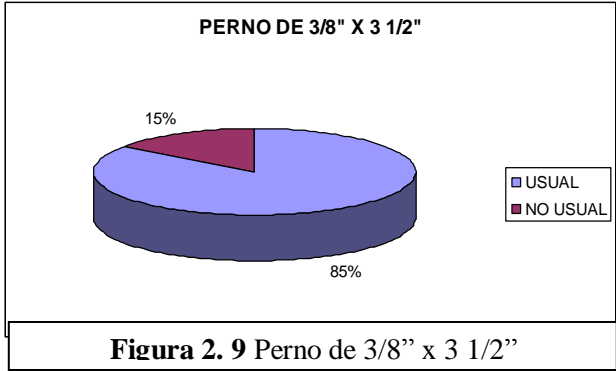
FINCAS VISITADAS	PERNOS												ACOPLES		TUBOS					CABLES			
	Per. 1/4"			Per. 5/16"			Per. DE 3/8"						COLUMNA-CERCHA		TUBOS ESTRUCTURALES								
	2	3	4	2	3	4	2"	3"	3 1/2"	5	6	7	8	CAREVACAS	CARTELAS	1 1/2"	1 3/4"	2"	2 3/8"	2 1/2"	1/8"	3/16"	
COTOPAXI																							
1		x	x			x			x	x	x		x			x	x	x	x		x	x	
2	x		x			x		x	x		x			x			x	x	x	x		x	x
3			x		x	x	x		x		x	x	x	x			x	x	x	x		x	x
4				x		x			x	x			x		x		x	x	x	x		x	x
5			x		x	x				x	x		x				x	x	x	x		x	x
6		x	x					x	x		x	x		x				x			x		x
7	x		x	x		x			x	x	x		x				x	x	x	x		x	x
8			x			x			x	x	x		x					x	x			x	x
9			x			x				x	x		x						x			x	x
10			x			x			x	x	x		x		x				x	x		x	x
PICHINCHA																							
1		x	x			x	x		x	x	x		x				x	x	x	x		x	x
2			x			x			x	x	x		x					x	x	x		x	x
3			x		x				x	x	x		x		x				x			x	x
4	x		x			x			x	x	x		x						x			x	x
5		x	x			x		x	x	x	x		x						x	x		x	x
6			x			x				x			x									x	x
7			x	x		x			x	x	x											x	x
8		x	x			x				x	x		x									x	x
9			x			x				x	x		x									x	x
10			x			x				x	x		x									x	x
TOTAL		3	5	19	3	5	17	2	3	17	16	18	2	17	13	7	19	17	18	18	3	19	20
PORCENTAJE		15	25	95	15	25	85	10	15	85	80	90	10	85	65	35	95	85	90	90	15	95	100

Tabla 2.1 Tabulación de datos de la visitas técnicas

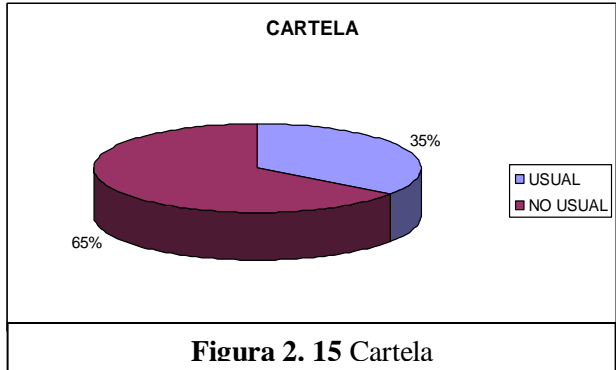
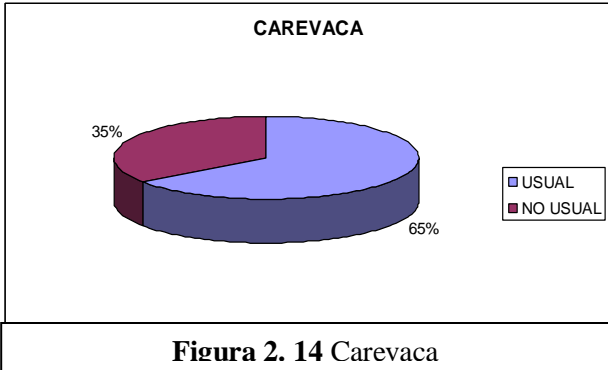
2.3 GRÁFICOS ESTADÍSTICOS DE CADA UNO DE LOS MATERIALES

2.3.1 Pernos





2.3.2 Acoples entre columnas y cerchas.



2.3.3 Tubos estructurales.

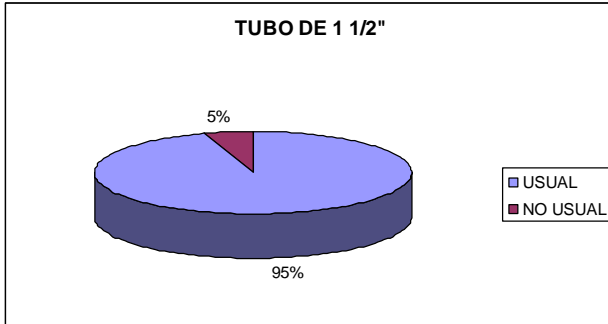


Figura 2. 16 Tubo de 1 1/2"

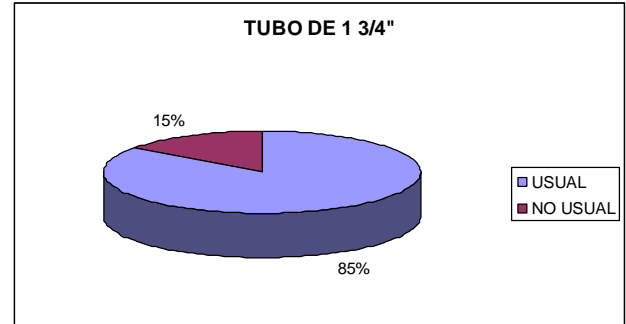


Figura 2. 17 Tubo de 1 3/4"

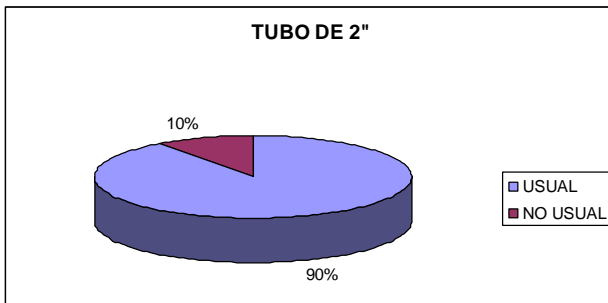


Figura 2. 18 Tubo de 2"

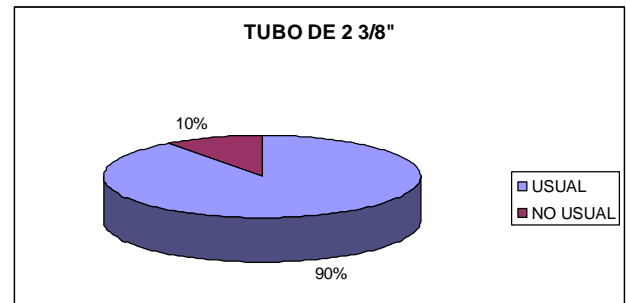


Figura 2. 19 Tubo de 2 3/8"

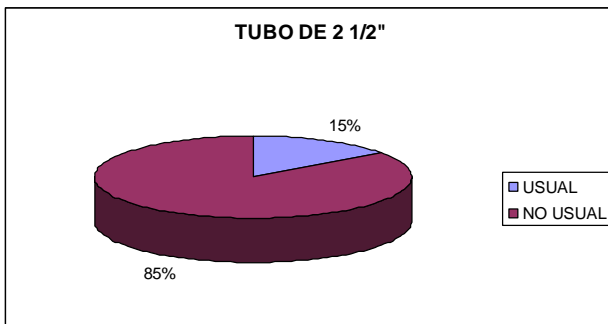


Figura 2. 20 Tubo de 2 1/2"

2.3.4 Cables

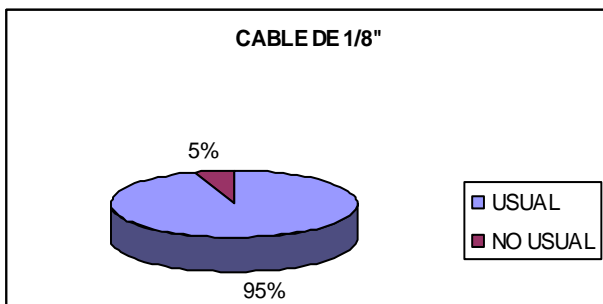


Figura 2. 21 Cable de 1/8"

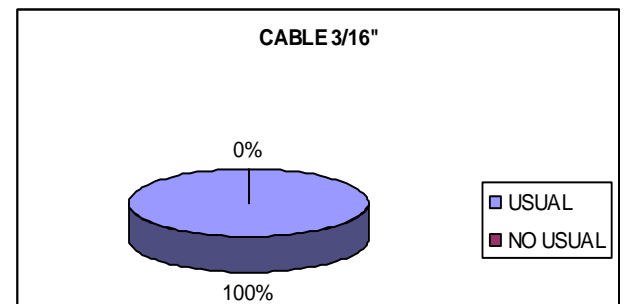


Figura 2. 22 Cable de 3/16"

2.4 PATRÓN DE MATERIALES PARA LAS ESTRUCTURAS.

A través de la observación científica cumplimos con la primera parte de nuestra investigación, se ha determinado que un gran porcentaje de las estructuras metálicas flexibles cumplen con el siguiente patrón de materiales:






PATRÓN DE MATERIALES PARA LA ESTRUCTURA		
Ord	Materiales	FOTOG.
01	Pernos de 1/4" x 4"	
02	Pernos de 5/16" x 4"	
03	Pernos de 3/8" x 5"	Fotografía 2. 4 Perno Tipo 1
04	Pernos de 3/8" x 6"	
05	Pernos de 3/8" x 8"	
06	Pernos de 3/8" x 3 1/2"	Fotografía 2. 5 Perno Tipo 2
07	Carevaca	
08	Cable de 3/16" 7x1	
09	Cable de 1/8" 7x1	Fotografía 2. 6 Carevaca
10	Tubo estructural de 1 1/2"	
11	Tubo estructural de 1 3/4"	
12	Tubo estructural de 2"	Fotografía 2. 7 Cables
13	Tubo estructural de 2 3/8"	

Tabla 2. 2 Patrón de materiales.

CAPITULO III

CIMENTACION Y DISEÑO DE MICROPILOTES

RESUMEN

Este capítulo es considerado uno de los más importantes, puesto que, el estudio de los suelos es considerado uno de los factores más significativos al momento de empezar con el diseño estructural.

Resume los aspectos más notables y las coincidencias de varios autores e investigadores de la mecánica de suelos, resalta el análisis de conceptos y conclusiones, así como también detalla cuadros, tablas y gráficos que sirven para determinar la capacidad portante de los suelos.

Describe un método práctico de gran utilidad al buscar la carga última que soporta el suelo, conocido como la prueba de la barra que muchos profesionales lo realizan, pero que no existe información de cómo se debe ejecutar; además enuncia algunas recomendaciones que se debe considerar al momento de su ejecución.

Es importante señalar que se plantea el primer estudio formal sobre diseños de micropilotes, basados en la teoría de pilotes. Finalmente se concluye presentando el cálculo del ensayo triaxial y de los micropilotes realizados en el sector de Lasso y Cayambe.

3.1 CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

3.1.1 Análisis geotectónico.

Es importante comenzar señalando que para esta parte de la investigación se analizaron varios libros y folletos citados en la bibliografía.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en la realización de sondeos en el terreno y extracción de muestras para su identificación, y, en algunos casos, para someterlos a pruebas. Después de que se ha conocido mediante sondeos preliminares, las características generales de los materiales del subsuelo, puede ser adecuado un programa más extenso de sondeo y muestreo por medio de pruebas como ensayos de triaxiales u otros métodos directos que no requieren muestreo. Muchas veces la experiencia de los constructores puede llevar a obtener iguales resultados que los de laboratorio mediante ensayos prácticos, como es el caso de la prueba de la barra.

Lo primordial de este análisis es que se investigó conceptos, obteniendo varias conclusiones, así como también cuadros, tablas y gráficos

Como veremos más adelante para que el ingeniero pueda diseñar una cimentación para invernaderos, que las llamaremos Micropilotes, es necesario determinar la capacidad de carga última, para luego de dividirla para un factor de seguridad obtener la capacidad de carga admisible por unidad de área.

Terzaghi fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones. De acuerdo con ésta, expresó la capacidad de carga última en la fórmula:

$$qu = c Nc + q Nq + \gamma D N\gamma$$

C= cohesión del suelo.

γ = Peso específico del suelo.

q = γD

Nc, Nq y N γ Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo.

En el año 1963 Meyerhof sugirió que se tome en cuenta los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga, por lo que la ecuación fue reemplazada por la siguiente:

$$qu = c Nc^* + q Nq^* + \gamma D N\gamma^*$$

Los factores de capacidad de carga son afectados por los factores de forma, profundidad e inclinación, y son definidos mediante las expresiones:

$$Nq^* = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi tg \phi}$$

$$Nc^* = (Nq - 1) ctg \phi$$

$$N\gamma^* = 2(Nq + 1) tg \phi$$

Reemplazando los valores de diferentes ángulos de fricción tenemos el siguiente cuadro:

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA											
\emptyset	Nq	Nc	N γ	Nq/Nc	tang \emptyset	\emptyset	Nq	Nc	N γ	Nq/Nc	tang \emptyset
0	1.00	5.14	0.00	0.19	0.00	26	11.85	22.25	12.54	0.53	0.49
1	1.09	5.38	0.07	0.20	0.02	27	13.20	23.94	14.47	0.55	0.51
2	1.20	5.63	0.15	0.21	0.03	28	14.72	25.80	16.72	0.57	0.53
3	1.31	5.90	0.24	0.22	0.05	29	16.44	27.86	19.34	0.59	0.55
4	1.43	6.19	0.34	0.23	0.07	30	18.40	30.14	22.40	0.61	0.58
5	1.57	6.49	0.45	0.24	0.09	31	20.63	32.67	25.99	0.63	0.60
6	1.72	6.81	0.57	0.25	0.11	32	23.18	35.49	30.21	0.65	0.62
7	1.88	7.16	0.71	0.26	0.12	33	26.09	38.64	35.19	0.68	0.65
8	2.06	7.53	0.86	0.27	0.14	34	29.44	42.16	41.06	0.70	0.67
9	2.25	7.92	1.03	0.28	0.16	35	33.30	46.12	48.03	0.72	0.70
10	2.47	8.34	1.22	0.30	0.18	36	37.75	50.59	56.31	0.75	0.73
11	2.71	8.80	1.44	0.31	0.19	37	42.92	55.63	66.19	0.77	0.75
12	2.97	9.28	1.69	0.32	0.21	38	48.93	61.35	78.02	0.80	0.78
13	3.26	9.81	1.97	0.33	0.23	39	55.96	67.87	92.25	0.82	0.81
14	3.59	10.37	2.29	0.35	0.25	40	64.20	75.31	109.41	0.85	0.84
15	3.94	10.98	2.65	0.36	0.27	41	73.90	83.86	130.21	0.88	0.87
16	4.34	11.63	3.06	0.37	0.29	42	85.37	93.71	155.54	0.91	0.90
17	4.77	12.34	3.53	0.39	0.31	43	99.01	105.11	186.53	0.94	0.93
18	5.26	13.10	4.07	0.40	0.32	44	115.31	118.37	224.63	0.97	0.97
19	5.80	13.93	4.68	0.42	0.34	45	134.87	133.87	271.75	1.01	1.00
20	6.40	14.83	5.39	0.43	0.36	46	158.50	152.10	330.34	1.04	1.04
21	7.07	15.81	6.20	0.45	0.38	47	187.21	173.64	403.65	1.08	1.07
22	7.82	16.88	7.13	0.46	0.40	48	222.30	199.26	496.00	1.12	1.11
23	8.66	18.05	8.20	0.48	0.42	49	265.50	229.92	613.14	1.15	1.15
24	9.60	19.32	9.44	0.50	0.45	50	319.06	266.88	762.86	1.20	1.19
25	10.66	20.72	10.88	0.51	0.47						

Tabla 3. 1 Factores de Capacidad de carga

Es importante señalar que como el ancho D de los micropilotes es relativamente pequeño, el último término de la ecuación se anula cambiando a una ecuación más reducida y más lógica.

$$qu = c Nc^* + q Nq^* + \gamma D N\gamma^*$$

$$qu = qp = c^* Nc^* + q' Nq^*$$

Esta teoría se encuentra escrita en los libros Principios de Ingeniería de Cimentaciones y en el de Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Como puede darse cuenta, en la ecuación para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones, los factores de capacidad de carga dependen del ángulo de fricción que se forma entre la horizontal y la tangente de los círculos de Mohr, necesiéndose encontrar la cohesión que es la resistencia al corte del suelo cuando el esfuerzo de compresión es=0, es decir el esfuerzo de compresión y el de confinamiento o lateral =0), para esto, la investigación se traslada al estudio de métodos que ayuden a determinar estas variables.

Debido a la naturaleza compleja de la resistencia a esfuerzo cortante de los suelos, han surgido muchos métodos de ensayos más o menos exitosos, uno de ellos es el ensayo triaxial, el mismo que es considerado para muchos investigadores como uno de los más confiables.

3.1.2 Pruebas triaxiales de esfuerzos cortantes y cálculo de capacidad de carga.

Puede ser efectuado en arenas y arcillas, consiste en colocar una muestra cilíndrica de aproximadamente 3.55 cm de diámetro y 7.10 cm de altura, o más diámetro pero con una altura igual al doble del diámetro; este cuerpo es colocado dentro de una membrana de hule en una cámara de lucita transparente. Se aplica una presión de confinamiento σ_3 , que normalmente es una presión hidrostática (generalmente de agua o glicerina), al mismo tiempo un pistón permite aplicar carga verticalmente al cuerpo de prueba, que por lo tanto es sometido a una tensión axial o diferencia de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$) tensión desviadora.

En consecuencia la tensión total aplicada al cuerpo de prueba es:

$$\sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_1$$



Fotografía 3. 1 Ensayo triaxial de las muestras.

El ensayo clásico consiste en mantener la presión hidrostática constante σ_3 en incrementar la diferencia ($\sigma_1 - \sigma_3$) hasta la ruptura del cuerpo de prueba.

Todos estos ensayos permiten definir las dos tensiones principales σ_1 y σ_3 , en el momento de la ruptura, valores que permiten diseñar el círculo de Mohr correspondiente, para obtener la curva intrínseca, o recta de Coulomb, son ejercidos varios ensayos, siendo la curva intrínseca la envolvente de los círculos de Mohr.

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO


FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE GRADO

SECTOR DE LASSO

FECHA: 2 DE ABRIL DEL 2006

MUESTRA: 2

DATOS DE LA MUESTRA	ENSAYO TRIAXIAL							
	LEC. DEF. (plg*10-3)	DEFORMACIÓN cm.	LECT.DIAL (10-4 plg)	CARGA Kg.	DEFORMACIÓN UNITARIA(%)	A. CORREG. cm2	ESF. DESV. Kg/cm2	
DS= 4,02 cm.	5,00	0,013	160	22,08	0,1482	13,202	1,67	
Dm= 4,11 cm.	10,00	0,025	222	30,64	0,2964	13,221	2,32	
Di= 4,12 cm.	15,00	0,038	275	37,95	0,4446	13,241	2,87	
Dp= 4,08 cm.	20,00	0,051	304	41,95	0,5928	13,261	3,16	
Ho= 8,57 cm.	25,00	0,064	325	44,85	0,7410	13,280	3,38	
Ao= 13,18 cm ²	30,00	0,076	357	49,27	0,8891	13,300	3,70	
Vo= 112,97 cm ³	35,00	0,089	369	50,92	1,0373	13,320	3,82	
W= 202,00 g.	40,00	0,102	375	51,75	1,1855	13,340	3,88	
$\gamma_s = 1,788 \text{ g/cm}^3$	45,00	0,114	390	53,82	1,3337	13,360	4,03	
$\sigma_3 = 1,00 \text{ Kg/cm}^2$	50,00	0,127	400	55,20	1,4819	13,380	4,13	
Cte= 0,138 Kg/10-4 plg	60,00	0,152	410	56,58	1,7783	13,421	4,22	
 ROTURA	70,00	0,178	420	57,96	2,0747	13,461	4,31	
	80,00	0,203	422	58,24	2,3711	13,502	4,31	
	90,00	0,229	424	58,51	2,6674	13,543	4,32	
	100,00	0,254	423	58,37	2,9638	13,585	4,30	
	125,00	0,318	424	58,51	3,7048	13,689	4,27	
	150,00							
	175,00							
							MÁXIMO	4,320

NÚMERO DE CÁPSULA	3	4
PESO DE CÁPSULA	5,10	5,10
PESO DE CAP+S. HUM	32,60	37,80
PESO DE CAP+ S. SECO	28,20	32,50
PESO DE AGUA	4,40	5,30
PESO DE S. SECO	23,10	27,40
CONTENIDO DE HUMEDAD	19,05	19,34
CONTENIDO MEDIO DE H.	19,20	

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 PROYECTO DE GRADO
 SECTOR DE LASSO

FECHA: 2 DE ABRIL DEL 2006

MUESTRA: 3

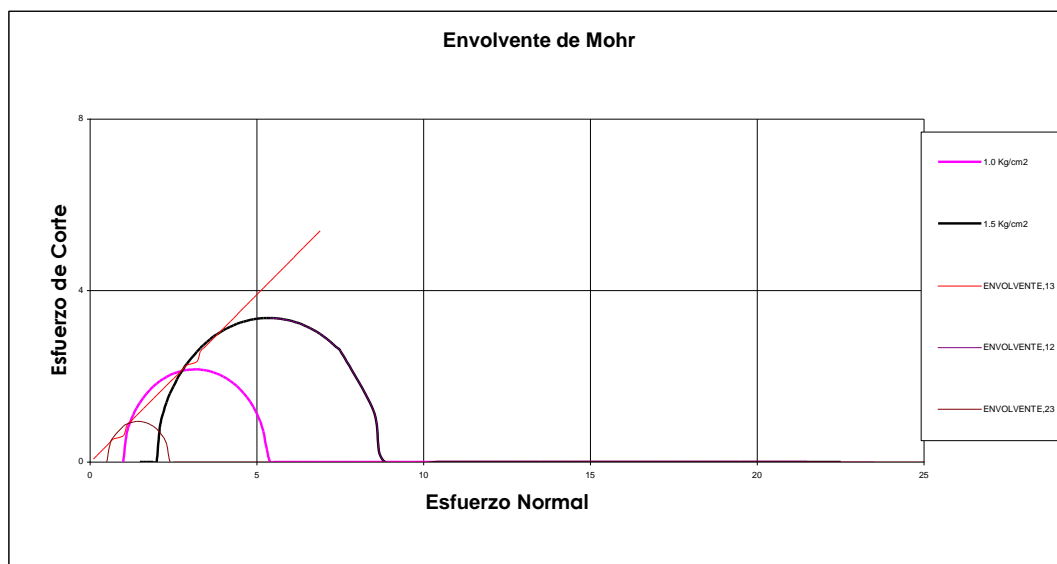
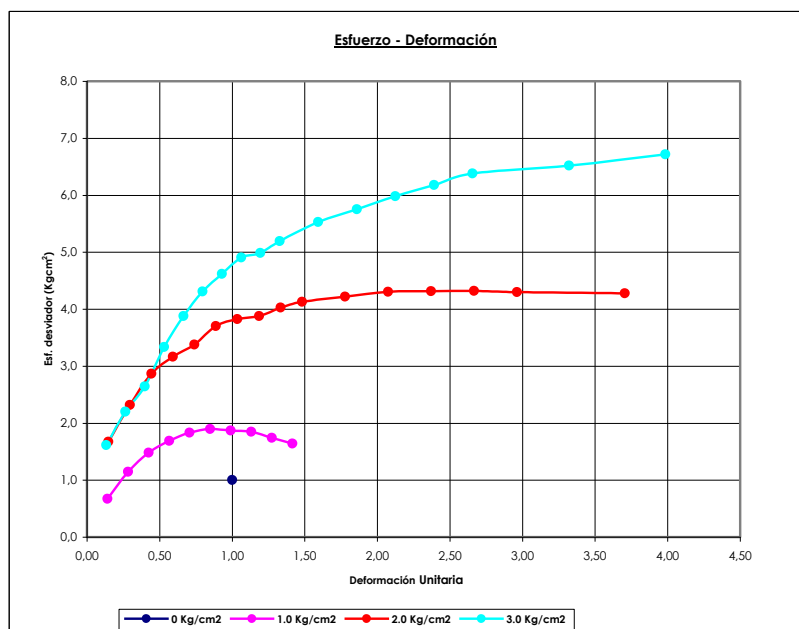
DATOS DE LA MUESTRA	ENSAYO TRIAXIAL						
	LEC. DEF. (plg*10-3)	DEFORMACIÓN cm.	LECT.DIAL (10-4 plg)	CARGA Kg.	DEFORMACIÓN UNITARIA(%)	A. CORREC cm2	ESF. DESV. Kg/cm2
DS= 4,19 cm.	5,00	0,013	164	22,63	0,1328	14,021	1,61
Dm= 4,27 cm.	10,00	0,025	224	30,91	0,2657	14,040	2,20
Di= 4,06 cm.	15,00	0,038	269	37,12	0,3985	14,059	2,64
Dp= 4,17 cm.	20,00	0,051	340	46,92	0,5314	14,077	3,33
Ho= 9,56 cm.	25,00	0,064	396	54,65	0,6642	14,096	3,88
Ao= 14,00 cm ²	30,00	0,076	441	60,86	0,7971	14,115	4,31
Vo= 133,86 cm ³	35,00	0,089	473	65,27	0,9299	14,134	4,62
W= 207,90 g.	40,00	0,102	503	69,41	1,0628	14,153	4,90
$\gamma_s = 1,553 \text{ g/cm}^3$	45,00	0,114	512	70,66	1,1956	14,172	4,99
$\sigma_3 = 2,00 \text{ Kg/cm}^2$	50,00	0,127	534	73,69	1,3285	14,191	5,19
Cte= 0,138 Kg/10-4 plg	60,00	0,152	570	78,66	1,5941	14,229	5,53
	70,00	0,178	595	82,11	1,8598	14,268	5,75
	80,00	0,203	620	85,56	2,1255	14,307	5,98
	90,00	0,229	642	88,60	2,3912	14,346	6,18
	100,00	0,254	665	91,77	2,6569	14,385	6,38
	125,00	0,318	684	94,39	3,3211	14,484	6,52
	150,00	0,381	710	97,98	3,9854	14,584	6,72
	175,00						
						MÁXIMO	6,718



ROTURA

NÚMERO DE CÁPSULA	5	6
PESO DE CÁPSULA	6,40	5,00
PESO DE CAP+S. HUM	35,50	28,30
PESO DE CAP+ S. SECO	33,00	23,00
PESO DE AGUA	2,50	5,30
PESO DE S. SECO	26,60	18,00
CONTENIDO DE HUMEDAD	9,40	29,44
CONTENIDO MEDIO DE H.	19,42	

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO



Datos Importantes Para el cálculo

Ángulo de Fricción:

$$\phi = 38,06^\circ$$

Cohesión del suelo:

$$c = 0,0706 \text{ Kg/cm}^2$$

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN LA PUNTA DE LOS MICROPILOTES "qp"

Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Autor: Braja M. Das

Diámetro o ancho de la cimentación

D= 22 cm

Profundidad de la cimentación

Df= 120 cm.

$$q = \gamma Df$$

$$Nq = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi tg\phi}$$

$$Nc = (Nq - 1) ctg\phi$$

$$N\gamma = 2(Nq + 1)tg\phi$$

Datos del Programa

Cálculos del Programa

$\phi = 38,06^\circ$

Nq= 49,30

c= 0,07058 Kg/cm²

Nc= 61,70

γ = 0,00162 Kg/cm³

N γ = 78,76

q'= 0,19453 Kg/cm²

Como el ancho o diámetro D es relativamente pequeño, el término $\gamma D N\gamma$ se cancela del lado derecho, por lo que nos queda la siguiente ecuación:

$$qu = qp = c * Nc * + q' * Nq *$$

Capacidad de Carga última por área unitaria

qp= 13,946 Kg/cm²

qp= 139,46 T/m²

Capacidad de Carga Admisible por área unitaria

Aplicando un Factor de Seguridad de 3.5

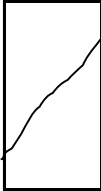
q adm 3,9844 Kg/cm²

q adm= 39,844 T/m²

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO DE GRADO
SECTOR DE CAYAMBE

FECHA: 5 DE ABRIL DEL 2006

MUESTRA:1

DATOS DE LA MUESTRA	ENSAYO TRIAXIAL							
	LEC. DEF. (plg*10-3)	DEFORMACIÓN cm.	LECT.DIA (10-4 plg)	CARGA Kg.	DEFORMACIÓN UNITARIA(%)	A. CORREC cm2	ESF. DESV. Kg/cm2	
DS= 4,06 cm.	5,00	0,013	18	2,4840	0,1624	13,343	0,19	
Dm= 4,13 cm.	10,00	0,025	31	4,2780	0,3248	13,365	0,32	
Di= 4,13 cm.	15,00	0,038	37	5,1060	0,4872	13,387	0,38	
Dp= 4,11 cm.	20,00	0,051	46	6,3480	0,6496	13,409	0,47	
Ho= 7,82 cm.	25,00	0,064	64	8,8320	0,8120	13,430	0,66	
Ao= 13,32 cm ²	30,00	0,076	67	9,2460	0,9744	13,452	0,69	
Vo= 104,17 cm ³	35,00	0,089	67	9,2460	1,1368	13,475	0,69	
W= 181,70 g.	40,00	0,102	67	9,2460	1,2992	13,497	0,69	
$\gamma_s = 1,744 \text{ g/cm}^3$	45,00	0,114	67	9,2460	1,4616	13,519	0,68	
$\sigma_3 = 0,50 \text{ Kg/cm}^2$	50,00	0,127	70	9,6600	1,6240	13,541	0,71	
Cte= 0,138 Kg/10-4 plg	60,00	0,152	76	10,4880	1,9488	13,586	0,77	
 ROTURA	70,00	0,178	81	11,1780	2,2737	13,631	0,82	
	80,00	0,203	86	11,8680	2,5985	13,677	0,87	
	90,00	0,229	89	12,2820	2,9233	13,723	0,90	
	100,00	0,254	92	12,6960	3,2481	13,769	0,92	
	125,00	0,318	97	13,3860	4,0601	13,885	0,96	
	150,00	0,381	106	14,6280	4,8721	14,004	1,04	
	175,00	0,445	106	14,6280	5,6841	14,124	1,04	
							MÁXIMO	1,045

NÚMERO DE CÁPSULA	1	2
PESO DE CÁPSULA	11,10	12,20
PESO DE CAP+S. HUM	21,20	25,40
PESO DE CAP+ S. SECO	18,00	21,01
PESO DE AGUA	3,20	4,39
PESO DE S. SECO	6,90	8,81
CONTENIDO DE HUMEDAD	46,38	49,83
CONTENIDO MEDIO DE H.	48,10	

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO


FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE GRADO

SECTOR DE CAYAMBE

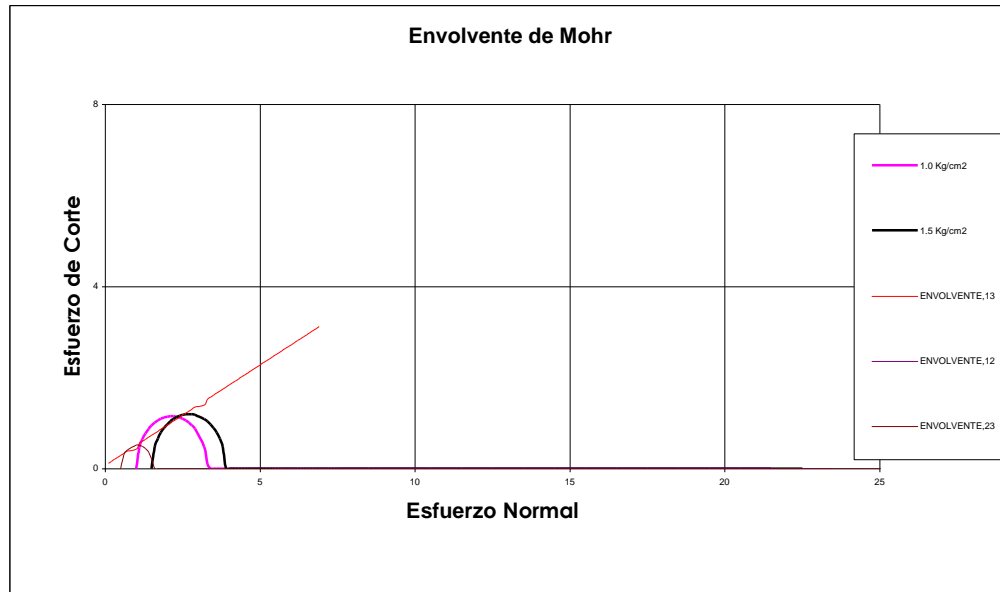
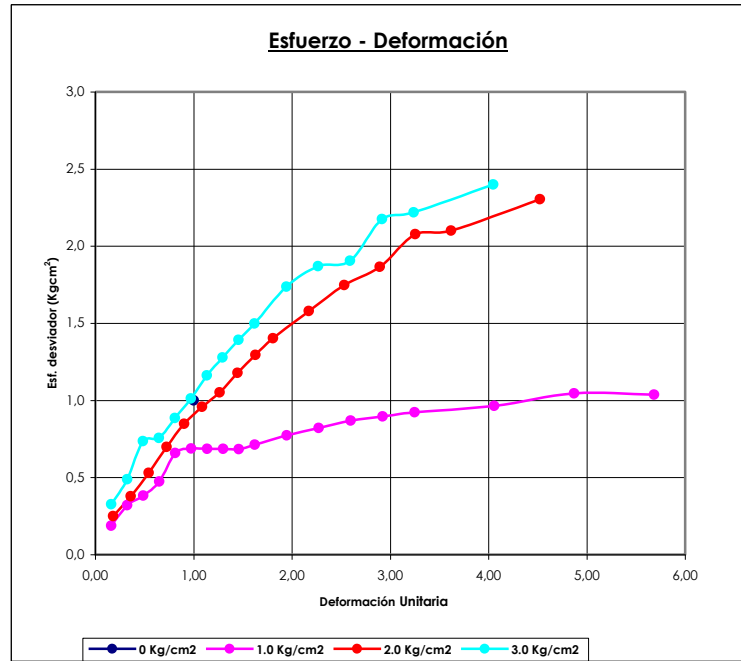
FECHA: 5 DE ABRIL DEL 2006

MUESTRA: 2

DATOS DE LA MUESTRA	ENSAYO TRIAXIAL						
DS= 4,62 cm.	LEC. DEF.	DEFORMACIÓN	LECT.DIAL	CARGA	DEFORMACIÓN	A. CORREG.	ESF. DESV.
Dm= 4,67 cm.	(plg*10-3)	cm.	(10-4 plg)	Kg.	UNITARIA(%)	cm2	Kg/cm2
Di= 4,69 cm.	5,00	0,013	31	4,278	0,1809	17,123	0,25
Dp= 4,66 cm.	10,00	0,025	47	6,486	0,3618	17,154	0,38
Ho= 7,02 cm.	15,00	0,038	66	9,108	0,5427	17,186	0,53
Ao= 17,09 cm ²	20,00	0,051	87	12,006	0,7236	17,217	0,70
Vo= 119,99 cm ³	25,00	0,064	106	14,628	0,9046	17,248	0,85
W= 171,90 g.	30,00	0,076	120	16,560	1,0855	17,280	0,96
	35,00	0,089	132	18,216	1,2664	17,312	1,05
γs= 1,433 g/cm ³	40,00	0,102	148	20,424	1,4473	17,343	1,18
σ3= 1,00 Kg/cm ²	45,00	0,114	163	22,494	1,6282	17,375	1,29
Cte= 0,138 Kg/10-4 plg	50,00	0,127	177	24,426	1,8091	17,407	1,40
 ROTURA	60,00	0,152	200	27,600	2,1709	17,472	1,58
	70,00	0,178	222	30,636	2,5328	17,537	1,75
	80,00	0,203	238	32,844	2,8946	17,602	1,87
	90,00	0,229	266	36,708	3,2564	17,668	2,08
	100,00	0,254	270	37,260	3,6182	17,734	2,10
	125,00	0,318	299	41,262	4,5228	17,902	2,30
	150,00						
	175,00						
							MÁXIMO

NÚMERO DE CÁPSULA	1	2
PESO DE CÁPSULA	10,90	11,10
PESO DE CAP+S. HUM	22,30	26,40
PESO DE CAP+ S. SECO	18,80	21,10
PESO DE AGUA	3,50	5,30
PESO DE S. SECO	7,90	10,00
CONTENIDO DE HUMEDAD	44,30	53,00
CONTENIDO MEDIO DE H.	48,65	

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO



Datos Importantes Para el cálculo

Ángulo de Fricción:

$$\phi = 23,82^\circ$$

Cohesión del suelo:

$$c = 0,1197 \text{ Kg/cm}^2$$

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN LA PUNTA DE LOS MICROPILOTES "qp"

Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

Autor: Braja M. Das

Diámetro o ancho de la cimentación
Profundidad de la cimentación

D=	22	cm
Df=	120	cm.

$q = \gamma Df$	$Nq = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi tg\phi}$	$Nc = (Nq - 1) ctg\phi$	$N\gamma = 2(Nq + 1)tg\phi$
-----------------	---	-------------------------	-----------------------------

Datos del Programa

Cálculos del Programa

$\phi = 23,82^\circ$

$Nq = 9,42$

$c = 0,119683 \text{ Kg/cm}^2$

$Nc = 19,08$

$\gamma = 0,001677 \text{ Kg/cm}^3$

$N\gamma = 9,20$

$q' = 0,20119 \text{ Kg/cm}^2$

Como el ancho o diámetro D es relativamente pequeño, el término $\gamma D N\gamma$ se cancela del lado derecho, por lo que nos queda la siguiente ecuación:

$$qu = qp = c * Nc * + q' Nq *$$

Capacidad de Carga última por área unitaria

$qp = 4,1791 \text{ Kg/cm}^2$

$qp = 41,791 \text{ T/m}^2$

Capacidad de Carga Admisible por área unitaria

Aplicando un Factor de Seguridad de 3.5

$q adm = 1,194 \text{ Kg/cm}^2$

$q adm = 11,94 \text{ T/m}^2$

Es importante señalar que, dependiendo dónde se vaya a realizar el proyecto, es necesario aplicar este tipo de pruebas, ya que si bien es cierto en el análisis o estudio de los suelos muchos investigadores no coinciden con sus teorías, es mejor tomar estas herramientas a no tener ninguna referencia.

3.1.3. Factor de seguridad.

Como se realizó en las dos pruebas anteriores, el cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones, requiere aplicar un factor de seguridad (F_s) a la capacidad de carga última bruta o “ q admisible”.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

Muchos ingenieros coinciden en utilizar un factor de seguridad de 3 o 3.5 en todos los casos, pero cuando se tiene una gran duda un factor de seguridad de 4 es una gran garantía.

La presión admisible en la cimentación no puede exceder la capacidad de carga admisible, corrientemente es menor.

3.1.4 Presuntas cargas unitarias admisibles.

El método más antiguo para determinar la presión admisible de una cimentación es confiar en experiencias anteriores en suelos similares de la región. Muchos ingenieros acumulan información de los éxitos obtenidos en proyectos anteriores, esto es lo que se llama presuntas cargas unitarias admisibles, porque se presume basándose en obras anteriores.

Muchos códigos de construcciones incluyen estas tablas y son con frecuencia una guía de gran ayuda, es por esto que a continuación se incluye la tabla 9.4, para estructuras simples, tomada del libro “Introducción a la Mecánica de Suelos y cimentaciones del autor George B. Sowers.

Presuntas Cargas Unitarias Admisibles Tabla 9.4 Pagina 507		
Libro: Introducción a la Mecánica de Suelos y cimentaciones		
	Kg/ cm ²	Kg/ cm ²
Arena muy suelta Seca	0.0-0.5	Inundada 0.0-0.3
Arena suelta Seca	0.5-1.5	Inundada 0.3-1.0
Arena firme	1.5-3.0	Inundada 1.0-2.0
Arena compactada	3.0-6.0	Inundada 2.0-4.0
Arcilla blanda	0.0-0.75	
Arcilla firme	0.75-1.25	
Arcilla resistente	1.25-2.50	
Arcilla dura	2.50-5.00	
Roca en capas fracturadas	5.00-15.00	
Roca con algunas fisuras	15.00-40.00	
Roca sana	40.00-100.00	

Tabla 3.2 Presuntas cargas unitarias admisibles

3.1.5 Método de la Prueba de la Barra.

Uno de los principales problemas que puede tenerse al tratar de determinar la capacidad portante de los suelos, es que resulta muy difícil realizar triaxiales en toda el área donde se va a implantar el invernadero, ya sea por su costo o por el tiempo que se requiere para extraer los cubos de muestra, tomando en cuenta que, de acuerdo a los técnicos de suelos se necesita por lo menos 3 calicatas cada 100 m de terreno.



Fotografía 3.2 Prueba de la Barra

Esto determina que se busque varias alternativas para tratar de determinar la capacidad portante de un suelo, partiendo desde los ensayos triaxiales, pasando por tablas obtenidas de la experiencia en donde se determinan presuntas Cargas Unitarias Admisibles, hasta llegar a la Prueba de la Barra muy utilizado por los constructores de invernaderos, que si bien es cierto resulta un tanto empírico, ha dado muy buenos resultados.

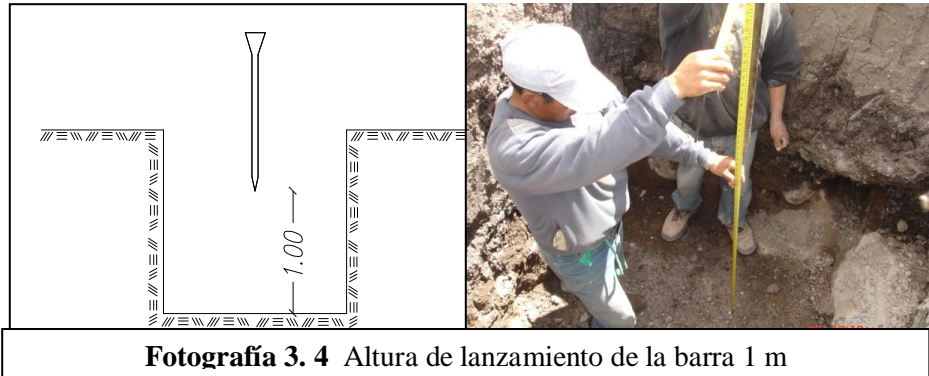
Se ha consultado bibliografía tanto escrita, como en Internet que indique como debe realizarse esta prueba, sin tener ningún resultado. Gracias a que en la Escuela Politécnica del Ejército contamos con un distinguido catedrático, el Ing. Ignacio Dávila quien ha colaborado con la docencia por más de 50 años, además de que el mencionado ingeniero ha comprobado la efectividad que puede llegar a tener esta prueba, siempre y cuando se siga algunas recomendaciones que se presentarán a continuación:

Esta prueba debe realizarse con una barra de 14 libras de peso de preferencia utilizada y no nueva, con el objeto de que la punta ya tenga un desgaste, lo que se conoce como punta roma.



Fotografía 3.3 Barra con punta roma

La barra debe ser lanzada con la punta hacia abajo, desde una altura de 1 m. al suelo donde se va a cimentar.



Una vez que la barra penetra el suelo, se mide la longitud de penetración, a la que llamaremos “d”, siendo importante señalar que esta distancia debe ser medida en “cm”. Finalmente debe utilizarse la siguiente fórmula para determinar la capacidad del suelo.

$$q_{adm} = \frac{1}{d} * 10$$



El Ing. Ignacio Dávila recomienda esta prueba para suelos con presencia de limos, arenas y cangaguas señalando que se debe tener un cuidado especial en suelos donde puedan existir gravas, además manifiesta que, esta prueba se puede utilizar en estructuras flexibles

q adm Obtenido de La Prueba de la Barra

$$q_{adm} = \frac{1}{d} * 10$$

Prof. que penetra la barra= 2.60 [cm.]

Tensión del terreno (t) = 3.85 [Kg /cm²]

3.2 MICROPILOTES

3.2.1 Conocimientos generales.



Fotografía 3. 6 Micropilote de Invernadero

Los pilotes son anteriores a la historia que conocemos. Hace 12000 años los habitantes neolíticos de Suiza hincaron postes de madera en los **blandos fondos** de lagos poco profundos, para construir sus casas sobre ellos y protegerse de los animales que los amenazaban, Venecia incluso fue construida sobre pilotes de madera sobre el río Po.

En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor.

De esta manera, la capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Es así que en un principio se crearon reglas primitivas mediante las cuales la carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe de un martillo de peso y altura de caída conocidos. Como el tipo de estructura de esa época no sufría grandes asentamientos, no surgió otro material que lo reemplace.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, se crea una demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto como una solución que supera largamente al pilote de madera, debido a que podía ser fabricado en unidades de las mismas dimensiones que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar compresiones y tensiones mucho mayores. Además que puede moldearse en cualquier forma estructural de acuerdo a las solicitaciones de carga y del tipo de suelo en el que se construyen.

Con el desarrollo de las máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por los pilotes moldeados in-situ. En la actualidad las cimentaciones de pilotes tienen el mismo propósito y otros como es nuestro caso, los micropilotes utilizados como cimientos para invernaderos han tenido grandes resultados, la experiencia de BIOACERO en la construcción de un sinnúmero de invernaderos son un testimonio real y tangible del excelente comportamiento que tienen los llamados micropilotes

Aquí muchos se preguntarán, ¿Porqué una cimentación de 20 cm de diámetro con profundidades de 1.5 m debe ser analizada como un pilote o como nosotros los llamamos micropilotes?.

La respuesta es simple y nos basaremos en la “Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghi”, quien fue el primero en presentar una investigación completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones, a la que se hace referencia en el libro de PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES DEL AUTOR BRAJA M. DAS.

De acuerdo con este libro, Editado por Internacional Thomson, **Terzaghi concluyó que una cimentación se la debe analizar como profunda, si D_f es mayor que el ancho o el diámetro de la misma, Sin embargo a esto investigadores posteriores sugirieron que cimentaciones con D_f mayor que 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser analizadas como cimentaciones profundas**

Considerando que la mayoría de micropilotes utilizados por BIOACERO, son perforados y fundidos en situ a una profundidad mínima " D_f " de 120 cm, y tomando en cuenta que su diámetro mínimo es de 22 cm, puede concluirse que D_f es igual a 5,5 veces el diámetro del micropilote.

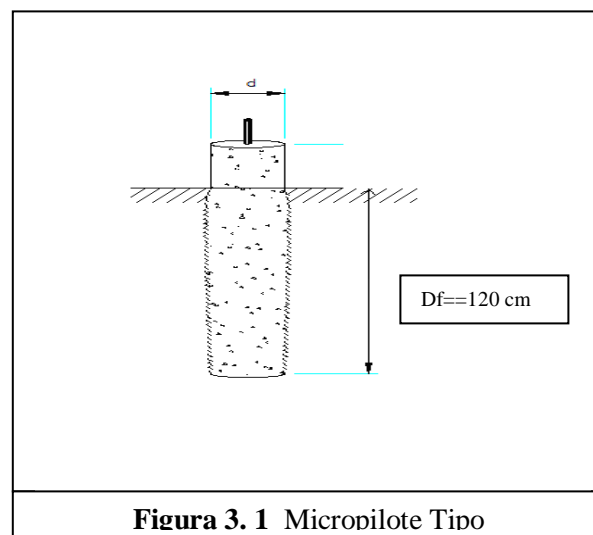


Figura 3. 1 Micropilote Tipo

Esta es una razón más por la que estas estructuras son consideradas como No Convencionales. Ya que no existe en el País ningún código que nos indique cómo debe ser diseñada la cimentación para invernaderos.

Sin embargo de ello, los micropilotes ya han sido utilizados por empresas mexicanas para la construcción de viviendas y sin irnos muy lejos en el sur de la ciudad de Quito, se han construido edificios de hasta 8 pisos utilizando este sistema de cimentación.

Se construyen perforando el agujero en el terreno y llenándolo con concreto, un micropilote de fricción adquiere su capacidad de carga principalmente del suelo que lo rodea, por la resistencia al corte que se desarrolla entre el suelo y el micropilote. El suelo que está cerca del extremo inferior del micropilote soporta un porcentaje muy pequeño de carga.

Los micropilotes son elementos con una capacidad portante inferior a la de los pilotes. Con el uso de micropilotes se elimina las obras complementarias de unión de los micropilotes a la estructura, además, las obras a ejecutar pueden programarse en un corto tiempo y con costos bajos, en particular si se conocen datos característicos del terreno.

3.2.2 Diseño de micropilotes.

Buscar la manera de cómo diseñar un micropilote cuando la mayoría de los libros investigados nos hablan de pilotes con longitudes de 15 m, 30 m y hasta 50 m, resulta un tanto difícil y a la vez un reto para la elaboración de esta investigación.

Extensa es la bibliografía sobre cómo diseñar pilotes, pero muy poco o casi nada existe escrito sobre cómo diseñar estos pequeños micropilotes, a pesar de que estos estudios no son nuevos ni recientes, muchos constructores e investigadores prefieren guardar celosamente estos conocimientos.

Sin embargo nos basaremos en todas las hectáreas de invernaderos construidas sobre estos pequeños micropilotes, y trataremos de adaptar los conceptos y cuadros existentes en libros para diseños de pilotes.

La capacidad de una cimentación de micropilotaje para soportar cargas sin falla o asentamiento excesivo depende de varios factores: El fuste del micropilote, la transmisión de la carga que soporta el micropilote al suelo y los estratos subyacentes de roca que finalmente soportan la carga.

La resistencia que puede tener un micropilote se determina por una simple ecuación y es igual a la suma entre la capacidad de carga del micropilote tomada en la punta más la resistencia total por fricción generada en el interfaz suelo-pilote.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Numerosos estudios tratan sobre la determinación de los valores Q_p y Q_s . Excelentes resúmenes de muchas investigaciones fueron proporcionados por Meyerhof, Vesic, Coyle y Castello entre otros.

Terzaghi introdujo factores adicionales para tener en cuenta el rozamiento a lo largo del fuste del micropilote, determinado la siguiente ecuación, similar a la utilizada según las normas mexicanas.

$$Q_u = A_p q_{adm} + 2 \pi r f_s D$$

F_s = Rozamiento superficial entre el micropilote y el suelo

D = Longitud del micropilote.

r = Radio del micropilote.

A_p = Área de la punta del micropilote

q_{adm} = Capacidad de Carga Admisible por área unitaria.

Los valores de f_s dependen del material del que está hecho el micropilote y de las características del suelo que lo rodea.

A continuación se presenta una tabla con diferentes valores para el coeficiente de rozamiento superficial que dependen del tipo de suelo que tengamos.

Valores de Rozamiento superficial para micropilotes		
Tabla tomada del libro Diseño y construcción de cimientos Autor M.J. TOMLINSON TABLA 6.1 PÁG. 346		
Tipos de suelo	Rozamiento superficial	
Limo y arcilla blanda	0.0732	0.2928
Arcilla muy firme	0.488	1.952
Arena suelta	0.122	0.366
Arena densa	0.3416	0.6832
Grava densa	0.488	0.976
Tabla 3. 3 Valores del rozamiento superficial		

Según las normas mexicanas se adopta un valor de 0.3 para el coeficiente de rozamiento sin importar el tipo de suelo, esto obligó a buscar una tabla que tenga relación con este valor y lo que se encontró es la siguiente tabla que consta el Libro Introducción a la Mecánica de Suelos y cimentaciones:

Valores del coeficiente de fricción	
Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones Autor George B Sowers	
Material	Coeficiente de fricción.
Madera	0.4
Concreto rugoso	Tan \emptyset
Concreto liso	0.3-0.4
Acero limpio	0.2
Acero rugoso	0.4
Metal corrugado	Tan \emptyset
Tabla 3. 4 Valores del coeficiente de Fricción.	

Según Tomlinson se puede usar un factor de adhesión a de 0.45 para micro pilotes excavados en muchas arcillas; aunque para pilotes cortos en arcilla muy fisurada, un valor de 0.3 es más usual. Se han reportado valores de 0.49 a 0.52 para arcillas de California. Para arcilla dura puede ser tan bajo como 0.1.

Tomlinson recomienda utilizar un valor de 0.45 si no se tiene experiencia previa con la arcilla.

Es importante también considerar el análisis que se realiza en el Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes para determinar el valor de f_s llamado por ellos como fricción lateral en suelos compuestos por arenas.

En el texto se señala que la fricción lateral f_s se debe estimar en forma similar al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo. Para arenas homogéneas, implica la suposición de que f_s debe resultar proporcional a la presión por sobrecarga efectiva promedio P_s a lo largo de la superficie lateral:

$$f_s = K_s P_s \tan \delta$$

K_s = Coeficiente de fricción lateral.

$\tan \delta$ = Coeficiente de fricción entre el material y el pilote.

P_s = Presión por sobrecarga efectiva promedio

Los valores de K_s y $\tan \delta$ se presentan en la siguiente tabla investigada por Broms.

VALORES DE LOS COEFICIENTES K_s y δ		
Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes		
Autor Instituto de Ingeniería UNAM		
Material del Pilote	K_s	δ
Concreto	2	3/4 \emptyset
Acero	2	20°

Tabla 3. 5 Valores del coeficiente de K_s y δ según la UNAM

Iguales valores para Ks podemos encontrar en el Libro Introducción a la Mecánica de Suelos y cimentaciones:

Valores de Los coef. Ks	
Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones	
Autor George B Sowers	
Material del Pilote	Ks
Arena suelta	0.75 - 1.5
Arena compactada	1.00 - 2.0

Tabla 3. 6 Valores del coeficiente de Ks según Sowers

Finalmente, muchos investigadores recomiendan que la Resistencia Admisible de un Micropilote se obtiene dividiendo la carga última por un factor de seguridad. Pero también los factores de seguridad se pueden aplicar a la capacidad de carga última o a las capacidades de carga por fricción y por punta separadamente.

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3 \text{ o } 4} + \frac{Q_s}{1.5}$$

Para nuestro caso sólo se aplicará el factor de seguridad a la resistencia por fricción ya que el factor de seguridad a la resistencia en la punta se lo consideró al determinar la capacidad de carga admisible por unidad de área.

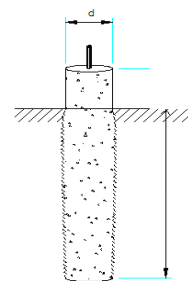
3.2.3 Cálculos de micropilotes.

Para tratar de aplicar todos los conocimientos antes escritos se presenta una serie de ejercicios realizados con los valores de capacidad de carga admisible por área unitaria obtenida de los ensayos de suelos para los sectores de Lasso y Cayambe. Además las dimensiones que se adoptarán para los micropilotes, son las más comunes en la práctica real.

DISEÑO DEL MICROPILOTE MÉTODO MEXICANO
SECTOR DE CAYAMBE

Dimensiones del Micro pilote

Diámetro del micropilote =	22.00	[cm.]
Diámetro del bulbo =	22.00	[cm.]
Longitud del micropilote =	120.00	[cm.]
Prof. del suelo de actividad radicular =	30.00	[cm.]



Estudio de suelos

Tensión del terreno (t) =	1.19	[Kg /cm ²
Coef. de Roz. utilizado por los Mexicanos (f) = entre la cimentación y el suelo	0.30	[Kg /cm ²

Resistencia Por Fricción "Qs"

Cálculo de la superficie de Fricción.

$$Sup\ fricción = \pi \times Diam\ pilote \times Long\ pilote$$

Restamos 30 cm a la longitud Del Micropilote del suelo de actividad radicular y ferti-irrigación. Estas dos características hacen que esta capa superficial al ser elemento de trabajo agrario, permanente permanezca suelta (cohesión mínima=0) y húmeda

Longitud sin el suelo de actividad radicular =	90.00	[cm.]
$A_s =$	6220.353	[cm ²]

$$Q_s = Sup\ fricción \times Coef\ Rozamiento$$

$$Q_s = 1.866 \quad [T]$$

Considerando un factor de seguridad de 1.5

$$Q_s = 1.244 \quad [T]$$

Resistencia Por Compresión del bulbo "Qp"

Área de la punta del micropilote

$$A_p = 0,25 \times \pi \times (diam\ bulbo)^2$$

$$A_p = 380.133 \quad [cm^2]$$

$$Q_p = A_p \times q\ adm$$

$$Q_p = 0.452 \quad [T]$$

Resistencia admisible del Micropilote "Q adm"

$$Q_{adm} = Q_s + Q_p$$

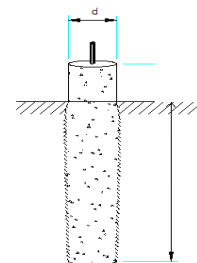
$$Resist.\ adm = 1.696 \quad [T]$$

DISEÑO DEL MICROPILOTE MÉTODO MEXICANO

SECTOR DE LASSO

Dimensiones del Micro pilote

Diámetro del micropilote =	22,00	[cm.]
Diámetro del bulbo =	22,00	[cm.]
Longitud del micropilote =	120,00	[cm.]
Prof. del suelo de actividad radicular=	30,00	[cm.]



Estudio de suelos

Tensión del terreno (t) =	3,98	[Kg /cm ²
Coef. de Roz. utilizado por los Mexicanos (f) =	0,30	[Kg /cm ²

entre la cimentación y el suelo

Resistencia Por Fricción "Qs"

Cálculo de la superficie de Fricción.

$$\boxed{Sup \text{ fricción} = \pi \times Diam \text{ pilote} \times Long \text{ pilote}}$$

Restamos 30 cm a la longitud Del Micropilote del suelo de actividad radicular y ferti-irrigación Estas dos características hacen que esta capa superficial al ser elemento de trabajo agrario, permanente permanezca suelta (cohesión mínima=0) y húmeda

Longitud sin el suelo de actividad radicular=	90,00	[cm.]
As=	6220,353	[cm ²]

$$\boxed{Qs = Sup \text{ fricción} \times Coef \text{ Rozamiento}}$$

$$Qs = 1,866 \quad [T]$$

Considerando un factor de seguridad de 1.5

$$Qs = 1,244 \quad [T]$$

Resistencia Por Compresión del bulbo "Qp"

Área de la punta del micropilote

$$\boxed{Ap = 0,25 \times \pi \times (diam \text{ bulbo})^2}$$

$$Ap = 380,133 \quad [cm^2]$$

Resistencia por Compresión.

$$\boxed{Qp = Ap \times q \text{ adm}}$$

$$Qp = 1,513 \quad [T]$$

Resistencia admisible del Micropilote "Q adm"

$$\boxed{Qadm = Qs + Qp}$$

$$Resist. \text{ adm} = 2,757 \quad [T]$$

DISEÑO DEL MICROPILOTE MÉTODO TERZAGHI

SECTOR DE CAYAMBE Dimensiones del Micropilote

Diámetro del micropilote =	22.00	[cm.]
Diámetro del bulbo =	22.00	[cm.]
Longitud del micropilote =	120.00	[cm.]
Prof. del suelo de actividad radicular=	30.00	[cm.]

Valores de Rozamiento superficial para micropilotes		
Autor M.J. TOMLINSON TABLA 6.1 PÁG. 346		
Tipos de suelo		Rozamiento superficial
Limo y arcilla blanda	0.0732	0.2928
Arcilla muy firme	0.488	1.952
Arena suelta	0.122	0.366
Arena densa	0.3416	0.6832
Grava densa	0.488	0.976

Estudio de suelos

Tensión del terreno (t) =	1.19	[Kg /cm ²]
Coef de Roz. Tabla 6.1(f) =	0.293	[Kg /cm ²]

Resistencia Por Fricción "Qs"

$$Q_s = 2\pi r D \times f_s$$

f_s=Rozamiento superficial entre el micropilote y el suelo

D= Longitud del micropilote.

r= Radio del micropilote.

Cálculo de la superficie de Fricción.

$$Sup \text{ fricción} = \pi \times Diam \text{ pilote} \times Long \text{ pilote}$$

Restamos 30 cm a la longitud Del Micropilote del suelo de actividad radicular y ferti-irrigación
Estas dos características hacen que esta capa superficial al ser elemento de trabajo agrario permanente permanezca suelta (cohesión mínima=0) y húmeda

Longitud sin el suelo radicular=	90.00	[cm.]
<i>A_s</i> =	6220.353	[cm ²]

Resistencia por Fricción.

$$Q_s = 1.821 \quad [T]$$

Considerando un factor de seguridad de 1.5

$$Q_s = 1.214 \quad [T]$$

Resistencia Por Compresión del bulbo "Qp"

Área de la punta del micropilote

$$A_p = 0,25 \times \pi (\text{diam bulbo})^2$$

$$A_p = 380.133 \quad [\text{cm}^2]$$

Resistencia por Compresión.

$$Q_p = A_p \times q_{dm}$$

$$Q_p = 0.452 \quad [T]$$

Resistencia Admisible del Micropilote "Q adm"

$$Q_{adm} = Q_s + Q_p$$

$$\text{Resist. admis} = 1.667 \quad [T]$$

DISEÑO DEL MICROPILOTE MÉTODO TERZAGHI

SECTOR DE LASSO

Dimensiones del Micropilote

Diámetro del micropilote =	22,00	[cm.]
Diámetro del bulbo =	22,00	[cm.]
Longitud del micropilote =	120,00	[cm.]
Prof. del suelo de actividad radicular=	30,00	[cm.]

Valores de Rozamiento superficial para micropilotes		
Autor M.J. TOMLINSON TABLA 6.1 PÁG. 346		
Tipos de suelo	Rozamiento superficial	
Limo y arcilla blanda	0,0732	0,2928
Arcilla muy firme	0,488	1,952
Arena suelta	0,122	0,366
Arena densa	0,3416	0,6832
Grava densa	0,488	0,976

Estudio de suelos

Tensión del terreno (t) =	3,98	[Kg /cm ²]
Coef de Roz. Tabla 6.1(f) =	0,366	[Kg /cm ²]

Resistencia Por Fricción "Qs"

$$Q_s = 2\pi r D \times f_s$$

f_s=Rozamiento superficial entre el micropilote y el suelo

D= Longitud del micropilote.

r= Radio del micropilote.

Cálculo de la superficie de Fricción.

$$Sup \text{ fricción} = \pi \times Diam \text{ pilote} \times Long \text{ pilote}$$

Restamos 30 cm a la longitud Del Micropilote del suelo de actividad radicular y ferti-irri
Estas dos características hacen que esta capa superficial al ser elemento de trabajo agrario permanente permanezca suelta (cohesión mínima=0) y húmeda

Longitud sin el suelo de actividad radicular=	90,00	[cm.]
As=	6220,353	[cm ²]

Resistencia por Fricción.

$$Q_s = 2.277 \quad [T]$$

Considerando un factor de seguridad de 1.5

$$Q_s = 1.518 \quad [T]$$

Resistencia Por Compresión del bulbo "Qp"

Área de la punta del micropilote

$$A_p = 0,25 \times \pi (\text{diam bulbo})^2$$

$$A_p = 380.133 \quad [\text{cm}^2]$$

Resistencia por Compresión.

$$Q_p = A_p \times q_{dm}$$

$$Q_p = 1.513 \quad [T]$$

Resistencia Admisibile del Micropilote "Q adm"

$$Q_{adm} = Q_s + Q_p$$

$$\text{Resist. admis} = 3.031 \quad [T]$$

**DISEÑO DE UN MICROPILOTE, CON EL MANUAL DEL
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM, PARA SUELOS ARENOSOS
SECTOR DE LASSO**

Dimensiones del Micropilote

Diámetro del micropilote =	22,00	[cm.]
Diámetro del bulbo =	22,00	[cm.]
Longitud del micropilote =	120,00	[cm.]
Prof. del suelo de actividad radicular=	30,00	[cm.]

Valores de Los coeficientes Ks y δ			
Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes			
Autor: Instituto de Ingeniería UNAM			
Material del Micro Pilote	Rozamiento superficial	Ks	δ
Concreto	0,0732	2	3/4 \emptyset
Acero	0,488	2	20°

Valores de Los coeficientes Ks			
Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones			
Autor George B Sowers			
Material del Micro Pilote	Rozamiento superficial	Ks	
Arena suelta	0,0732	0.75 - 1.5	
Arena compactada	0,488	1.00 - 2.0	

Estudio de suelos

Tensión del terreno (t) =	3,98	[Kg /cm ²]
Coefficiente de fricción lateral Ks=	2,00	

Resistencia Por Fricción "Qs"

$$As = \pi (\text{Diametro})(\text{Long del Micropilote sin el suelo radicular})$$

v	90,00	[cm.]
As=	6220,353	[cm ²]

Resistencia por Fricción.

$$Q_s = A_s f_s \quad f_s = K_s P_s \tan \delta$$

f_s = Fricción lateral efectiva a lo largo del fuste

K_s = Coeficiente de fricción lateral

P_s = Presión efectiva a la profundidad considerada

tang δ = Coef. de fricción entre el material del micropilote y el suelo

$$K_s = 2.000$$

$$P_s = \gamma * l$$

$$P_s = 0.144 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta = 3 / 4 \phi$$

$$\delta = 29^\circ$$

$$f_s = K_s P_s \tan \delta$$

$$f_s = 0.157 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_s = 0.974 \quad [T]$$

Considerando un factor de seguridad de 1.5

$$Q_s = 0.650 \quad [T]$$

Resistencia Por Compresión en la punta "Qp"

Área de la punta del micropilote

$$A_p = 0,25 \times \pi (\text{diam bulbo})^2$$

$$A_p = 380.133 \quad [\text{cm}^2]$$

Resistencia por Compresión.

$$Q_p = A_p \times q \text{ adm}$$

$$Q_p = 1.513 \quad [T]$$

Resistencia Admisible del Micropilote "Q adm"

$$Q_{adm} = Q_s + Q_p$$

$$\text{Resist. adm} = 2.162 \quad [T]$$

Para concluir se hace necesario indicar que la empresa BIOACERO ha realizado una serie de pruebas de carga y ha obtenido que los micropilotes con dimensiones como las calculadas han soportado como mínimo de 2.4 a 3 toneladas a la tracción simple en los sectores de Lasso y Cayambe.

En lo que se refiere al amarre de las cimentaciones, en el 100% de las estructuras visitadas se encontró que las cimentaciones (micropilotes) no están amarradas o vinculadas entre si, a diferencia de una estructura convencional en que los pilotes aislados usualmente son arriostrados entre sí para evitar las cargas excéntricas, o para evitar que al momento de hincar los pilotes no se ajusten a una verticalidad perfecta.

3.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARA DISEÑO

3.3.1 Introducción.

Una estructura no es útil sino se diseña para un uso sustentable, un angar debe servir para producir, una casa debe brindar todas las comodidades para que las personas vivan en ella, una represa debe cumplir con la función de transformar la energía y abastecer de agua a los seres vivos, una vía debe ser construida para el servicio, la producción y el comercio; un invernadero debe ser construido de modo que las plantas se desarrollen en su interior. Si no se cumplen con estas condiciones simplemente la ingeniería no sirve.

El Diseño geométrico del Invernadero parte de su uso, del fin de toda obra de ingeniería, que es la sostenibilidad en un cultivo de seres vivos permanentemente moradores de la estructura.

3.3.2 Parámetros geométricos

Basados en lo dicho iniciamos citando los siguientes parámetros geométricos que deben ser analizados al momento de llevar adelante un proyecto.

- Altura mínima
- Ancho de Cama y Camino (tipo y geometría de siembra)
- Ancho de Nave
- Separación entre columnas (Longitud de Cuadro sacada del espectro)
- Ancho del camino central
- Pendientes mínimas de cubiertas, canales y terreno.

Altura Mínima.- Es la altura medida desde la base del canal hasta el piso en una columna de culata.



Fotografía 3. 7.Altura de invernadero



Fotografía 3. 8 Medidor de Luminosidad

La importancia de este parámetro viene dada principalmente por las características de energía lumínica en Ecuador.

Considerando que en un día despejado variando a nublado puede obtenerse medidas de más de 10 000 Lux (5 a 10 veces más que en países nórdicos), es una de las razones por las que el invernadero de vidrio debe evitarse en nuestro medio.

Inclusive, se debe tener en cuenta que un ambiente cerrado y bajo, cuyo material de cubierta es polietileno, puede llegar a producir temperaturas muy altas esto se traduce en problemas como:

- Ambiente propicio para la difusión de hongos
- Exceso de humedad relativa en las mañanas
- Ennegrecimiento de pétalos rojos por exceso de temperatura.
- Cambios bruscos o notables de temperatura en el ambiente general del invernadero.
- Según algunos cultivadores de pimiento y hortalizas cambio en el sabor.

Si se quisiera, de todas maneras, por simple estadística hecha en invernaderos cubiertos con polietileno para todo tipo de cultivo, ofrecer un dato concreto, diríamos que la altura mínima promedio encontrada es de tres metros.

Una diferencia notable se da entre los cultivos de la zona norte del Ecuador “Cayambe” y los de la zona florícola Sur “Lasso” (más frío) encontrándose la altura mínima de 3.0m más usual para la primera zona y la de 2.60 m. para la segunda.

Estos parámetros pueden servir en un inicio, para la búsqueda que deberá hacer cada diseñador de invernadero y Agrónomo en su propia finca de acuerdo a sus condiciones particulares de clima a la intemperie, altura, tipo de cultivo y tipo de invernadero que desea utilizar.

Ancho de Cama y Camino.



Fotografía 3. 9 Ancho de cama y camino

Este es el factor más decisivo en el caso de los invernaderos.

Según el tipo de plantación, se debe prever un camino para el personal o máquina que cosecha, y un espacio para la mata en producción que se conoce como cama o espacio para banco. Así, si la suma de cama más camino fuera por ejemplo 1.10 m, cada invernadero mediría un múltiplo de esta medida, ya fuera 4.40 m, 5.50 m, 6.60 m, etc.

Es un error común tratar de copiar un invernadero de un catálogo y ajustarse a esa medida de ancho de nave, luego idearse un método de cosecha, una máquina, un carrito colector, un método de siembra, manejar los problemas de luz o clima interior etc.. Tan común fue este error hace 15 años, que hoy por hoy tenemos un ancho casi estándar de nave que es de 6,70 m en Ecuador y que no tiene realmente un fundamento primario técnico que lo sostenga, pues una nave de 6,65 o 6,75 o 6,60 m de ancho se comportaría agrónomicamente igual. La práctica más común es asociar la separación de columnas con lo agresivo de los vientos del sector. La explicación de esto es que los invernaderos se encuentran más difundidos para el uso en flor que para el uso hortícola, por tanto bajo esta óptica, la estructura para tutorar pierde importancia.

Ancho de Nave Como se indicó anteriormente, esta medida, está íntimamente ligada al ancho de cama y camino.



Fotografía 3. 10 Ancho de Nave

Es importante anotar además, que no existe razón técnica de peso que lo limite o regule desde el punto de vista agronómico.

La separación entre columnas en el sentido de la nave, es usualmente en Ecuador de 3.0 a 4.50 m. para invernaderos con cubierta de polietileno. En Colombia cuya velocidad y acción de viento son menores se encuentran separaciones entre columnas de alrededor de 5.0 m.

Bajo el punto de vista constructivo, el diseñador de invernadero, debe establecer los materiales que luego bajo cálculo estructural, se usarán. Recordemos que en otras regiones del mundo se usan anchos de nave de 10, 12 y hasta 20 m, lógicamente con los componentes estructurales que el caso amerite, y al costo que la estructura demande.

Separación entre columnas en el sentido Longitudinal de la Nave / Ancho del Camino Central

El ancho del camino central realmente no tiene mucho que ver con la separación de las columnas, dicho de otra forma, la separación de columnas no delimita el tamaño de camino central. Las matas en el caso de flor pueden salir de las columnas hacia el centro de la estructura con una simple adaptación del tutoraje liviano. Más bien hay que tomar en cuenta el espacio para el cable vía que se usará o que se pudiera usar en el futuro.

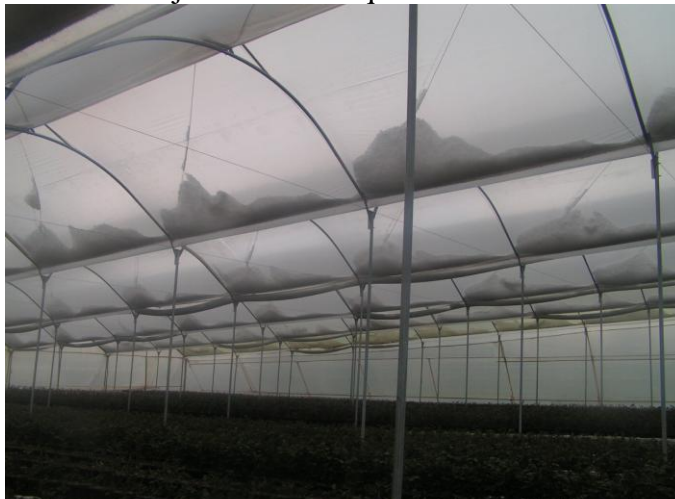
De la determinación del espectro más usual de invernadero obtenida de la visita a fincas en el Capítulo II, se deriva el siguiente cuadro

Especificaciones	Velocidad	Descripción	Velocidad (Km/h)	Numero de Beaufort	Ancho cuadro máximo (m)
La acción del viento se percibe sobre la cara, se escucha el susurrar de las hojas, se mueven veletas		Brisa Suave	6-11	2	
Hojas y ramas pequeñas en movimiento continuo, banderas de tejido suave se extienden por el viento		Brisa Leve	12-19	3	
Se levanta el polvo y los papeles sueltos, pequeñas ramas se mueven		Brisa Moderada	20-28	4	
Empieza a mecerse todo el ramaje de los árboles pequeños, se forman pequeñas crestas de agua en las lagunas		Viento moderado	29-38	5	
Se mueven las ramas grandes de los árboles, se escucha el silbido del viento, ramitas en el piso		Viento fuerte	39-49	6	4.6
Las copas de los árboles se mueven totalmente, se comienza a sentir dificultad en la marcha contra el viento		Viento muy fuerte	50-61	7	4.35
Ramas de árboles se rompen, dificultad en el avance del personal.		Temporal	62-74	8	4.00
Ocurren pequeños daños en las estructuras, son arrancadas algunas tejas de los techos		Temporal Fuerte	75-88	9	4.00
Se ven árboles con raíces arrancadas del suelo, ocurren daños considerables a las estructuras		Temporal muy Fuerte	89-102	10	3.8
Daños generados por doquier		Tempestad	103-117	11	3.8
Sin especificaciones		Huracán	118 o mas	12	

Tabla 3. 7 Escala Beaufort actualizada para definir el ancho del cuadro según la velocidad del viento

Pendientes mínimas de cubiertas y canales.

Se debe empezar señalando que no hay datos sobre polietileno en lámina como material de cubierta en obras civiles, tampoco existe literatura respecto a las pendientes mínimas que deben cumplir. Además las cubiertas de polietileno no son de carga, sino más bien deben cumplir con la función de desalojar el material que cae sobre ellas hacia los canales.



Fotografía 3. 11 Cubiertas que desalojan el granizo

Es por esto que para crear las cerchas en las visitas a invernaderos fueron tomados datos de para estadísticamente establecer la pendiente que más se sujete a las exigencias de nuestros invernaderos.

Estas pendientes fueron verificadas con un sencillo ensayo utilizando una herramienta que la llamaremos **Medidor de pendientes** (Referencia fig 3.12), al cual rociamos gotas de agua como se puede apreciar en la figura inferior.



Fotografía 3. 12 Medidor de pendientes.

Una vez que se han colocado las gotas de agua, se va variando el ángulo de inclinación hasta que las gotas sean desalojadas debido a la pendiente. Cabe señalar que para el efecto se realizó varios ensayos, llegando a determinar que las pendientes de desalojo esta en un promedio de 20°.



Fotografía 3. 13 Desalojo de las gotas de agua.

Como se puede apreciar en la **Fot. 3.14**, los canales a donde resbala el material del polietileno también deben cumplir con una pendiente longitudinal en los túneles, debiéndose diseñar columnas con diferentes alturas.



Fotografía 3. 14 Desalojo a través de las pendientes long.

De lo analizado anteriormente se llegó a establecer la geometría para el modelo de análisis:

Composición de la Estructura	
Ord	Elementos.
01	Cuatro naves.
02	Nueve cuadros de 4,0 m
03	Ancho de nave de 6,70 m

Tabla 3. 8 Datos de la composición geométrica del invernadero

Alturas de las Columnas	
No	Altura (m)
01	2.63
02	2.86
03	3.09
04	3.32
05	3.55
06	3.78
07	3.49
08	3.2
09	2.91
10	2.62

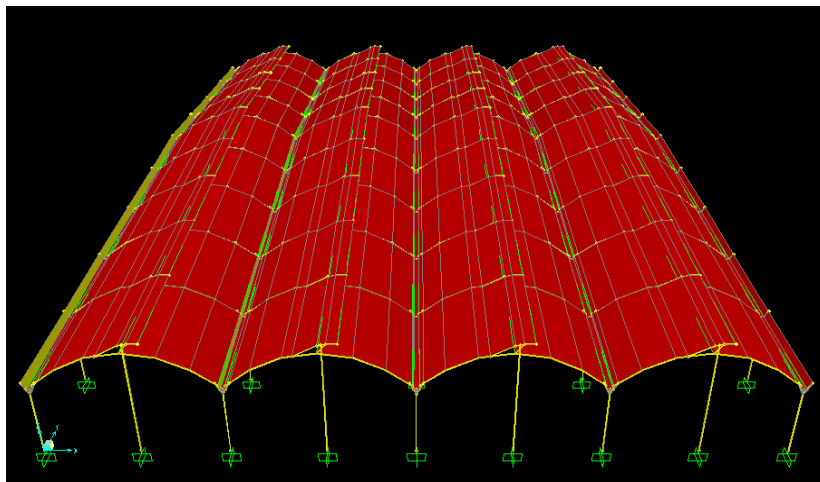


Tabla 3. 9 Alturas de las diferentes columnas del invernadero

3.4 DISEÑO DE LA GEOMETRÍA EN SAP

3.4.1 Introducción.

Gracias al avance de la tecnología que cada vez nos brinda mejores herramientas y programas que optimizan los diseños estructurales, es así como hoy podemos contar con el SAP (Structural Analysis Program o Programa de Análisis Estructural) 2000 versión 10.0.1, que incluye una serie cada vez mayor de perfeccionamientos técnicos para el cálculo de estructuras, muchos de los cuales se consideran ya estándar.



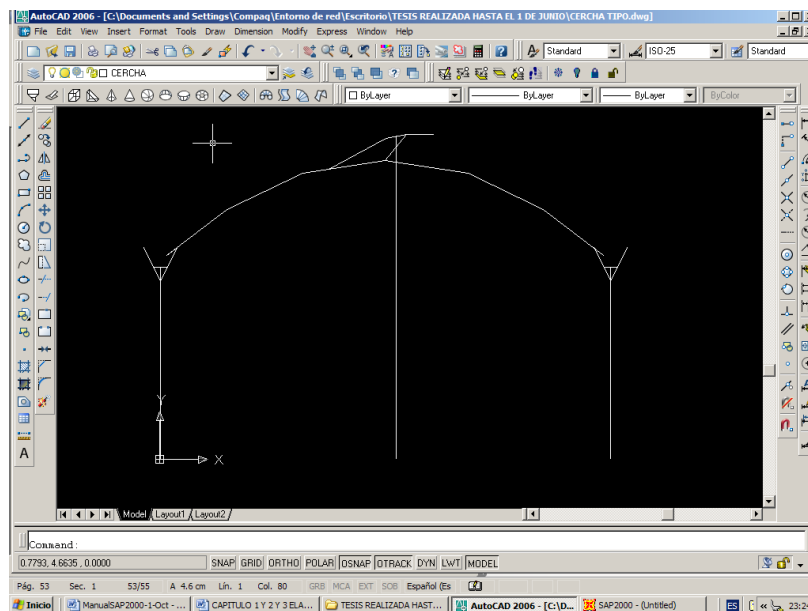
Fotografía 3.15 Sr. Codirector del Proyecto
Ing. Pablo Caiza

Conviene además señalar que para el diseño estructural utilizando el SAP, se tendrá el apoyo del Sr. Ing. Pablo Caiza, Codirector del proyecto, catedrático de la facultad de Ingeniería Civil e investigador del Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército (CEINCI), el mismo que se ha profundizado, en el diseño de estructuras con el SAP 2000.

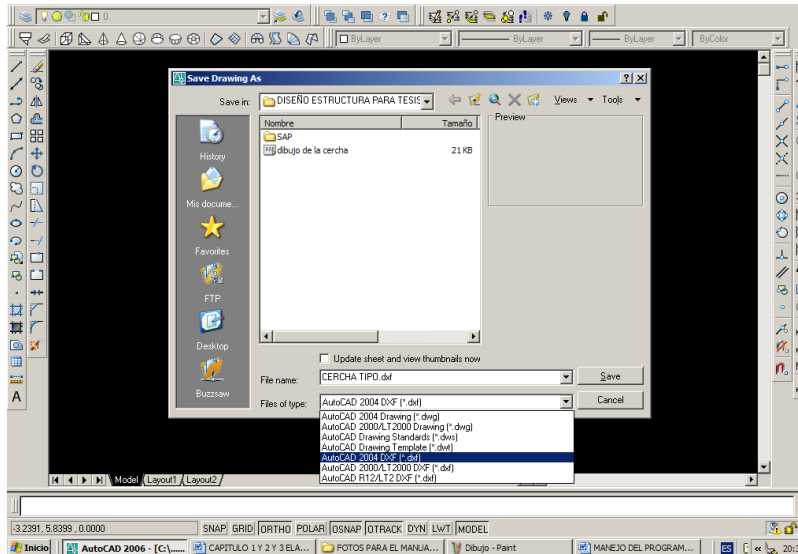
Con el objeto de dotar de un apunte o manual presentamos a continuación algunas recomendaciones a seguir para diseñar este tipo de estructuras flexibles.

3.4.2 Apuntes y recomendaciones para el uso del programa SAP 2000 versión 9.03 en el análisis sísmico de estructuras.

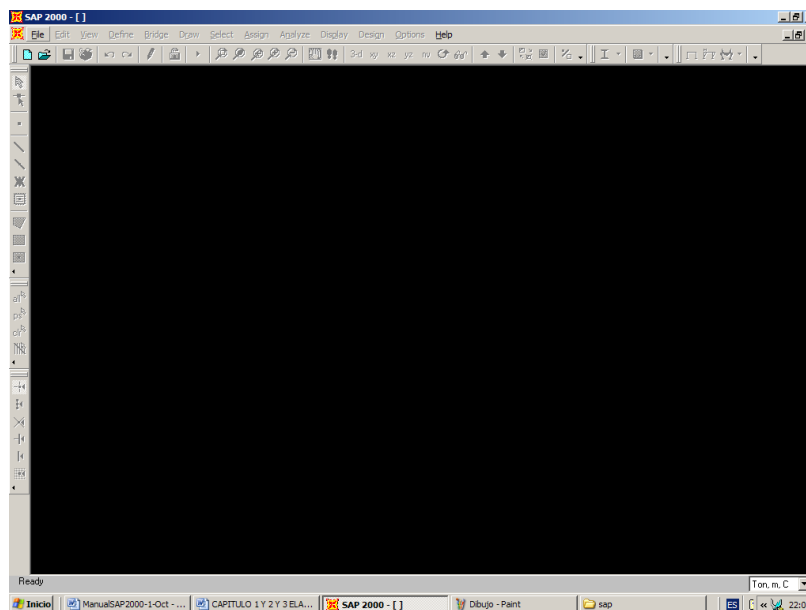
Es importante comenzar dibujando una CERCHA TIPO con todos sus elementos y dimensiones, en el programa AUTOCAD, la misma que debe ser trasladada a las coordenadas $X=0$, $Y=0$ y $Z=0$, y guardada en un **LAYER**, que puede tener el nombre **CERCHA**, para facilitar la importación al SAP 2000.



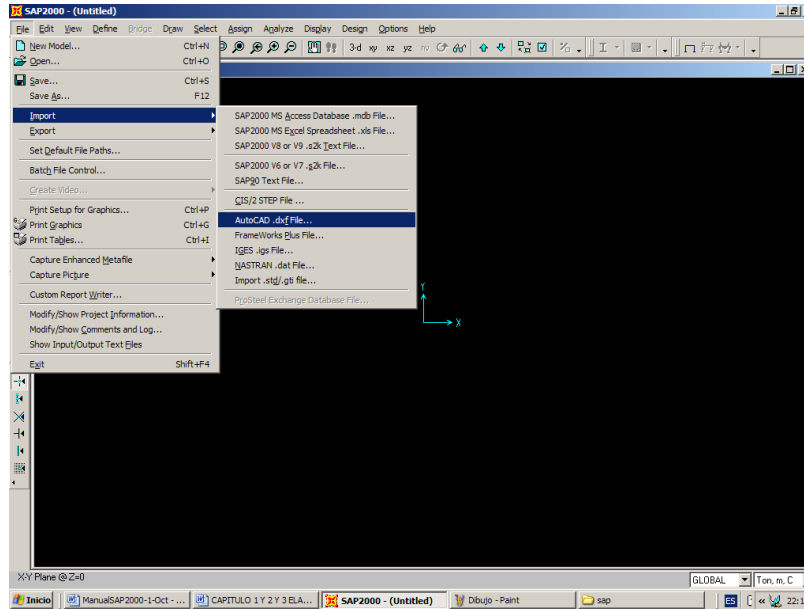
Una vez que se ha terminado de dibujar la cercha tipo, se debe guardar el archivo con una extensión (*.dxf), que es el que reconoce el SAP cuando se desea importar un dibujo de AUTOCAD.



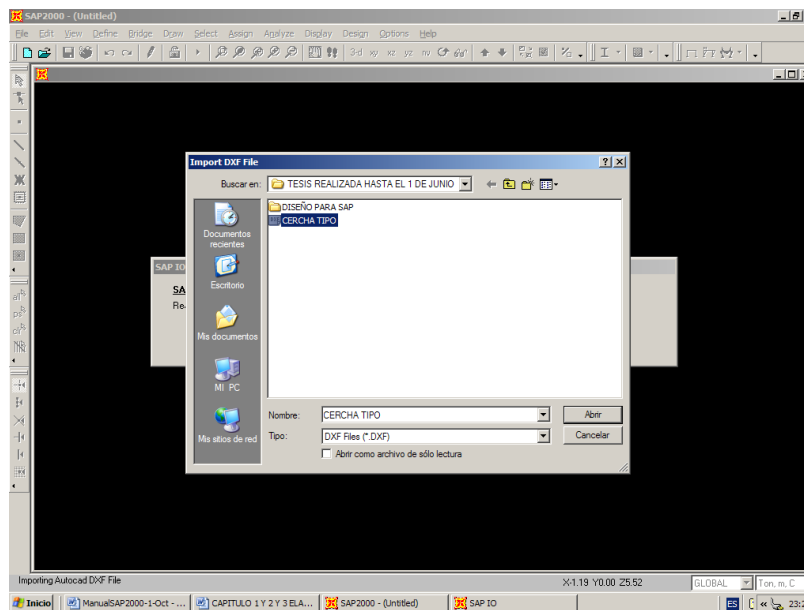
Al ejecutar el programa SAP2000. Seleccione las unidades iniciales en las que desea trabajar. Esta opción se encuentra en la parte inferior derecha de la pantalla principal de SAP2000, como se muestra a continuación. Seleccione de la caja de opciones (“combo box”).



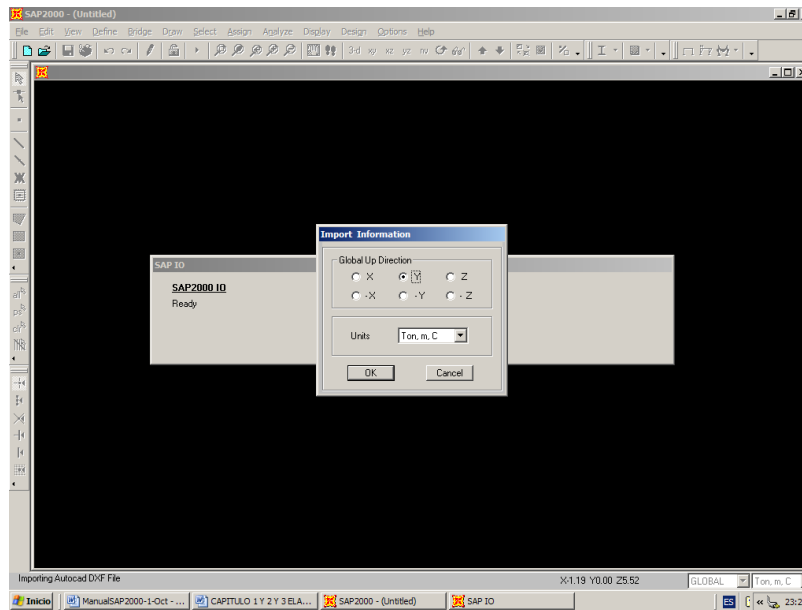
Importe el archivo utilizando los siguientes comandos, recuerde que debe escoger **AUTOCAD. Dxf file**.



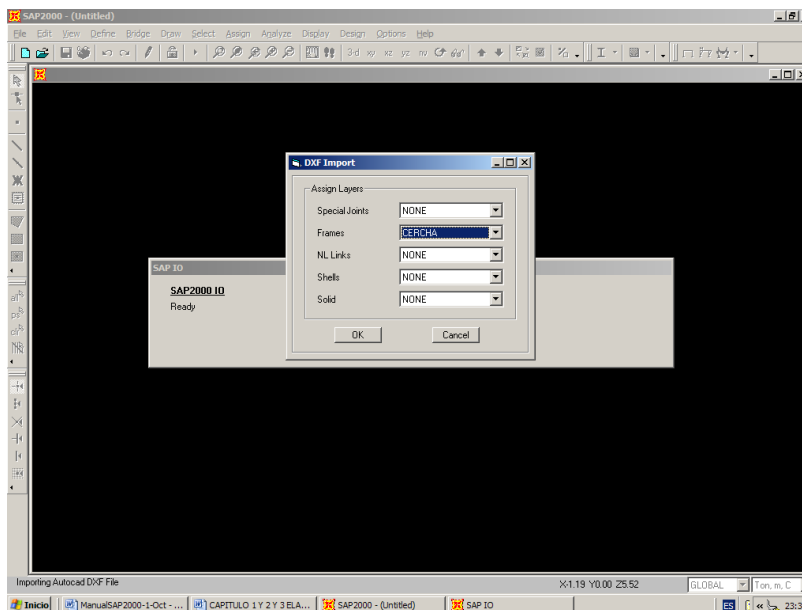
Busque el archivo **CERCHA TIPO**, el mismo que fue guardado con la extensión dxf



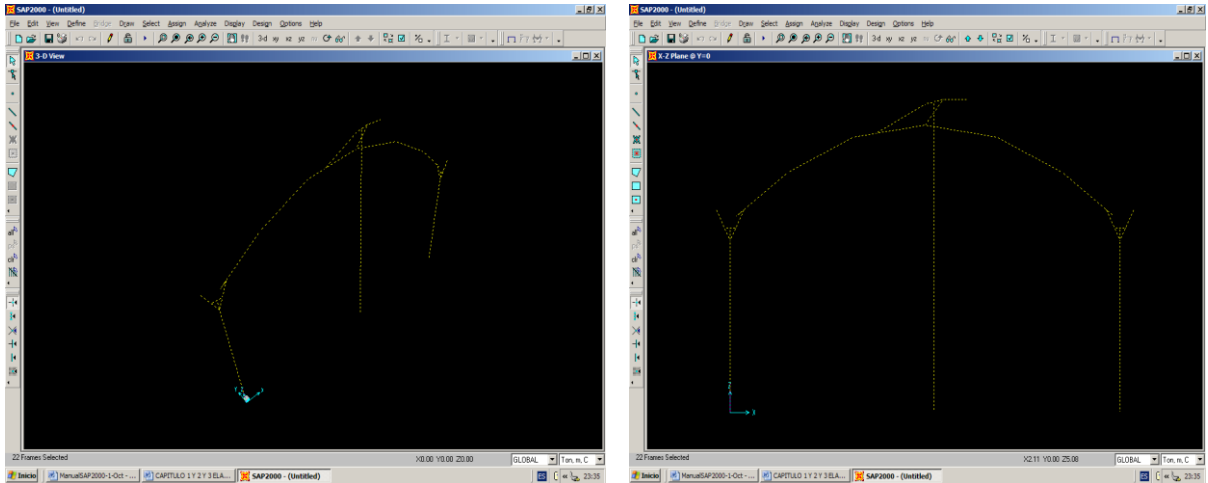
Inmediatamente al abrir se desplegará la siguiente pantalla **Import Information**, escoja la opción **Y**, verifique que sean compatibles las unidades, ejemplo **Ton,m,C**



Al pulsar **OK**, aparecerá la ventana **DXF import**, en ella usted deberá desplegar y escoger solo en Frames, la opción **CERCHA**, que es el **LAYER** donde fue guardado los elementos dibujados en AUTOCAD



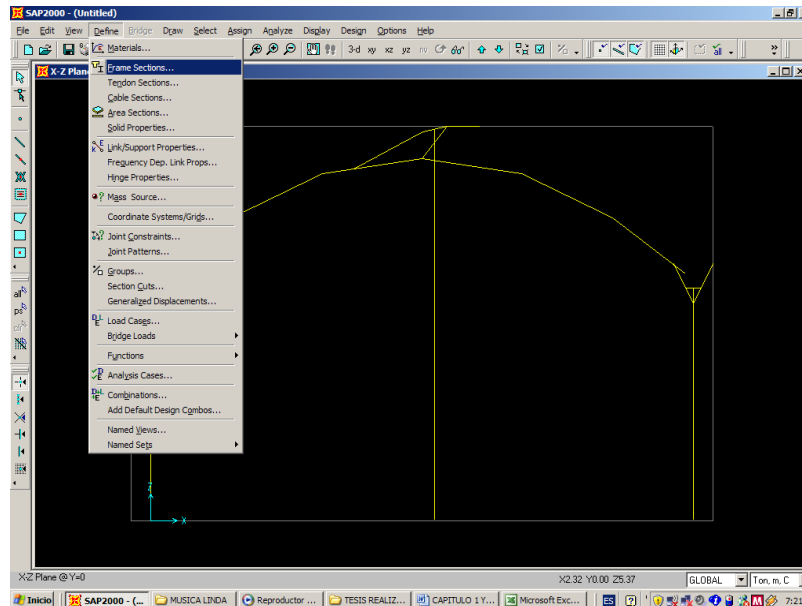
Usted obtendrá la cercha, para poder visualizarle, escoja la opción **3D** o el plano **XZ**



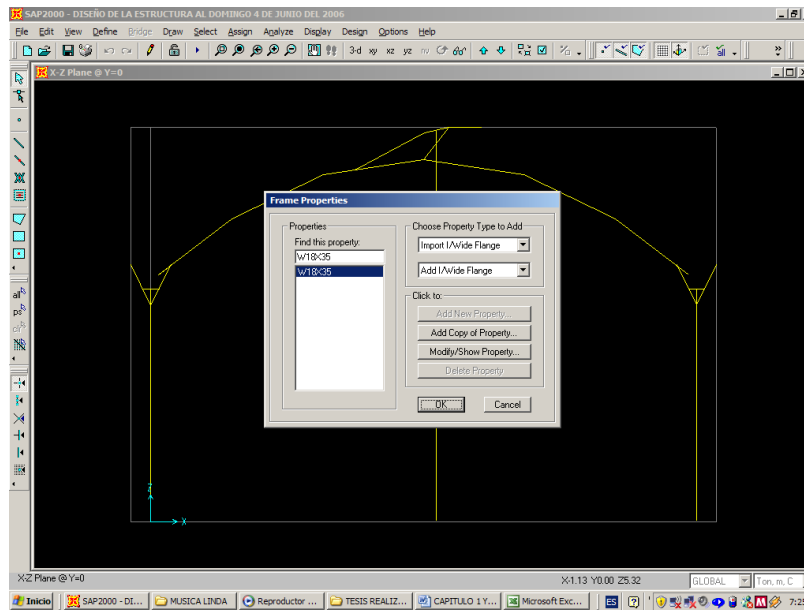
Hasta ahora hemos dado un primer paso, tenemos la cercha tipo, la misma que servirá para crear las demás cerchas que conformarán las diferentes naves o túneles.

Definición de Perfiles que componen los elementos.

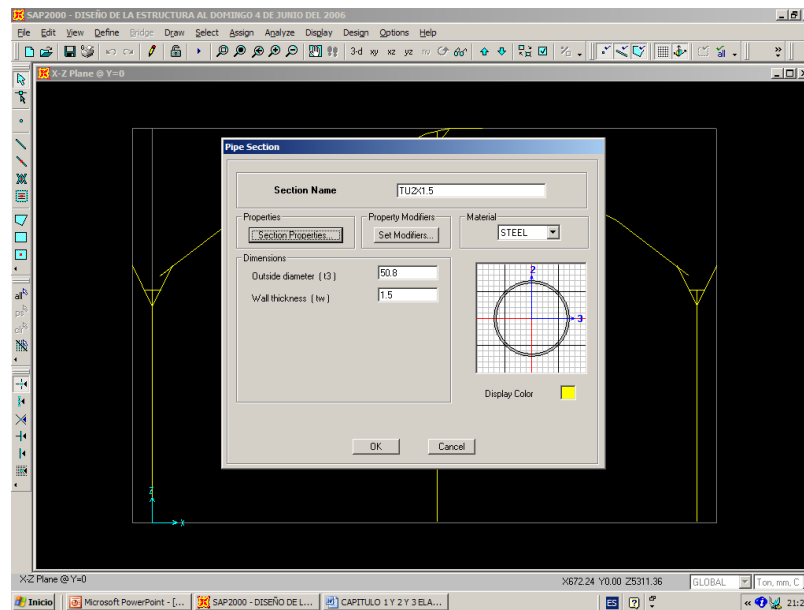
Para definir los perfiles, realice el siguiente procedimiento. **Define, Frame Sections**



Borre todos los perfiles a excepción del W18x35, que aquel que por default se asignan a los elementos cuando se importa del autocad.

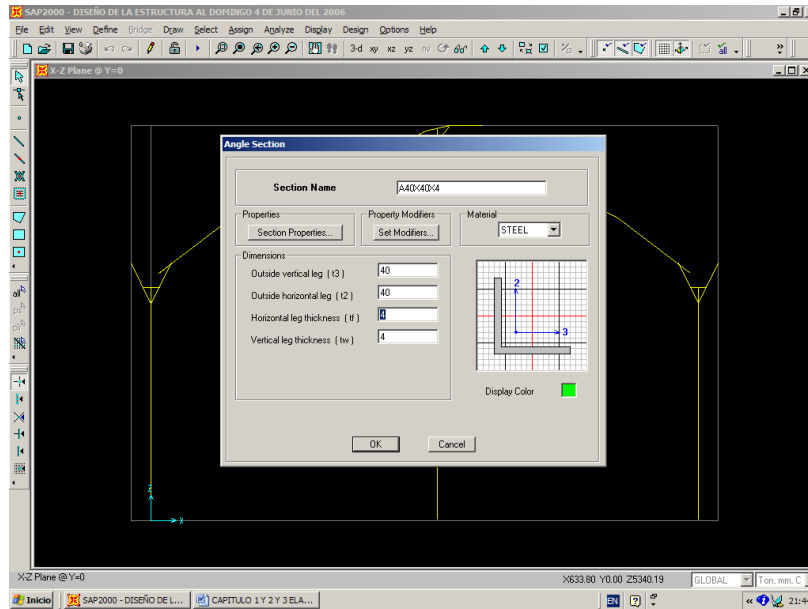


A continuación añade los perfiles de la siguiente forma:
Para el caso de los tubos seleccione **Add Pipe**, posteriormente **Add New property**, y vaya colocando el nombre del perfil, las dimensiones, el material, note que en la imagen inferior se esta trabajando en mm.

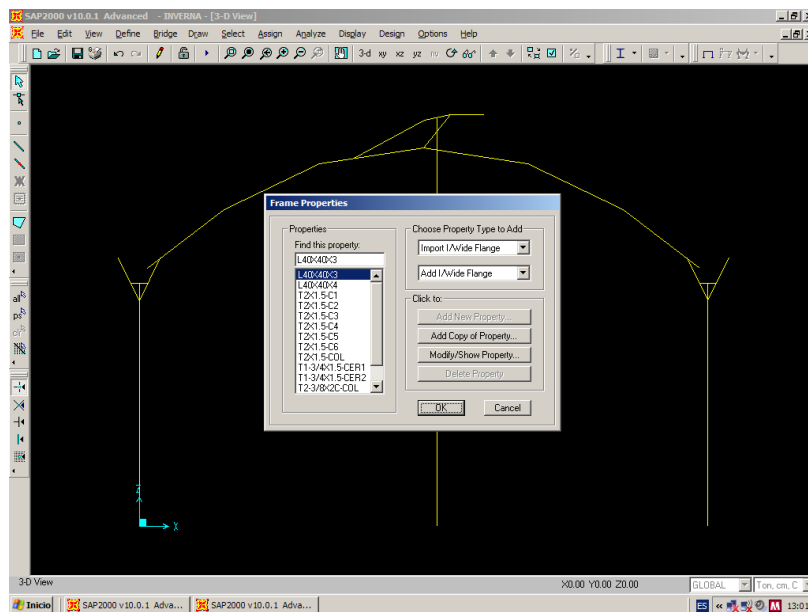


El procedimiento anterior se lo realiza para los demás tubos, con diferentes diámetros y espesores.

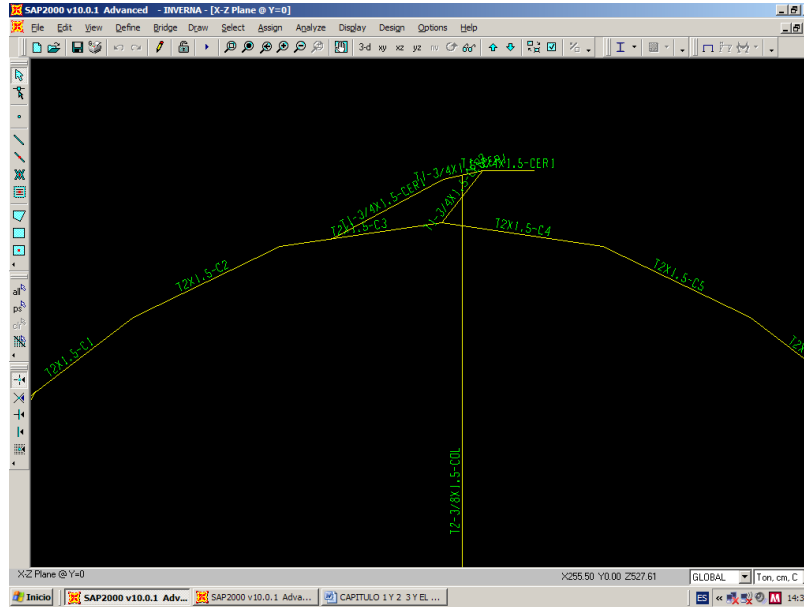
Mientras que para las carevacas debe seleccionar los ángulos de 40 X 40 X 4, para lo cual realice lo siguiente: **Add Angle** y luego **Add New Property**



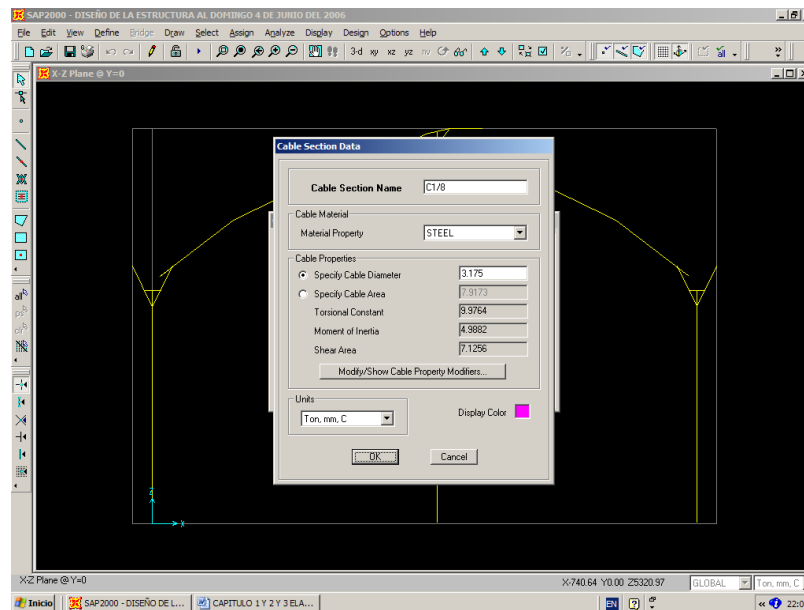
Es substancial crear los elementos de las mismas propiedades o geometría con distintos nombres, de modo que cuando se tenga que asignar cargas, se seleccione únicamente los elementos que necesitamos.



Ejemplo: la cercha que va a estar sometida a la carga de viento, está compuesta de varios elementos que tienen cada uno diferente inclinación bautizados con distintos nombres.



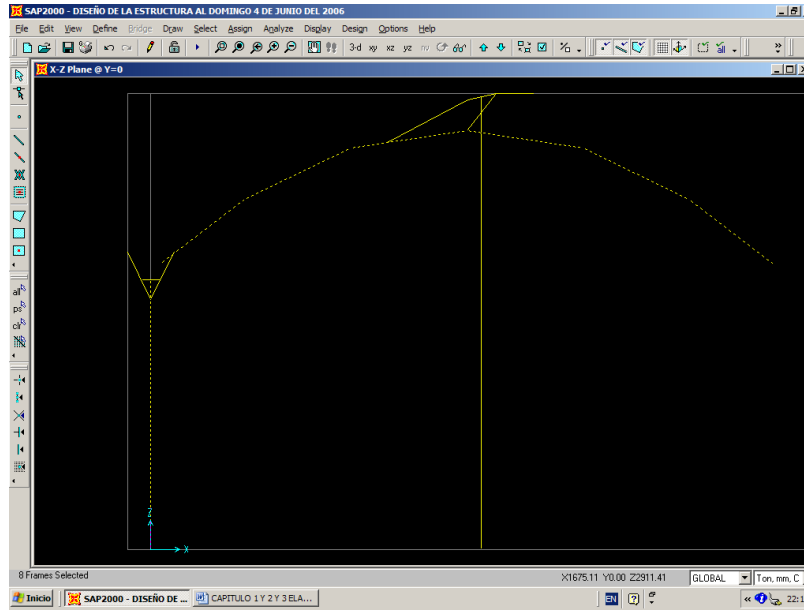
De la misma manera que para los anteriores elementos, se deben definir los cables que se utilizarán, para ello, ejecute lo siguiente: **Define, Cable Sections, Add New Sections**, y vaya colocando el nombre del cable, las dimensiones, el material, note que en la imagen inferior se está trabajando en mm.



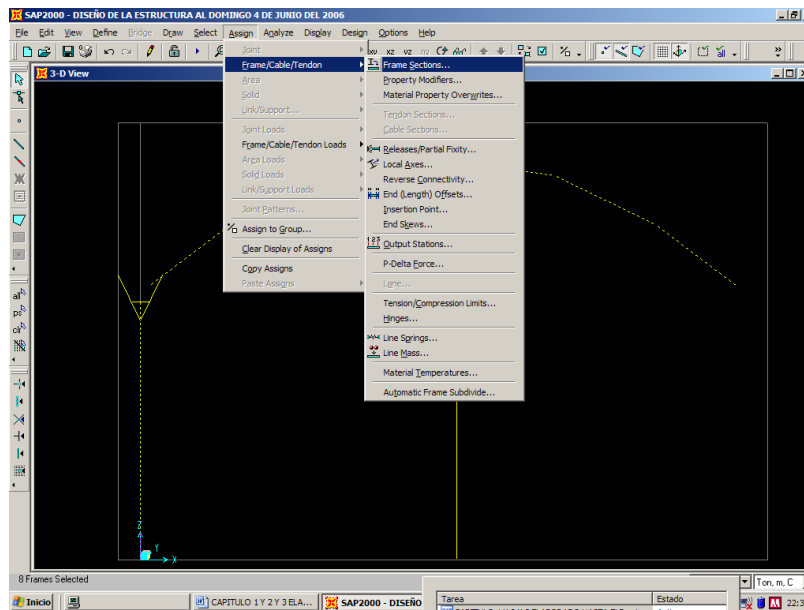
Asignación de los Perfiles definidos a los elementos de la cercha.

Una vez que haya definido el material y los perfiles, asigne a cada uno de los elementos de la cercha sus respectivos perfiles

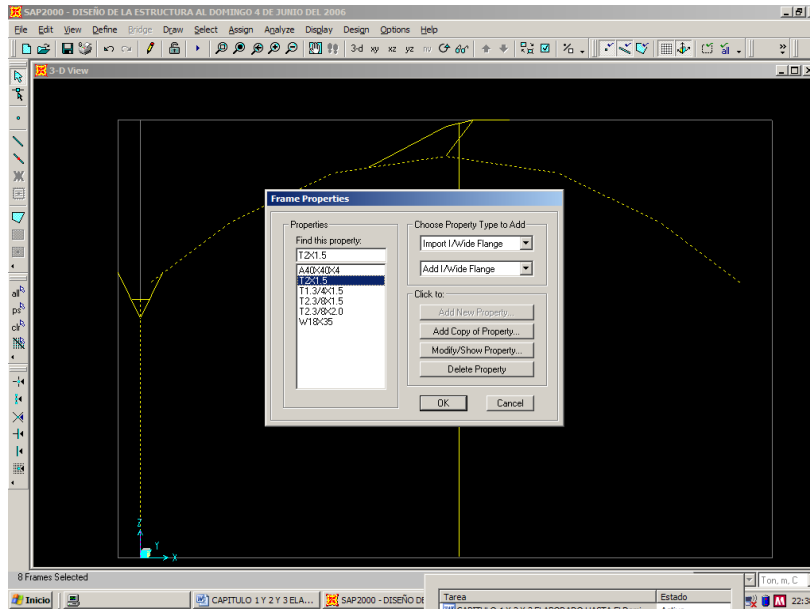
Del siguiente modo: Seleccione los elementos que tienen el mismo perfil.



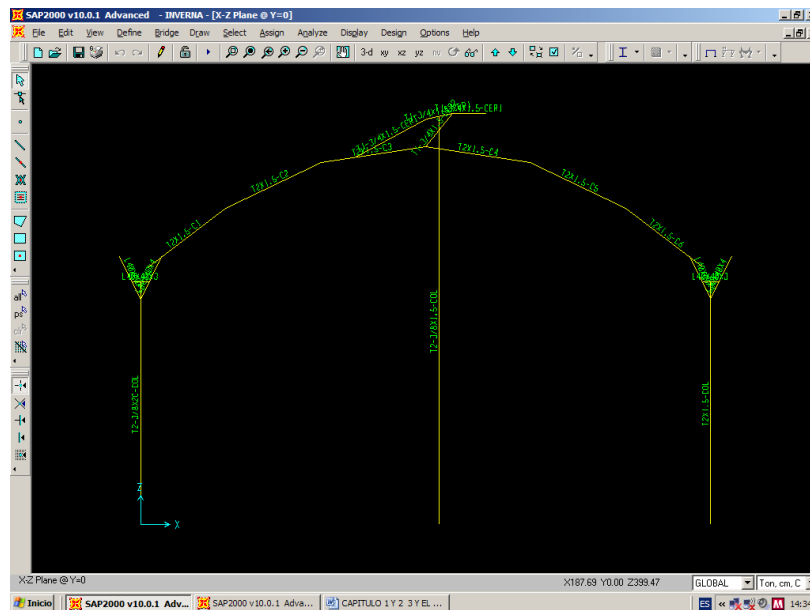
En la barra de Menú escoja **Assign, Frame/Cable/Tendon, Frame Sections**



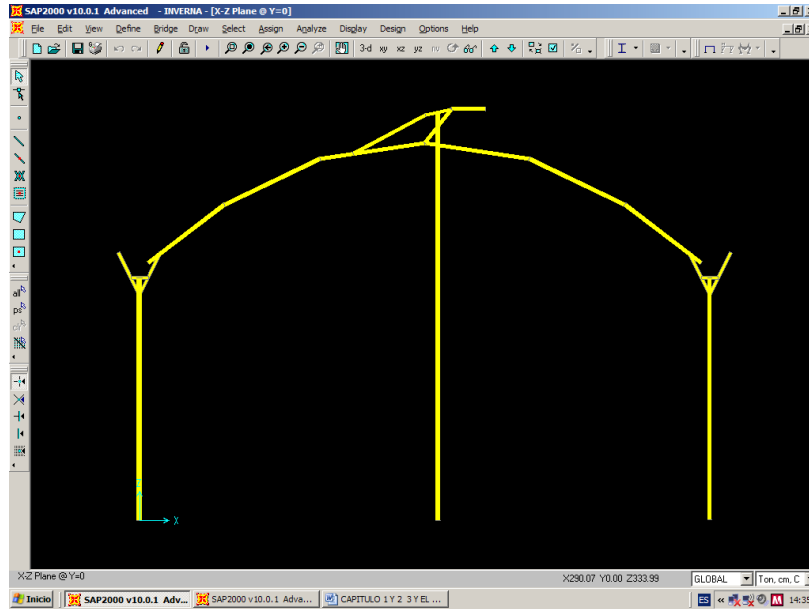
Le aparecerá la ventana **Frame Properties** en la que deberá escoger el perfil y finalmente **Ok**.



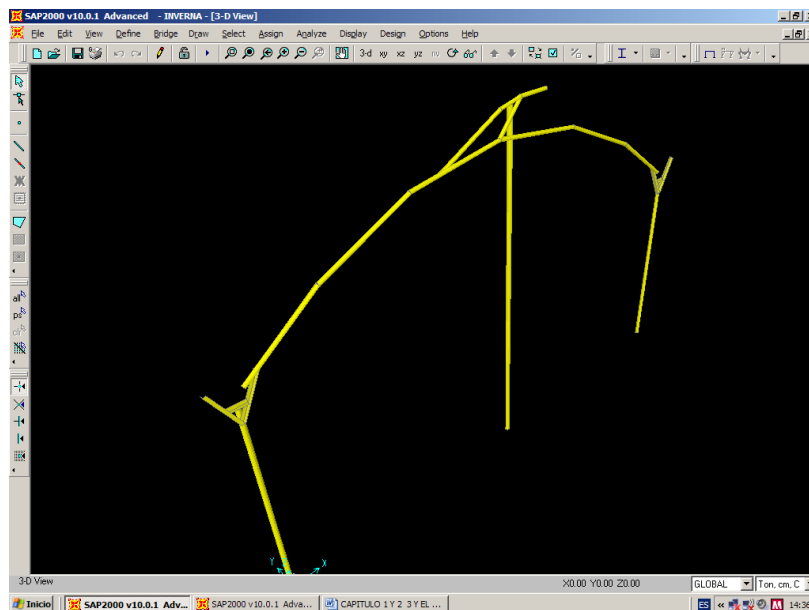
Se obtendrá entonces la siguiente imagen en la que se puede visualizar los elementos asignados con su respectivo perfil.



Este mismo trabajo debe ser repetido para todas y cada una de las barras que componen la cercha, el resultado final será la figura inferior.



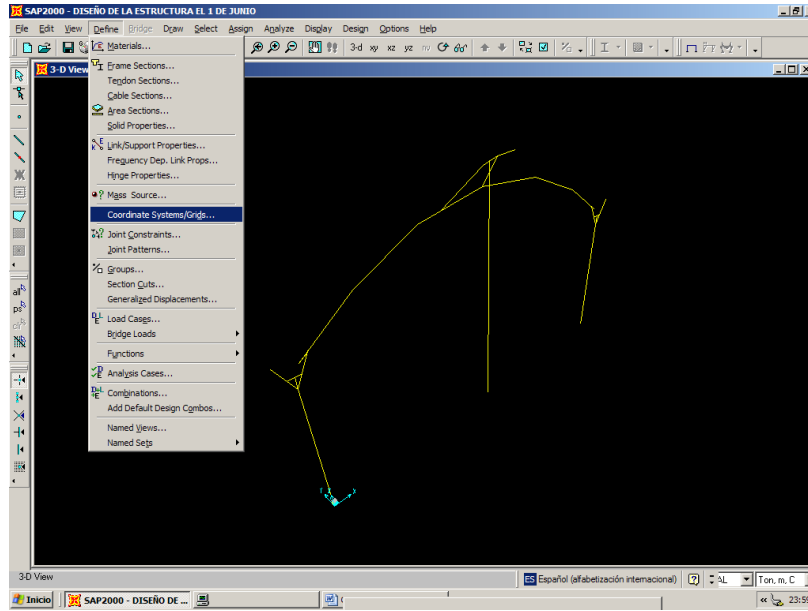
Se puede apreciar a la cercha en una forma tridimensional, con todos sus perfiles asignados.



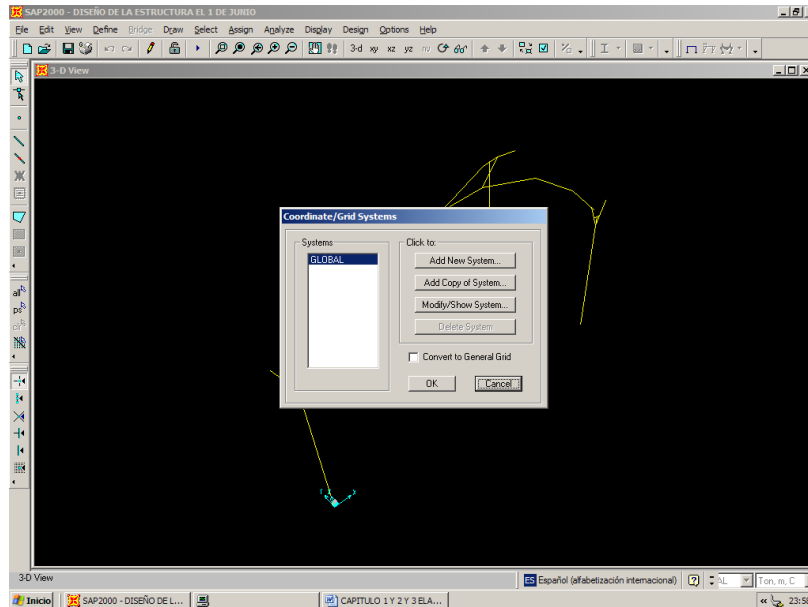
Creación de las naves tridimensionalmente.

Continuando con el trabajo, realice su primera nave o túnel, para esto deberá crear la grilla que le permita replicar la cercha en profundidad.

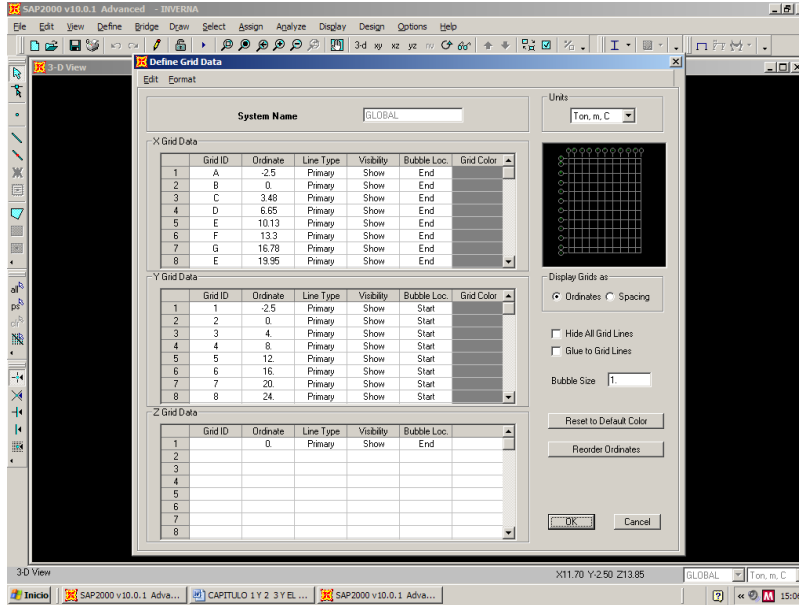
Seleccione a **Define** y escoja **Coordinate Systems grids**



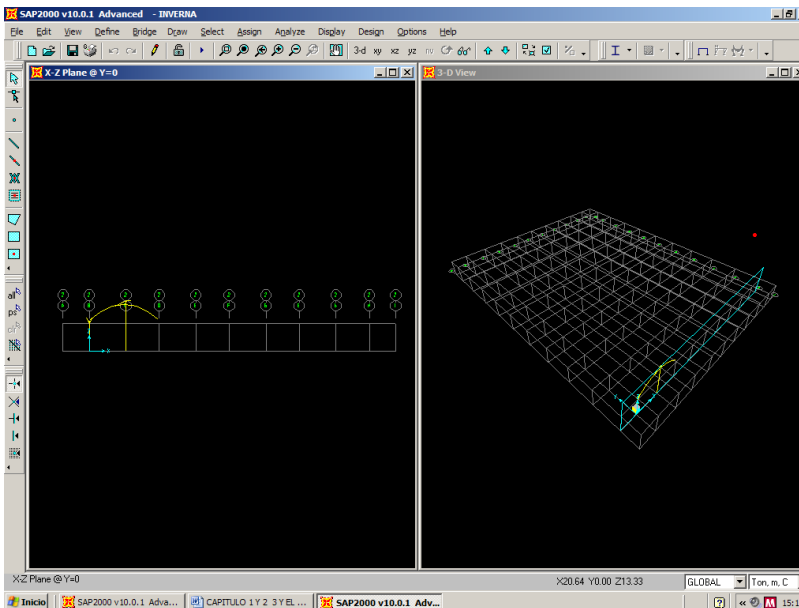
Aparecerá la siguiente ventana, seleccione la opción **Modify Show System**



Tendrá ahora esta nueva ventana que le servirá para crear las grillas o redes en cualquiera de los ejes, es importante crear todas las redes necesarias para el invernadero, tanto en el sentido X Y y Z

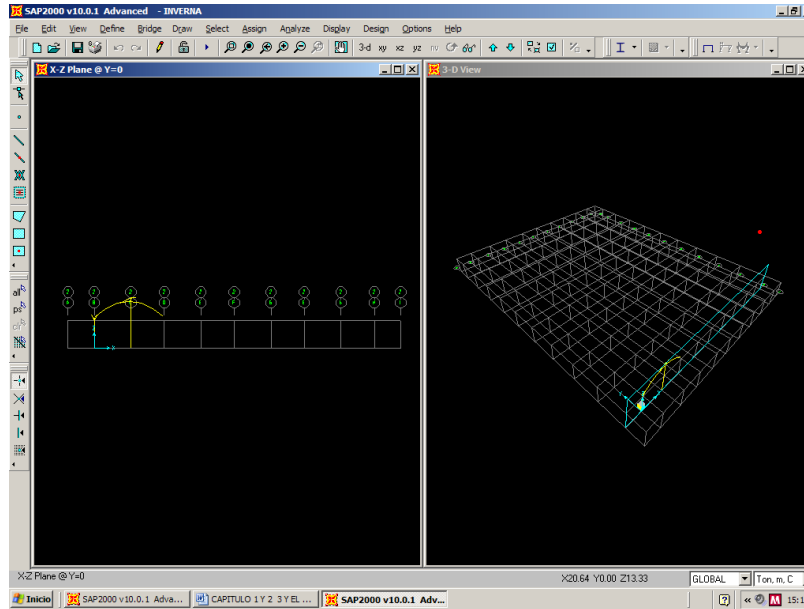


El resultado será el siguiente, y como nos podemos dar cuenta en adelante trabajaremos con dos ventanas verticales, para esto, escogemos **Options, Windows y Two Tiled Vertically**

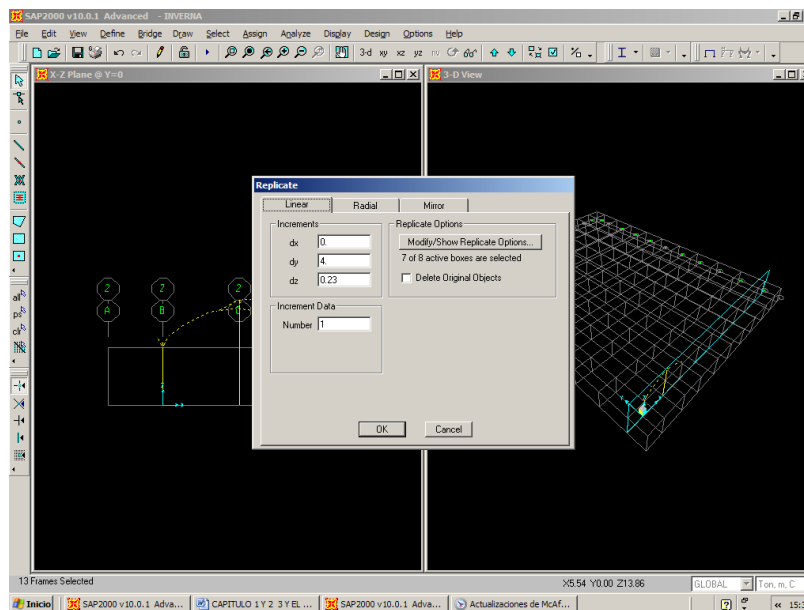


Su posterior labor consistirá en crear la nave o túnel base, para esto deberá replicar en profundidad es decir en el eje **Y** la cercha tipo, es conveniente borrar la carevaca y la columna de la derecha para replicar la cercha.

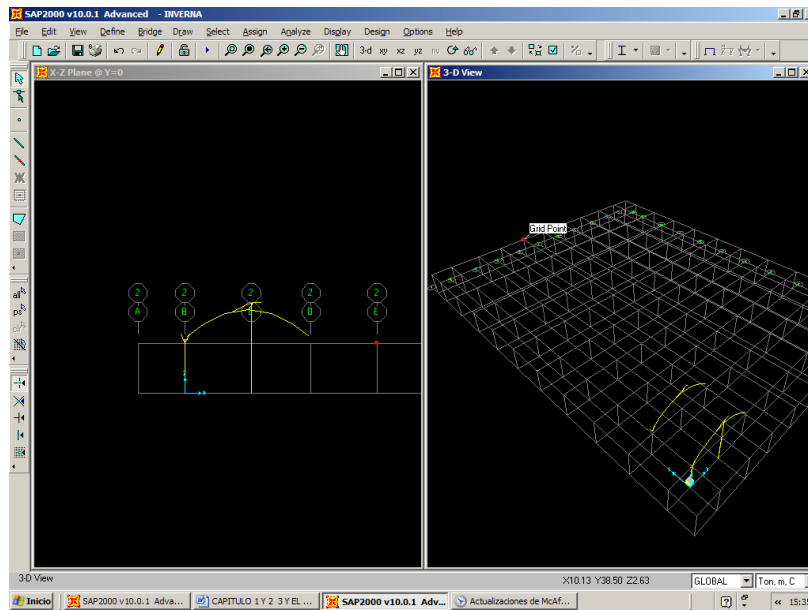
Seleccione toda la cercha y escoja la opción **Edit**, a continuación **Replicate**.



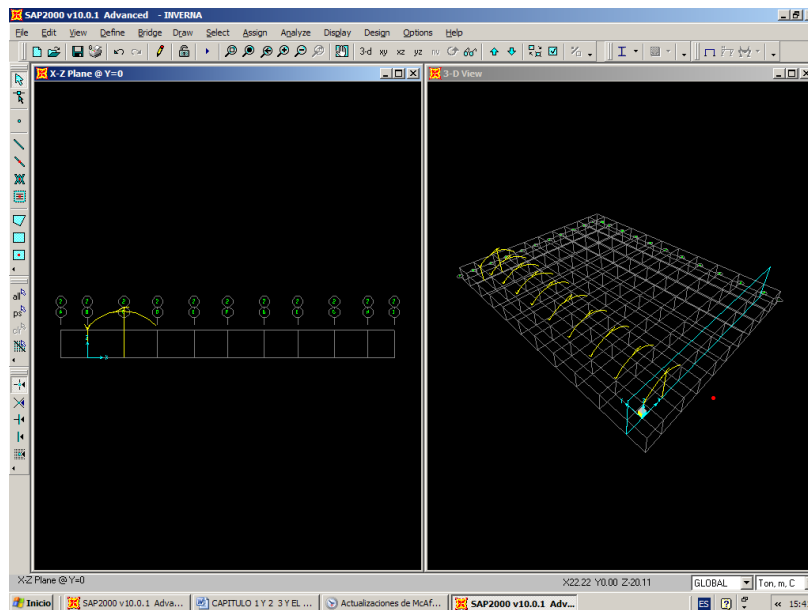
Como se necesita nueve cuadros cada 4 metros, con una diferencia de altura entre cerchas, que van dando la pendiente longitudinal, digite los siguientes valores:




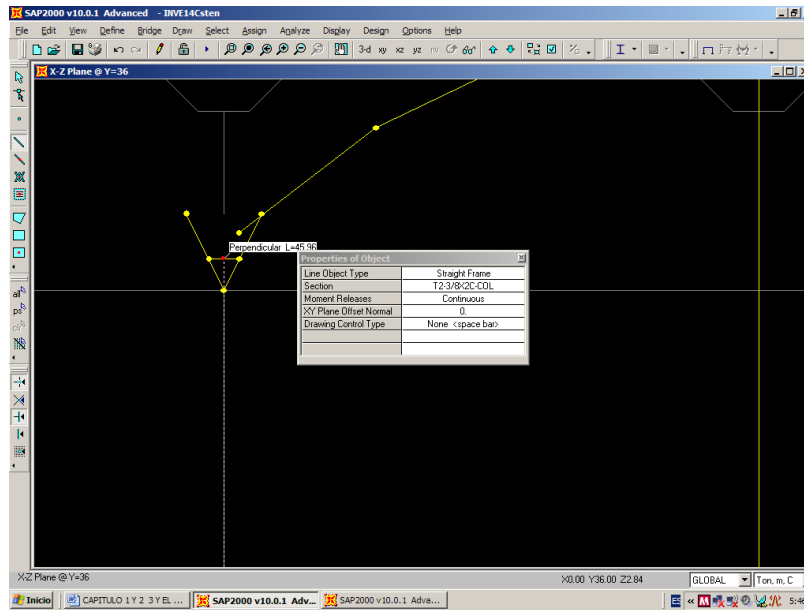
El resultado es el siguiente, una replica a 4 metros de separación con una diferencia de altura de 0.23 m.




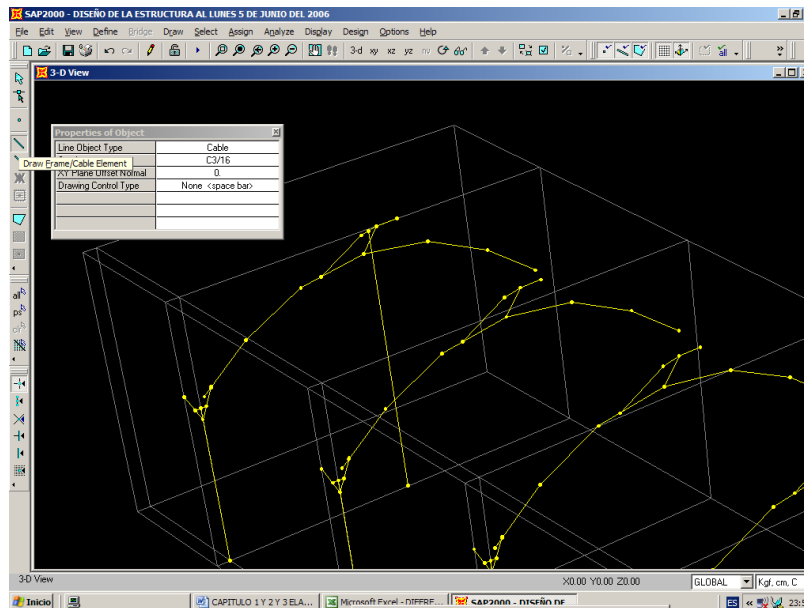
Colóquese en la **cercha No 2**, seleccione nuevamente la cercha y replique las veces que sean necesarias para ir formando la nave.



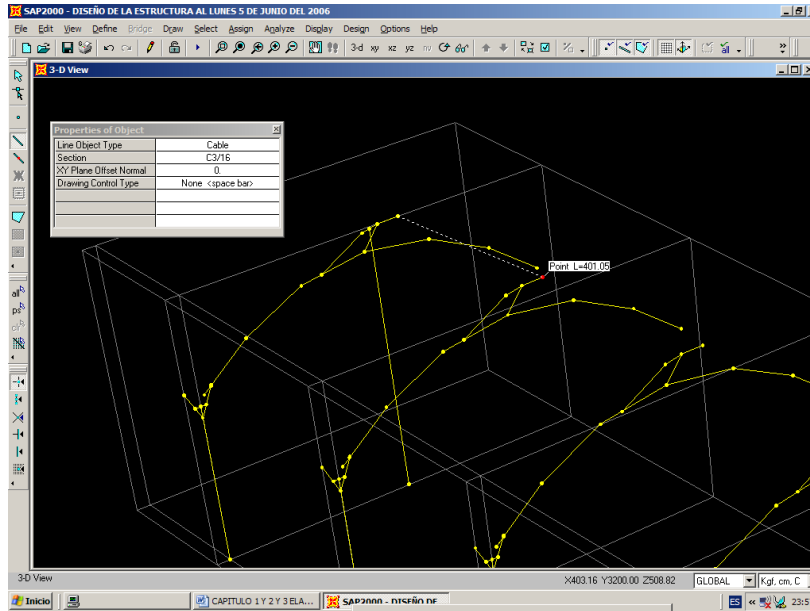
Para completar la nave, se debe crear las columnas de las cerchas, para ello se utilizará el icono  **Draw Frame**, en todas las cerchas que se necesite.



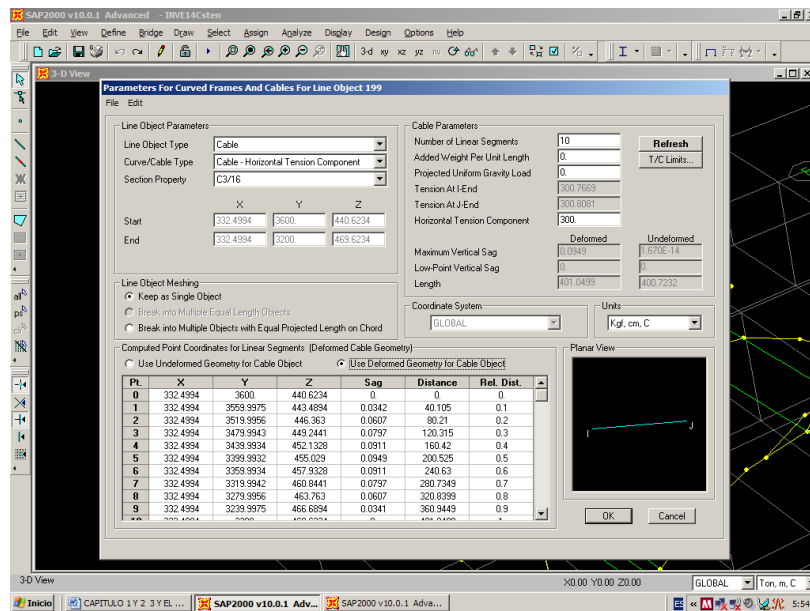
Al igual de cómo se asignó los tubos y ángulos a las barras, se debe asignar los cables que se unen entre cerchas, para esto se utiliza el icono **Draw Frame/Cable element** 



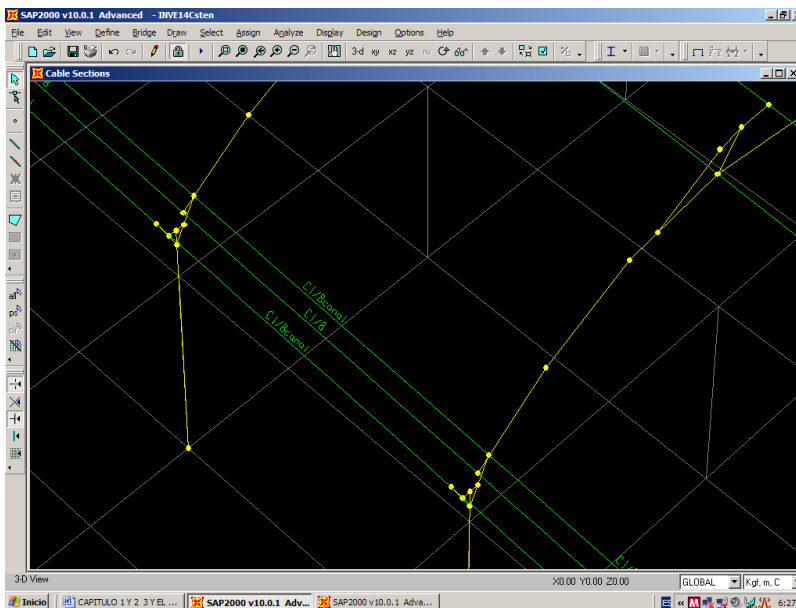
En la ventana de **Properties of objects** seleccione el tipo **cable** y la sección que necesite. Posteriormente, cuando el cursor vaya a unir los dos puntos como se puede observar en la figura inferior, aparece un cuadro llamado **Parameters For curved Frames and Cables**



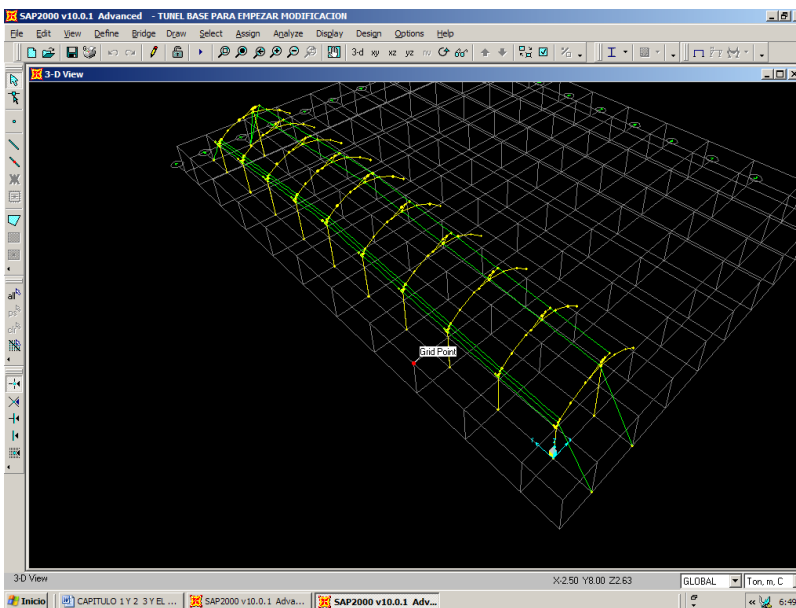
En este cuadro se debe escoger en **Line Object parameters** la opción **Cable Horizontal Tension Component** y en **Cable Parameters** debemos darle una fuerza de 300 kg, que es con la que se tensa los cables en la opción **Horizontal Tension Component**, adicional también debe usarse la opción **Use Deformed Geometry for cable object**



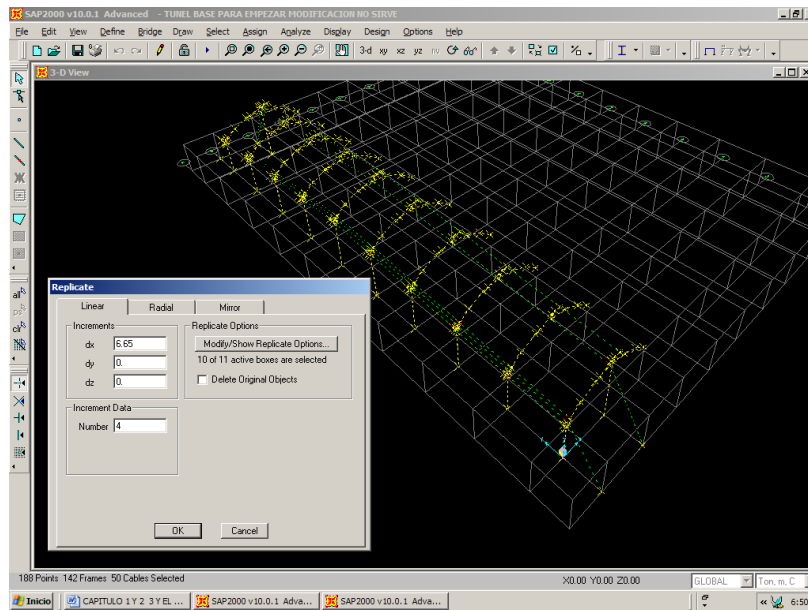
Es preciso que se asigne a los cables que sujetarán el canal de descarga otro nombre como por ejemplo **C1/8canal**, ya que en ellos será donde se cargue el peso del granizo, lluvia, ceniza. Es primordial señalar que se debe colocar los nombres de los frames o cables no muy largos, ya que puede ocasionar problemas en el modelo.



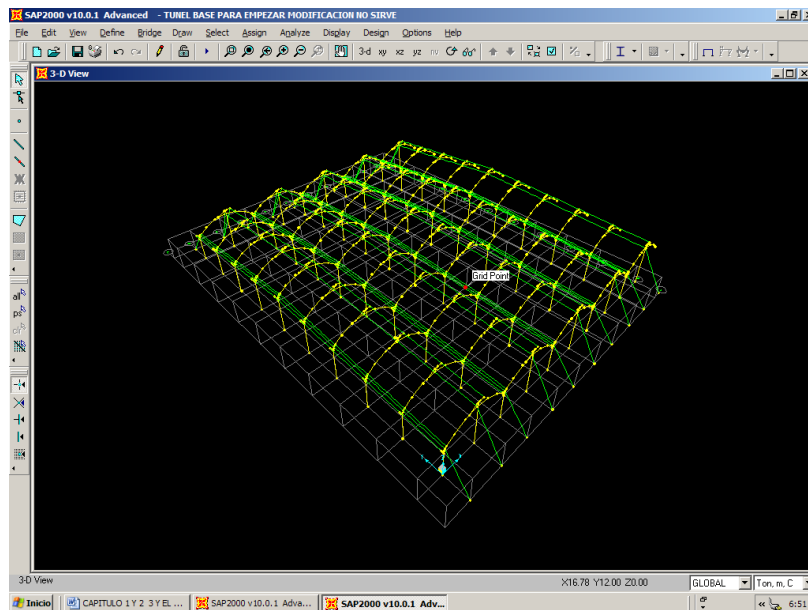
Una vez terminado de colocar todos los cables que componen la estructura se puede apreciar como se encuentra al momento el modelo.



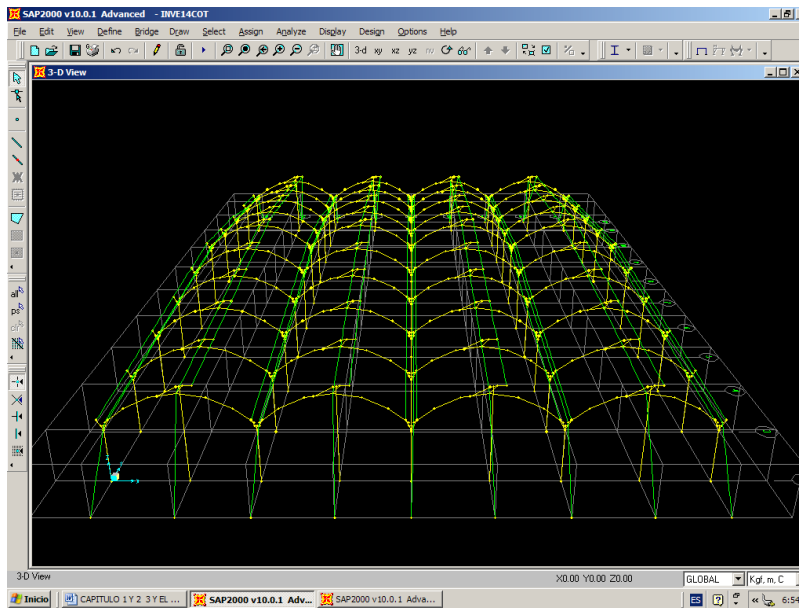
Para poder formar las cuatro naves, seleccione todas las cerchas, y haga tres replicas en el eje X con una distancia de 6,65 metros, realice lo siguiente: presione **Edit**, **Replicate** y llene los datos como se muestra en la ventana **Replicate**



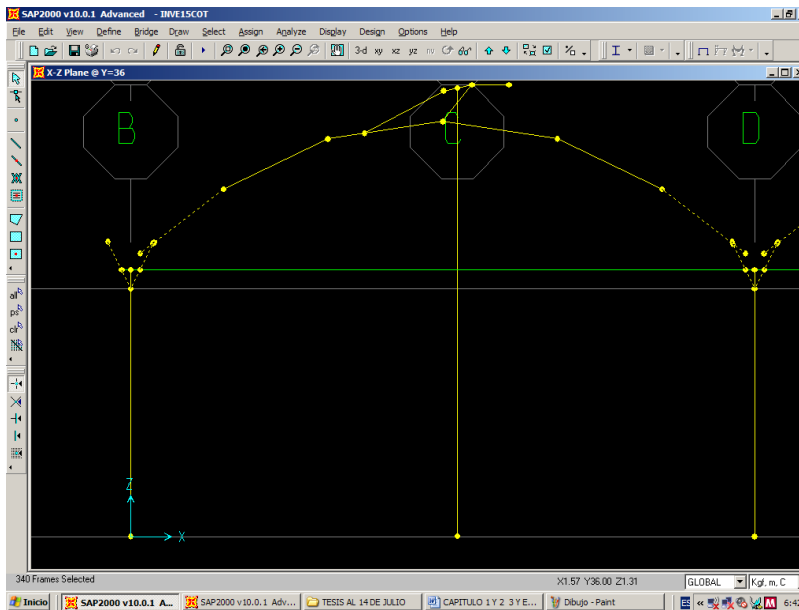
Al replicar obtendrá cinco naves, se debe borrar la última nave, evitando eliminar las columnas perimetrales de la lateral derecha.



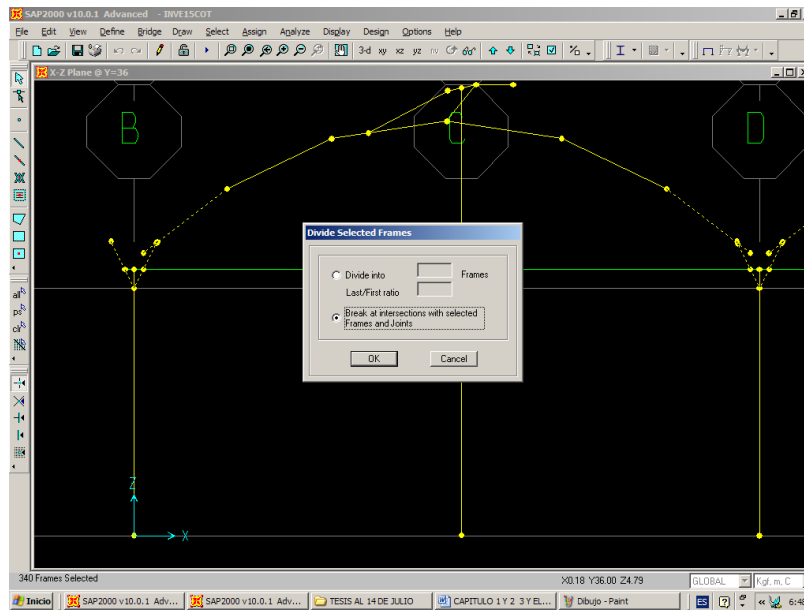
Se obtendrá el invernadero con las naves o túneles completos, no olvide **grabar** el trabajo con un nombre que no sea demasiado largo.



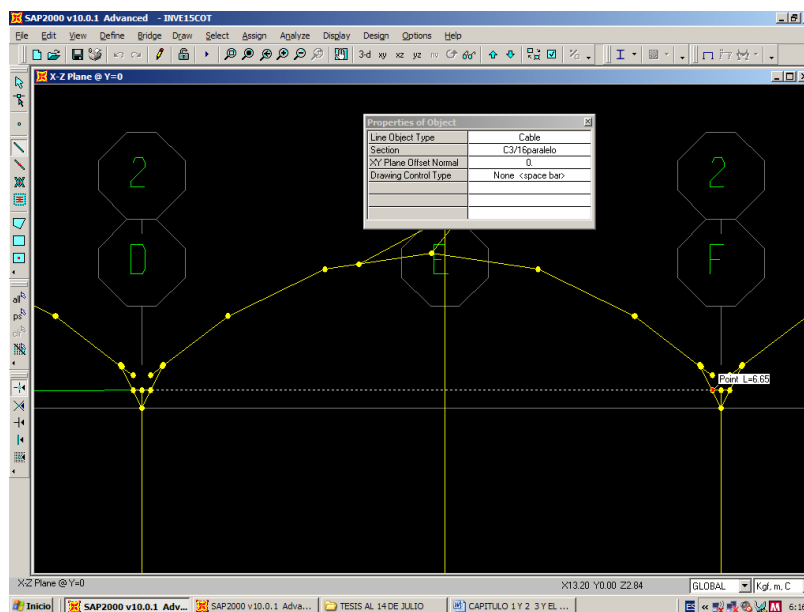
Se debe crear nudos en la unión de la cercha y la carevaca, de la siguiente manera: presione **Select**, y escoja los perfiles **L40x40x4**, **T2x1.5-C1**, **T2x1.5-C6**, que corresponden al perfil de la carevaca y al tramo inicial y final de la cercha, una vez más se podrá dar cuenta de la importancia de asignar a los frames con diferentes nombres.



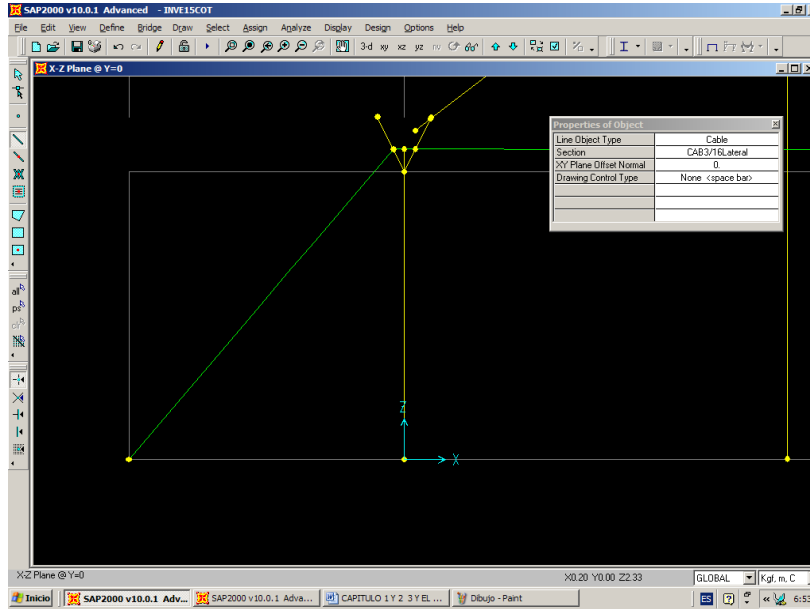
Vaya a **Edit**, y seleccione **Divide Frames**, y en la ventana de nombre **Divide Selected Frames**, escoja la opción **Break at intersections with selected frames and joints**, y pulse **Ok**



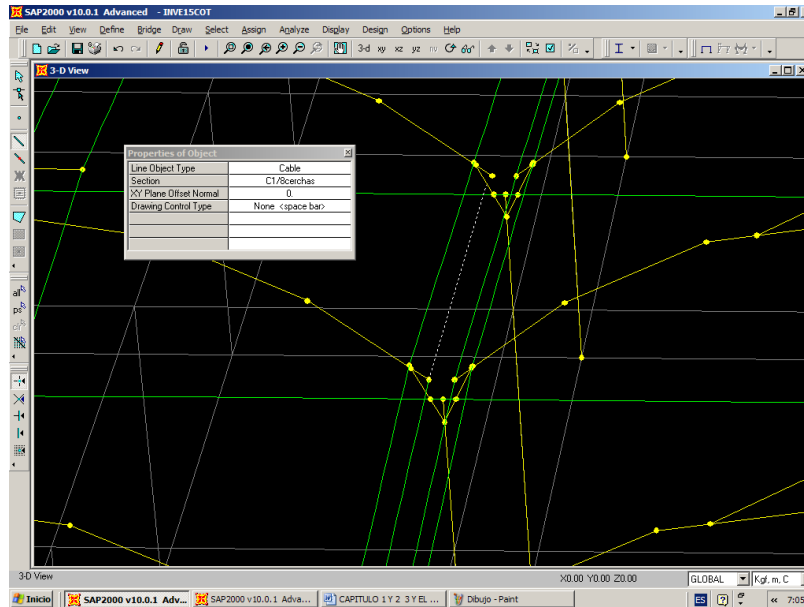
El invernadero también tiene cables paralelos que unen las diferentes columnas de las cerchas, para ello dibuje los cables con el icono **Draw Frame/Cable element**



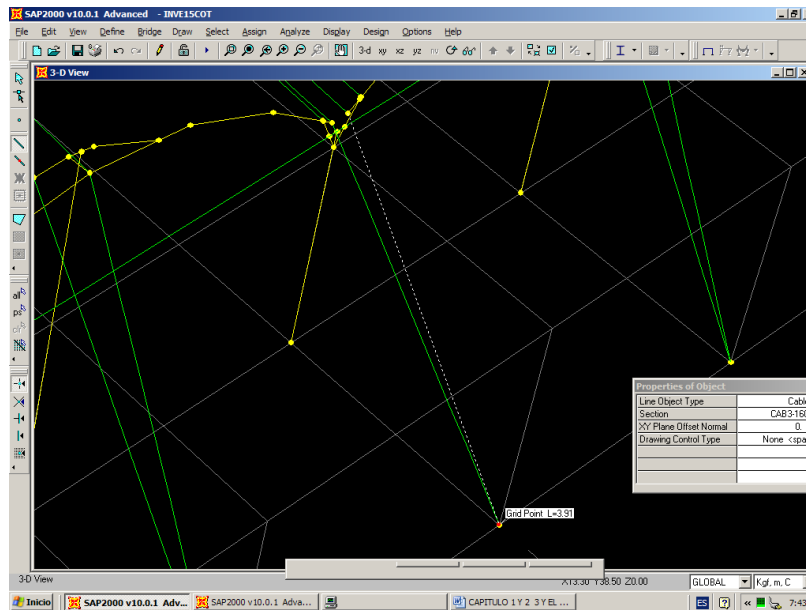
El modelo además debe incluir cables paralelos a la cerchas que se unen con los tensores, proceda de la misma manera que ha venido realizando cuando necesita dibujar cables inclinados.



No olvide ningún detalle del modelo. Todos los cables deben estar dibujados, como por ejemplo los cables que unen los cuadros desde el inicio y final de las cerchas.

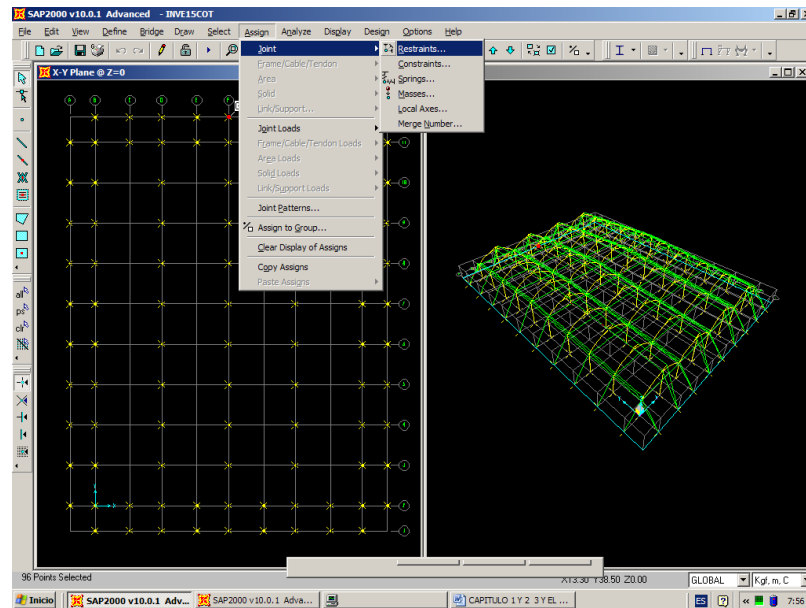


Así como también los cables que unen las cerchas que forman las culatas con los tensores perimetrales, un detalle característico es que los cables nacen de los tramos iniciales y finales de la cercha.

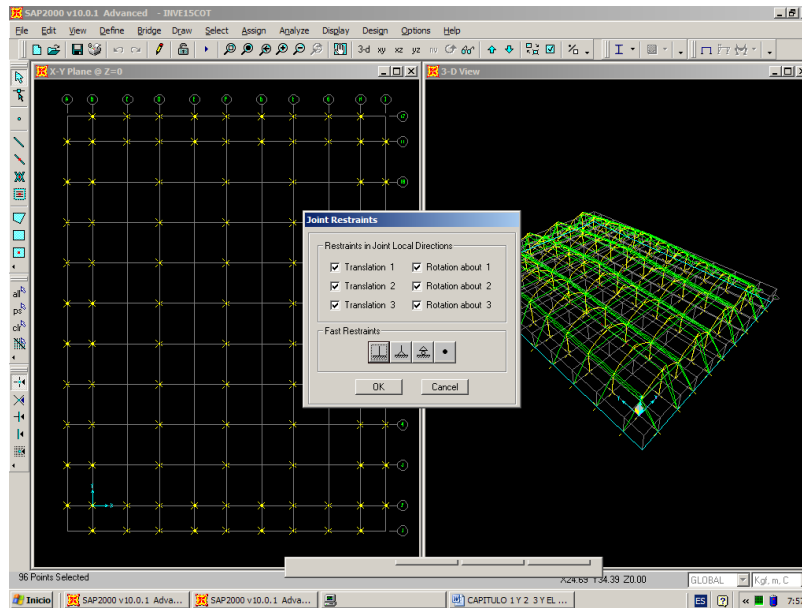


Uno de los últimos trabajos antes de terminar con la geometría de la estructura es crear las restricciones en los nudos de apoyo de las columnas y los tensores, simule un empotramiento perfecto, de la siguiente manera:

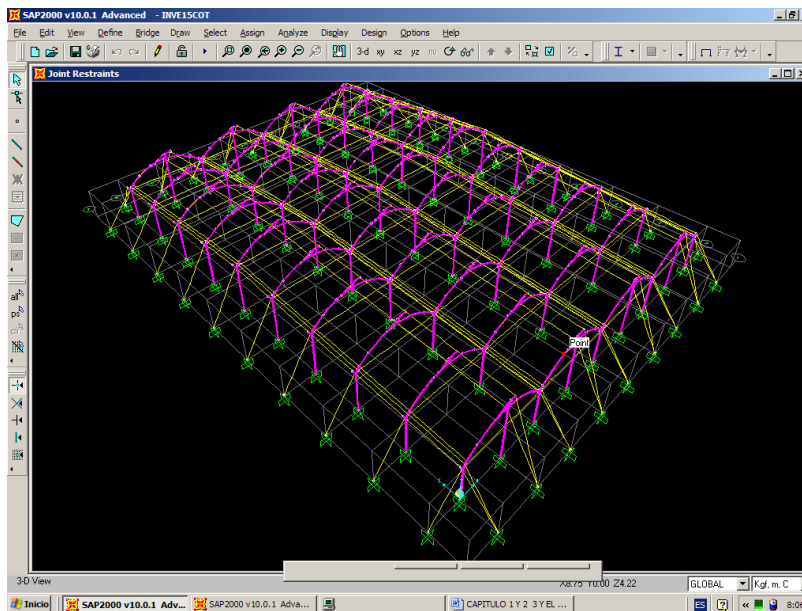
Seleccione todos los nudos del nivel $Z=0$, y vamos al menú **Assign, Joint, Restraints**



En la ventana **Joint Restraint**, seleccione el icono de empotramiento  y finalmente **Ok**



De esta manera se concluye con la geometría de nuestra estructura, que contiene nudos, frames y cables.



CAPITULO IV.

CARGAS QUE INTERVIENEN EN LA ESTRUCTURA

RESUMEN

En este capítulo se estima en base a la experiencia de los constructores de invernaderos las cargas que recibirá la estructura durante su vida útil y además se investiga las combinaciones de cargas más desfavorables que pueden ocurrir dentro de lo razonablemente aceptable, se señala por ejemplo que no se puede magnificar el diseño asumiendo la ocurrencia simultánea de dos hechos adversos.

Se presenta también tablas con las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales utilizados, se continúa con el manual de SAP 2000 pero esta vez orientando a la asignación de las cargas.

Mediante un ejercicio en el que se pretende modelar el polietileno se demuestra que el programa SAP no está en condiciones de diseñar esta estructura utilizando el elemento membrana. Adicionalmente se realiza un ejercicio para ver las deflexiones en tres tipos de elementos diferentes.

Finalmente se realiza los cálculos de la fuerza del viento con las fórmulas propuestas por el Ingeniero Marcelo Romo, catedrático de la facultad.

4.1 CARGA MUERTA.

La carga muerta es de magnitud constante y permanece fija en el mismo lugar y se debe al peso propio de la estructura, es decir a sus tubos estructuras de acero galvanizado, a los cables de acero galvanizado, a los pernos y en una pequeña cantidad al material de polietileno.

4.1.1 Tubos estructuras de acero galvanizado.

Estos elementos tienen un peso dependiendo de su diámetro exterior y su espesor, a continuación se presenta una figura en donde se puede ver el peso de cada uno de los tubos y algunas propiedades geométricas.

■ ESPECIFICACIONES GENERALES							
Largo Normal:		6 m					
Recubrimiento:		Negro o Galvanizado					
Dimensiones:		Desde 3/4 a 6 plg 2" a 150 mm					
Espesores:		Desde 1.5 a 6 mm					
Calidad del Acero:		JE G3132SPHT-1 ASTM A 513					
Observaciones:		Otros dimensiones y largos previa consulta					

■ NORMA INTERNA							
Tolerancias:							
ø 3/4 - ø 1 3/4		± 0.5% diámetro nominal					
ø 1 7/8 - ø 3		± 0.7% diámetro nominal					
Variación Longitud:		+0 mm -10 mm					
Rectitud:		0.4% de longitud (máximo)					
Ovalamiento:		1% diámetro nominal (máximo)					
Ensayos:							
Abocadado:		25% diámetro nominal					
Aplastamiento:		Total 90° con radio interior mínimo 6 veces el diámetro nominal					
Doblaio:							

■ APLICACIONES							
Usos estructurales							
<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras para invernaderos • Ceramientos • Culiertas especiales • Jugos infantiles en plazas y parques • Pasamanos • Fabricación de andamios • Tubos para postes de luz 							
Otros usos							
<ul style="list-style-type: none"> • Escapes automóbiles • Guardachoques - Mataburros • Manijas para carretiles • Canchas deportivas (arcos fútbol, postes volley ball) • Estructuras para leteros • Máquinas para gimnasio 							

DIMENSIONES		PESO		AREA		PROPIEDADES	
DIÁMETRO EXTERIOR (ø)	e	F	A	I	W	i	
Pg	mm	mm	kg/6m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm
3/4	19.05	1.5	3.90	1.83	6.2	0.34	0.62
		2.0	5.09	1.07	6.9	0.41	0.61
7/8	22.22	1.5	4.62	3.98	6.3	0.47	0.73
		2.0	6.80	1.27	6.46	0.59	0.72
1	25.40	1.5	5.28	1.13	6.41	0.64	0.85
		2.0	6.90	1.47	6.41	0.80	0.83
1 1/4	31.75	1.5	6.72	1.43	6.43	1.03	1.07
		2.0	8.82	1.87	6.48	1.31	1.05
1 1/2	38.10	1.5	8.10	1.72	6.49	1.52	1.30
		2.0	10.68	2.27	6.51	1.95	1.28
1 3/4	44.45	1.5	9.54	2.02	6.57	2.10	1.52
		2.0	12.54	2.67	6.52	2.71	1.50
1 7/8	47.63	1.5	10.32	2.17	6.79	2.43	1.63
		2.0	13.62	2.87	6.78	3.14	1.61
2	50.80	1.5	10.92	2.32	7.36	2.78	1.74
		2.0	14.46	3.07	6.14	3.60	1.73
		3.0	21.24	4.51	2.92	5.09	1.69
2 3/8	60.33	1.5	14.70	2.77	7.00	3.98	2.08
		2.0	17.28	3.66	5.66	5.17	2.06
		3.0	25.44	5.40	3.26	7.38	2.14
2 1/2	63.50	1.5	13.74	2.92	6.05	4.42	2.12
		2.0	18.18	3.86	6.29	5.76	2.18
		3.0	26.88	5.70	3.15	8.24	2.14
3	76.20	1.5	16.56	3.75	6.10	6.85	2.64
		2.0	21.96	4.66	3.11	8.43	2.62
		3.0	32.52	6.90	4.28	11.15	2.59
4	101.60	2.0	29.46	6.26	7.63	15.28	3.52

Tabla 4.1 Tubos galvanizados

4.1.2. Cables de acero galvanizado.

Los cables utilizados son diseñados con las normas ASTM A-475-69 Y A 363-65.

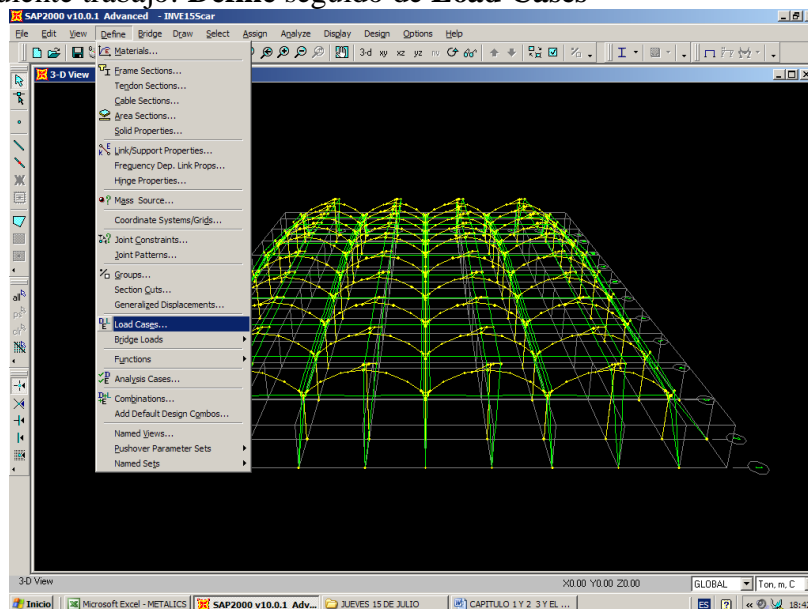
4.1.3 Tornillos Los Tornillos son también de acero y cumplen con las características presentadas en la figura 4.2



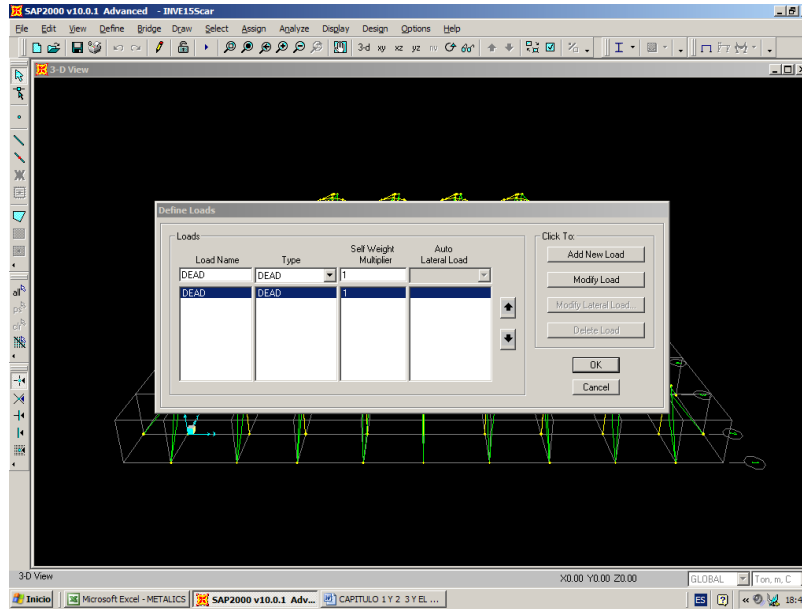
Tabla 4.2 Tornillos de Cabeza hexagonal

4.1.4 Calculo del Peso propio en SAP 2000.

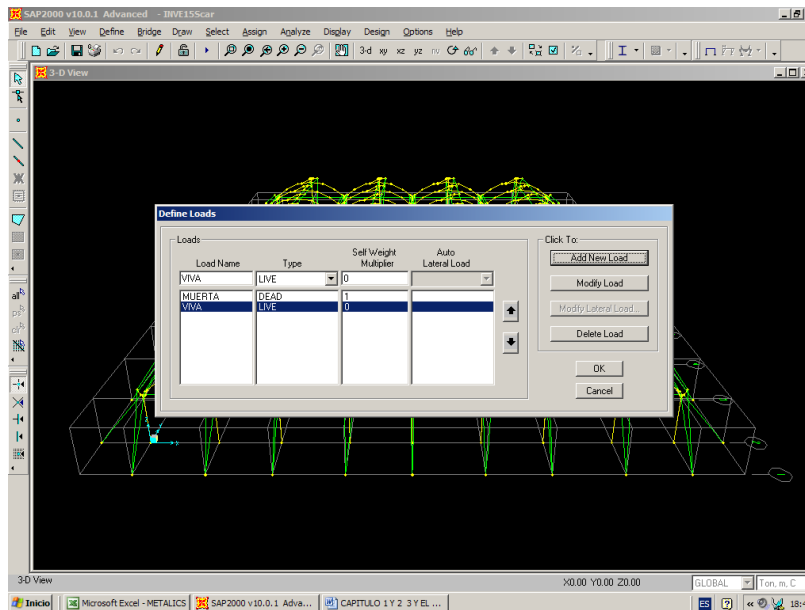
El programa SAP 2000 calcula el peso propio de la estructura sin ninguna dificultad al realizar el siguiente trabajo: **Define seguido de Load Cases**



Aparece la opción **Define Loads**, en ella colocamos el nombre de la carga Load Name: **MUERTA**, el Tipo o Type: **DEAD** y finalmente **Self Weight Multiplier** (Multiplicador del peso propio): **1**



Carga Viva.- Igualmente necesitamos crear otro estado de carga llamado **Viva** de Tipo **LIVE** y **Self Weight Multiplier**: **0**, que se añade al presionar **Add New Load**.



4.2 CARGA VIVA ESPECIAL.

4.2.1 Estudio de la Carga Viva Especial.

Una vez que hemos definido los estados de carga debemos analizar una carga viva especial: granizo más pluviosidad, granizo seco con baja pluviosidad o granizo seco con nada de pluviosidad que es el más crítico.



Fotografía 4.1 Canales evacuando el granizo

Los diseñadores de este tipo de estructuras, en especial la empresa BIOACERO en base a su experiencia y a ensayos consideran como cargas vivas al Granizo, lluvia o Ceniza volcánica dándoles un valor de 45 Kg/m^2 aplicado a los canales de descarga mas no a las cubiertas.

La razón es que se debe considerar que el material de cubierta es Polietileno y se lo templea al colocarlo lo que conlleva a que durante toda su vida útil permanece liso (fricción=0), lo cual permite evacuar inmediatamente las cargas que sobre el actúan hacia los canales.

Finalmente en vista de que el canal va grapado al cable de acero con un espaciado de 20 cm.. La empresa BIOACERO en estudios realizados a Escala 1:1 con Grapas 3/8 STCR 5019, determinó que puede el canal soportar hasta 45 Kg/m^2 de granizo seco antes de desgraparse.

Partiendo de lo anterior tenemos entonces que asignar a los cables que sostienen los canales una carga distribuida de 45 Kg/m^2

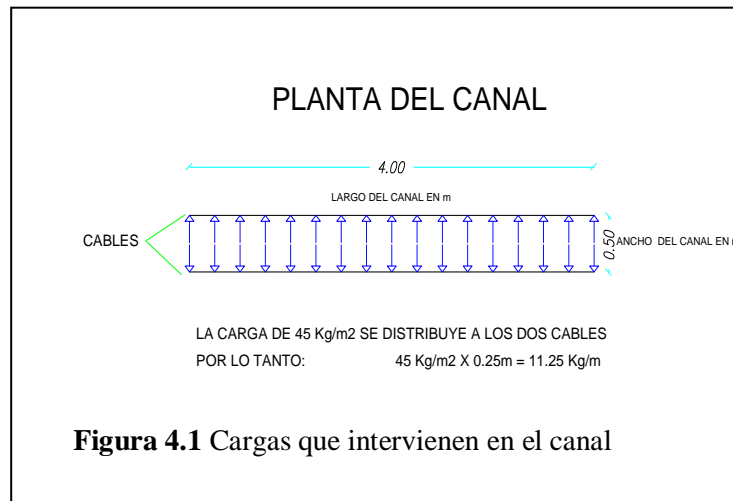


Figura 4.1 Cargas que intervienen en el canal

Además, como ya hemos señalado las cubiertas de este tipo de estructuras no soportan carga (excepto viento), por lo tanto se las debe instalar con una pendiente tal que forzosamente evacue inmediatamente la lluvia, el granizo o la ceniza volcánica.

En base a la experiencia en la construcción de invernaderos, la carga que se distribuye a cada cable no es una carga uniforme sino que presenta la forma de la Figura 4,2 que está de acuerdo al área de carga efectiva que resulta de las deformaciones propias de la naturaleza del material.



Fotografía 4.2 Deformación de los canales por el granizo

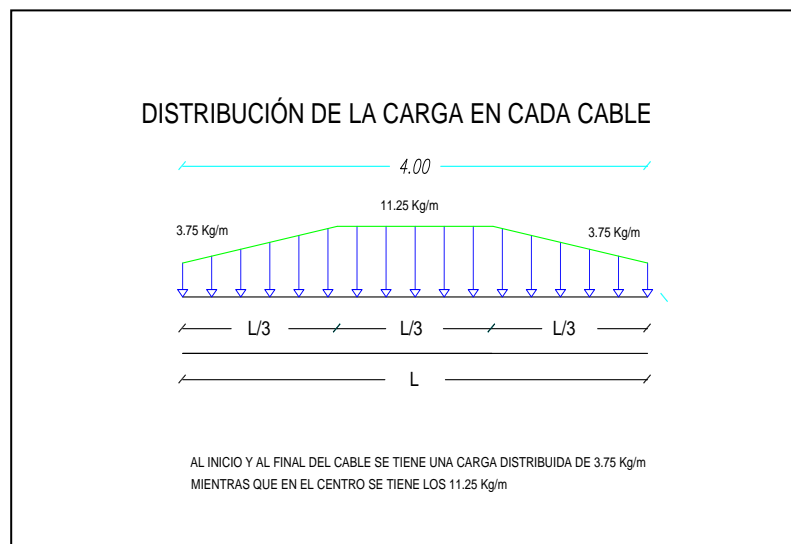
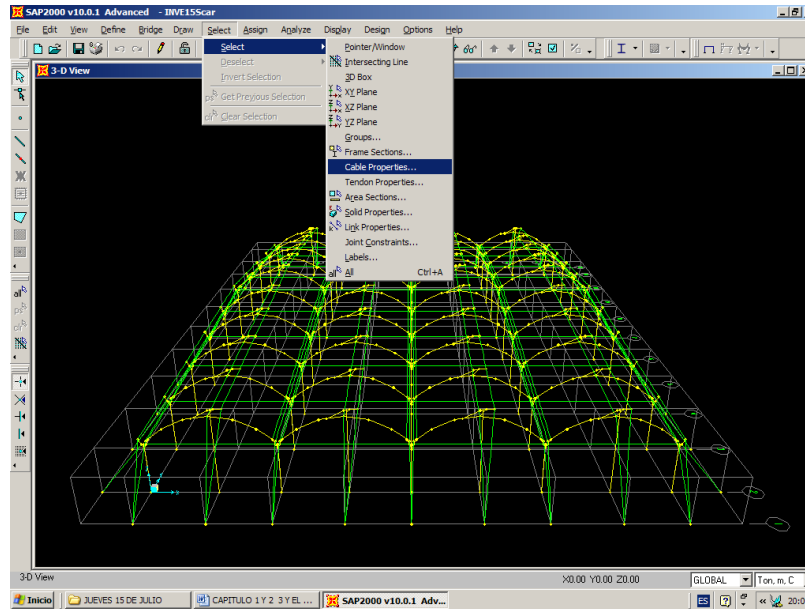


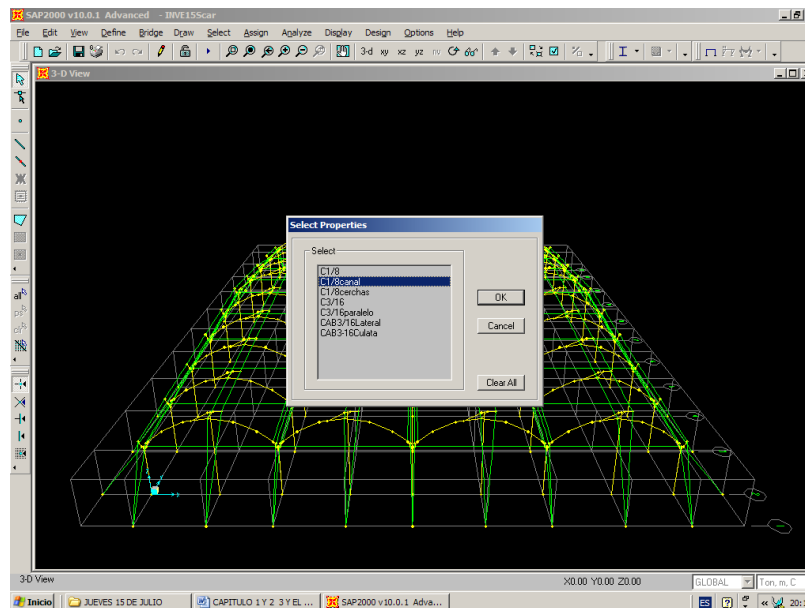
Figura 4. 2 Distribución de las cargas en el cable

4.1.2 Asignación de la carga viva especial en SAP 2000.

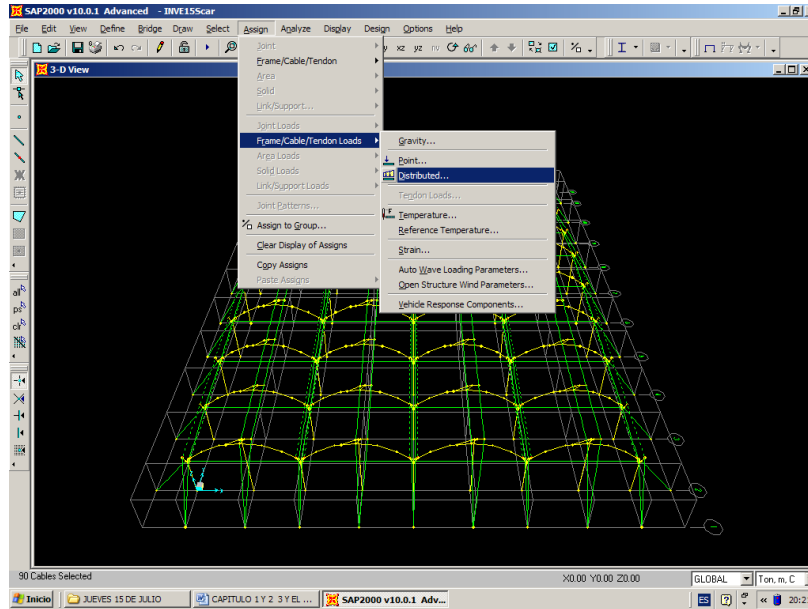
Continuando con nuestra estructura, se debe asignar estas carga a los cables que sostienen los canales, en el menú presione **Select** seguido de **Select, Cable properties**.



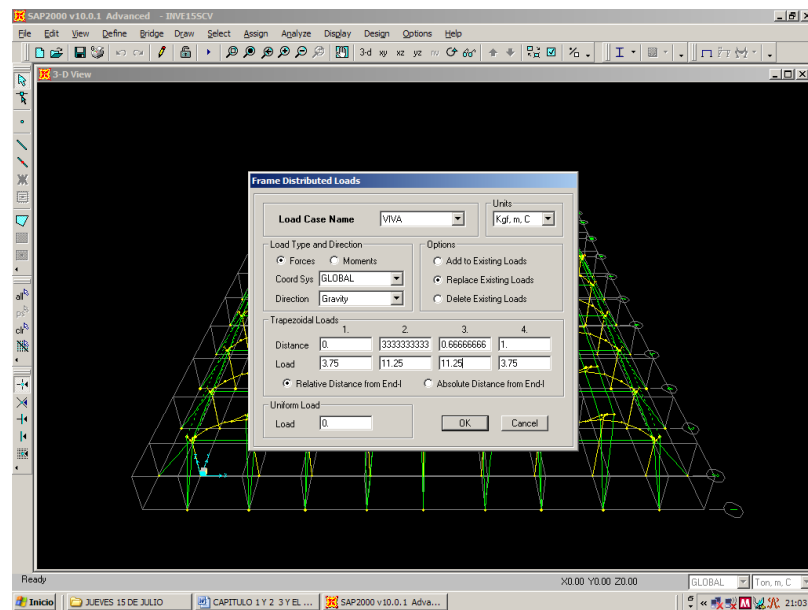
En la ventana **Select properties**, seleccione para nuestro modelo el cable **C1/8canal**, y verifique que se activen únicamente los cables que sostienen el canal.



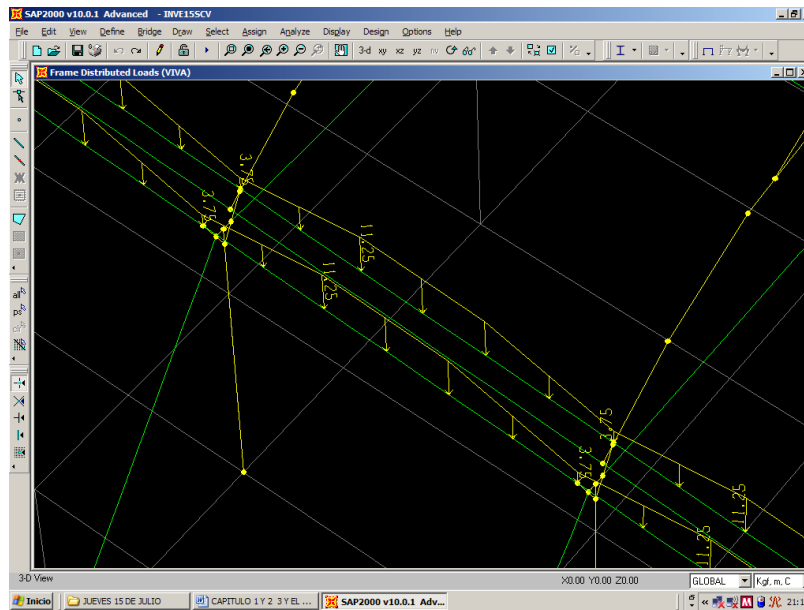
Ahora asigne la carga distribuida del siguiente modo: **Assign**, seguido de **Frame/Cable/Tendon Loads, Distributed**



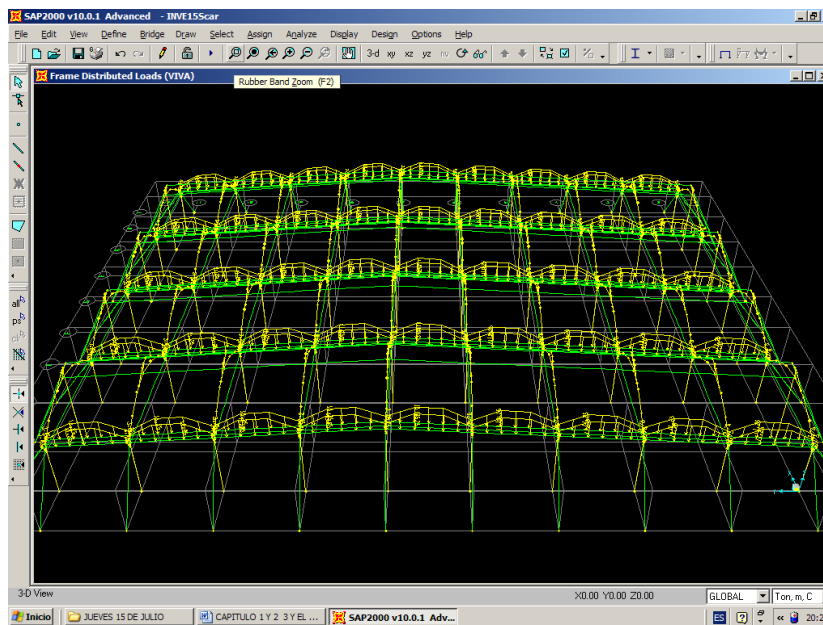
En la ventana **Frame Distributed Name**, llene los datos como se indica en la figura siguiente, resaltando que es una carga **VIVA**, y cuidando las unidades con la que trabajen.



Observe cómo está distribuida la carga en los cables que sostienen el canal.



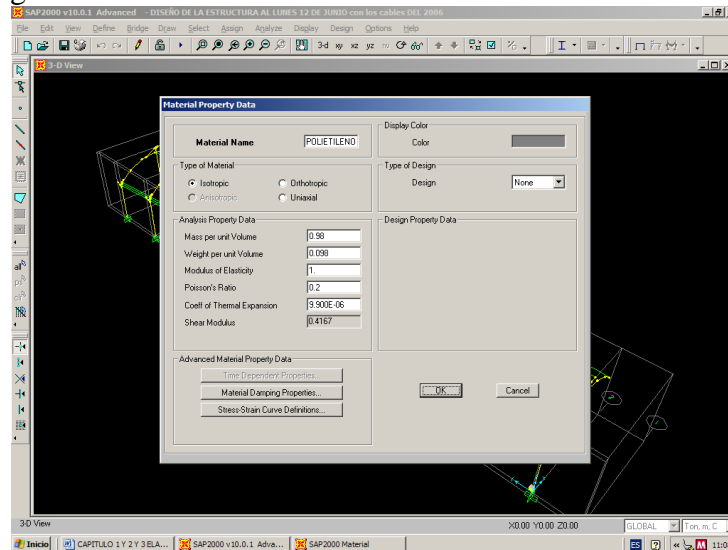
Ahora se tiene una vista de todas las cargas que se presentan en el invernadero producto de la ceniza, la lluvia o el granizo.



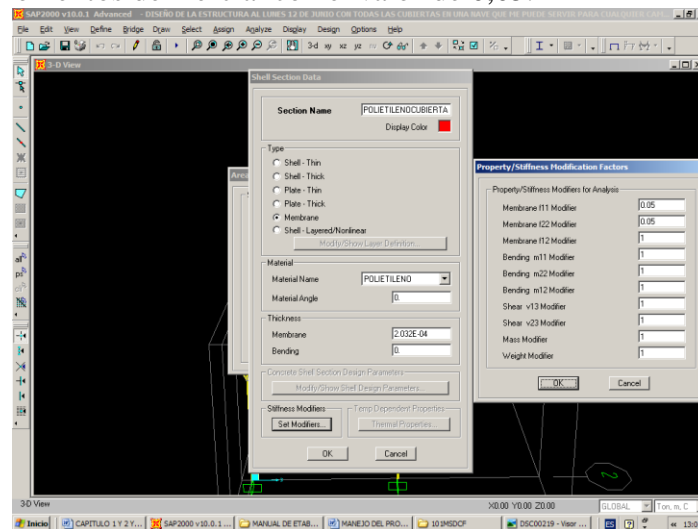
4.3 EJERCICIO UTILIZANDO ELEMENTOS MEMBRANA.


Aprovechando que el SAP dispone de la opción para asignar la carga viva y de viento a través de las paredes, en un segundo intento se trata de modelar un elemento membrana que cumpla con las características del polietileno que cubre los invernaderos.

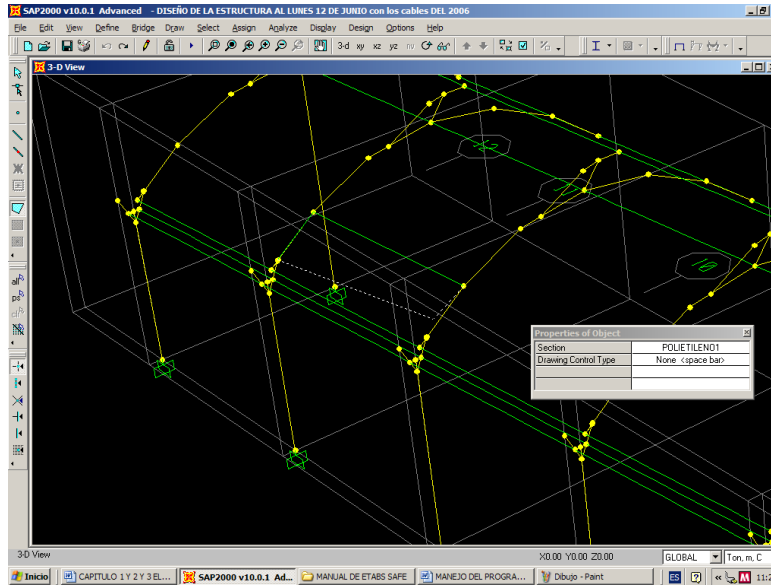
Para ello se creó un elemento área que cubra toda la estructura, es decir el polietileno, se comienza definiendo el material que se va a usar, para ello vamos a **Define, Materials y Add New Material** y llenamos los datos con las características del material como se muestra en la imagen inferior.



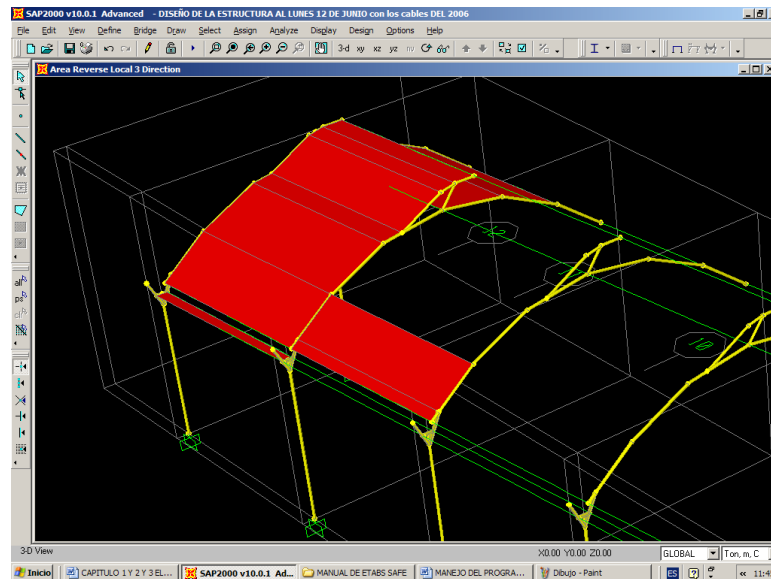
Una vez definido el material, se creará un elemento área, que representa al polietileno o plástico que cubre el invernadero, para ello operamos de la siguiente manera: **Define, Área Sections y Add New Section**, llenamos los datos como se muestra a continuación dándole el nombre de **POLIETILENOCUBIERTA**, Material **POLIETILENO**, Tipo **Membrana**, con el espesor de 0,00020320 m que corresponde al polietileno más usual Calibre No 8 y además para evitar que la membrana colabore con las cerchas y columnas de borde como una ala de longitud infinita presione el botón **Set Modifiers** y cambie las rigideces modificamos los momentos de inercia con el valor de 0,05.



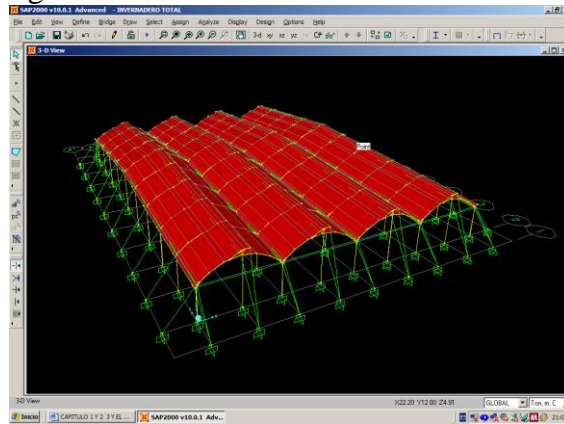
En este momento que tenemos creado el elemento POLIETILENO, vamos a colocarlo en nuestra estructura, para ello seleccionamos el ícono **Draw Quad Área**  **Element**, damos un clic, escogemos la Sección **POLIETILENOCUBIERTA** y vamos generando el elemento cuadro por cuadro, es decir uniendo cuatro puntos, como se puede apreciar en la figura siguiente.



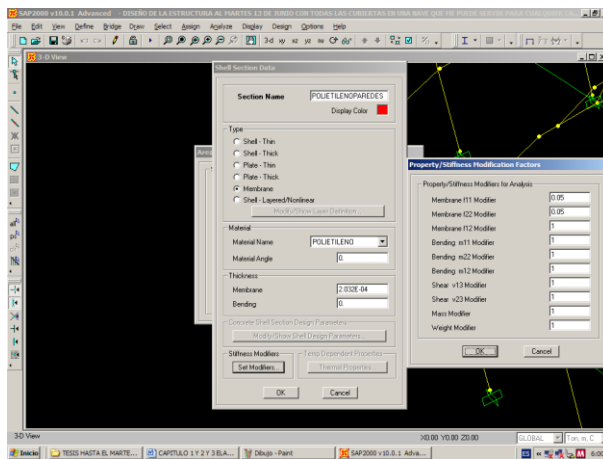
Como podemos darnos cuenta la fibra amarilla representa, el área pero dada la vuelta, esto sucede cuando cambiamos el sentido al ir marcando los puntos que delimitan el área.



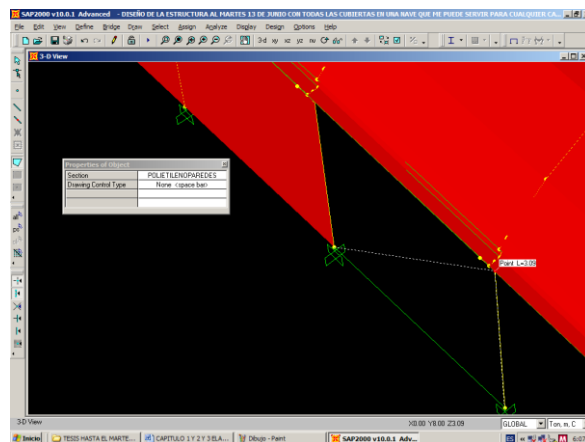
Es importante crear una nueva área con el nombre **POLIETILENOCANAL**, ya que como veremos posteriormente, a estas áreas se les asigna una determinada fuerza, que representa la carga de granizo o de agua.



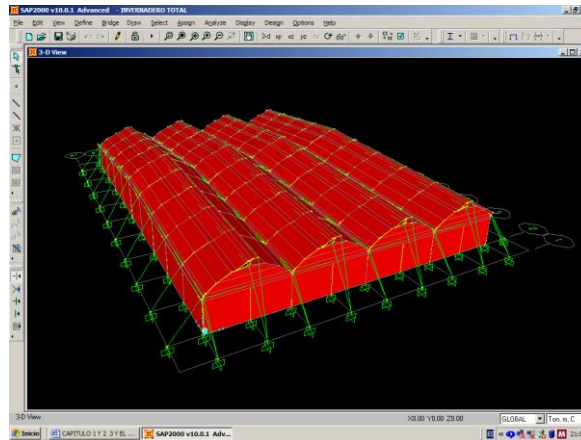
Se debe ahora cerrar a nuestra estructura con un polietileno en las culatas y laterales, para ello es necesario crear una nueva área que la llamaremos **POLIETILENO PAREDES** y asignarla al perímetro de nuestra estructura.



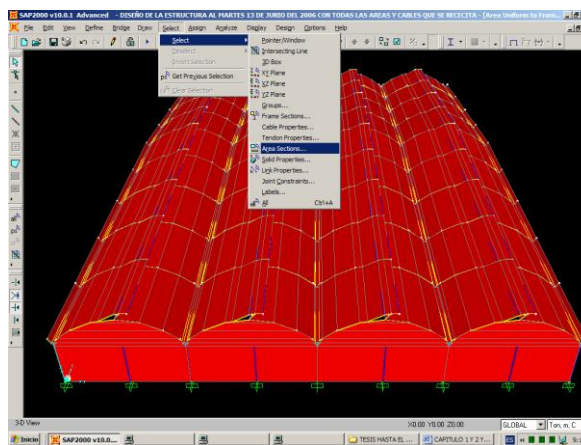
Con igual procedimiento como lo hemos realizado al asignar las áreas de cubierta o de canales.



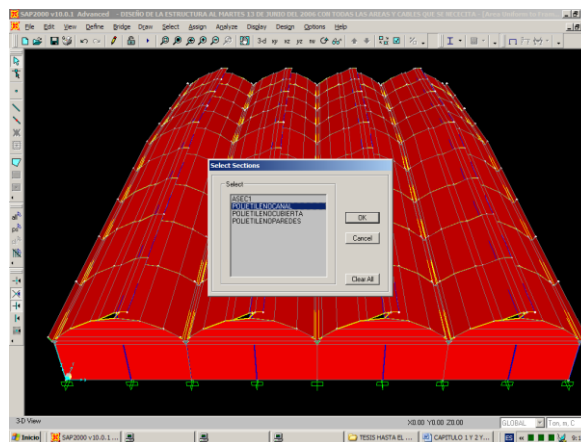
El invernadero cerrado completamente tanto en sus culatas y laterales se muestra en la figura inferior.



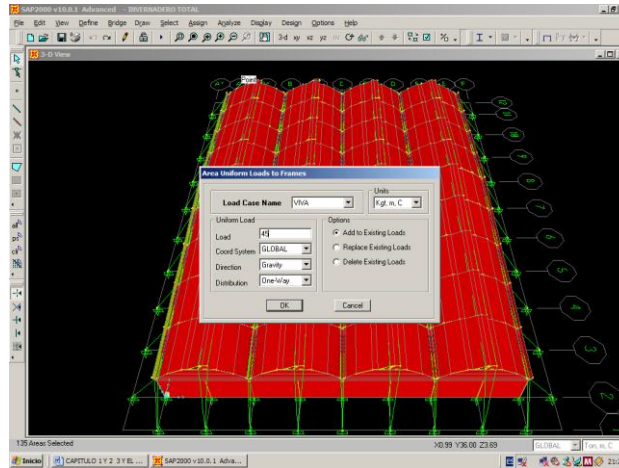
Continuando con nuestro modelo, debemos asignar a esta carga a los canales para ello vamos a **Select** seguido de **Select, Area Sections**.



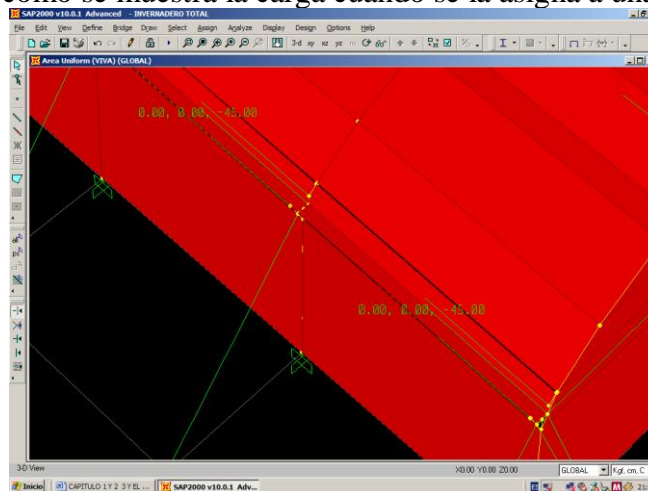
Seleccionamos el **POLIETILENOCANAL**, que es donde asignaremos la carga viva



Para determinar la carga de 45 Kg/m², escogemos **Assing, Area Loads, Uniform to Frame** y llenamos los datos como se muestra la figura inferior, teniendo especial cuidado en las unidades.



Se puede visualizar como se muestra la carga cuando se la asigna a una determinada área.

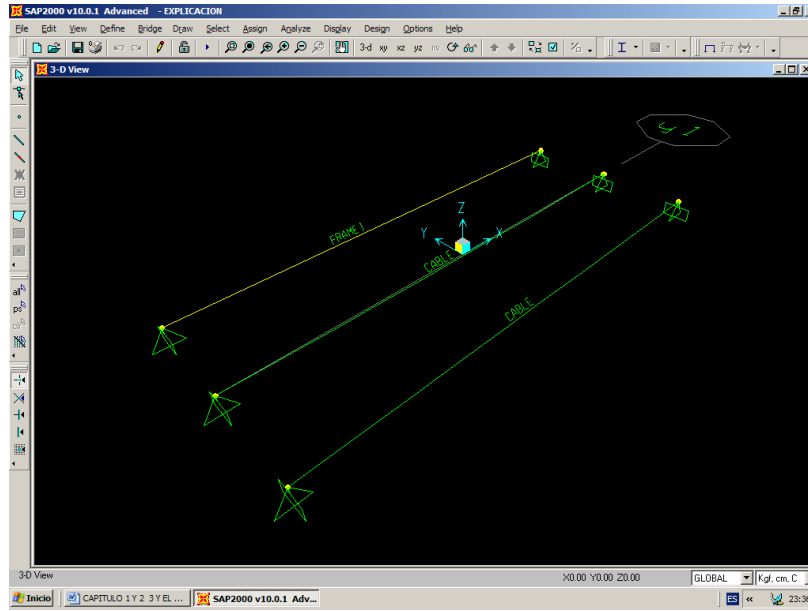


Al momento de correr la estructura y analizar las deformaciones nos podemos dar cuenta que la fuerza de 45 Kg/m² no se distribuye a los cables que sostienen el canal, lo que nos **permite concluir** que el programa SAP no puede todavía realizar un análisis modelando un elemento membrana que represente al polietileno del canal, y que transmita la carga a un elemento cable. Esto se debe a que al formar la matriz de rigidez el elemento cable considera la estructura deformada y el elemento membrana no, por lo tanto no son compatibles es decir no tienen las mismas deformaciones. Lo anterior se nota cuando al revisar las deformaciones el elemento membrana no se deformaba.

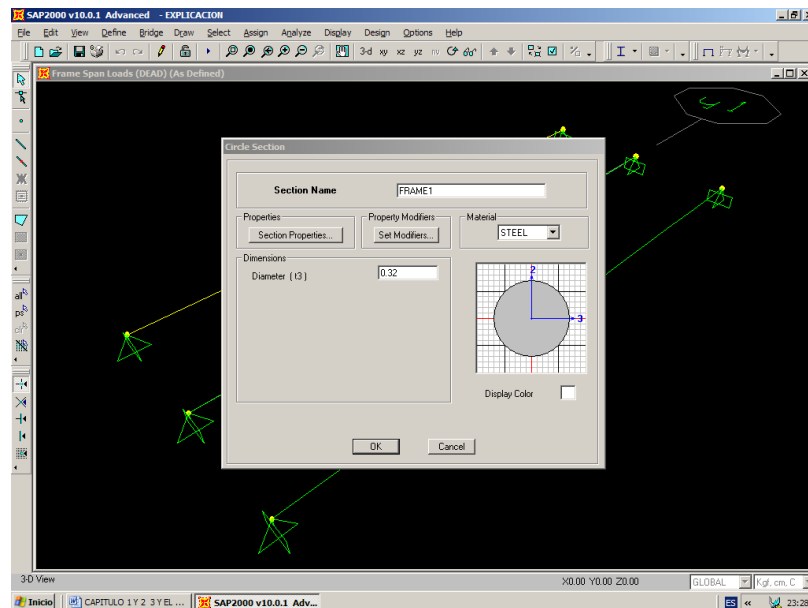
Existe otra alternativa de análisis en la que se usan los elementos membrana pero los elementos cable se cambian a elementos frame normales. Sin embargo es necesario usar un análisis no lineal (esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones) con el consiguiente enorme gasto en tiempo de ejecución del programa.

4.4 EJERCICIO PARA VER EL TRABAJO DE LOS FRAMES Y CABLES.

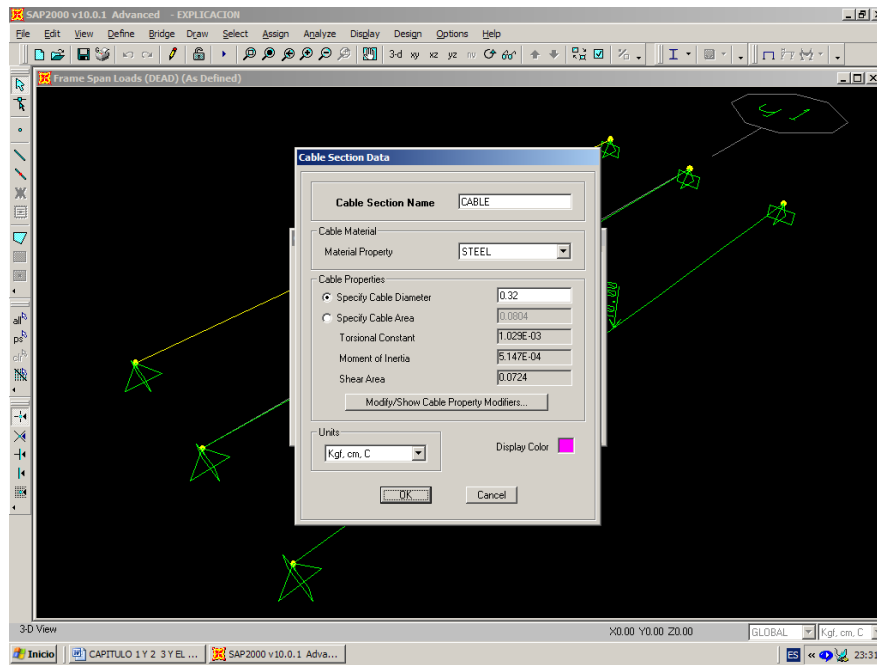
Para una mejor comprensión de cómo trabajan un **Frame**, un **Cable sin tensión Horizontal** y un **Cable con una tensión Horizontal** de 100 Kg, se ha creado las siguientes vigas con el mismo diámetro de sección.



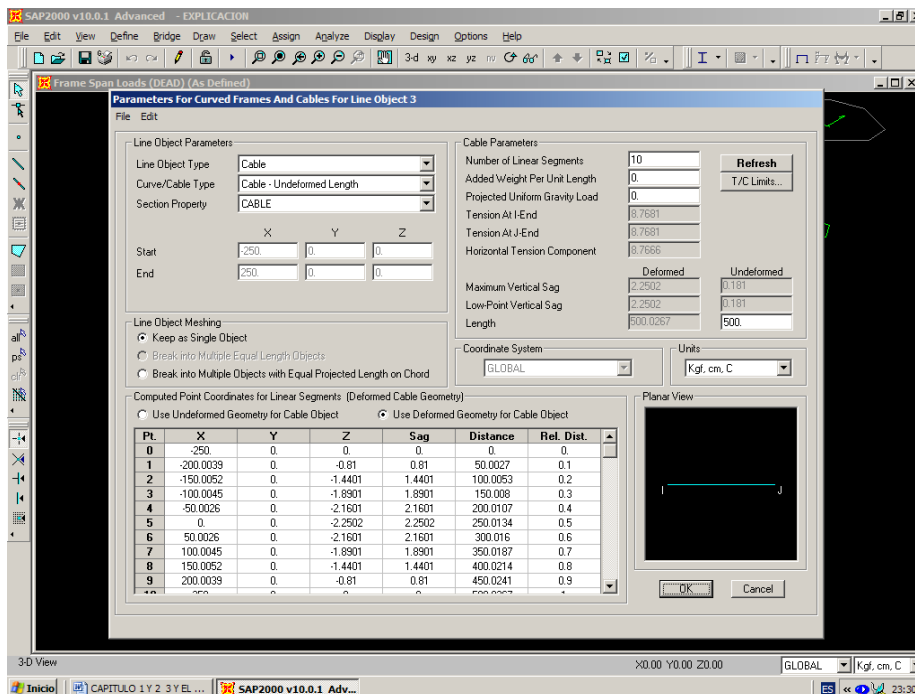
El elemento del Fondo es un **Frame** con las siguientes características, su material es **STEEL**, su diámetro es **0.32 cm**.



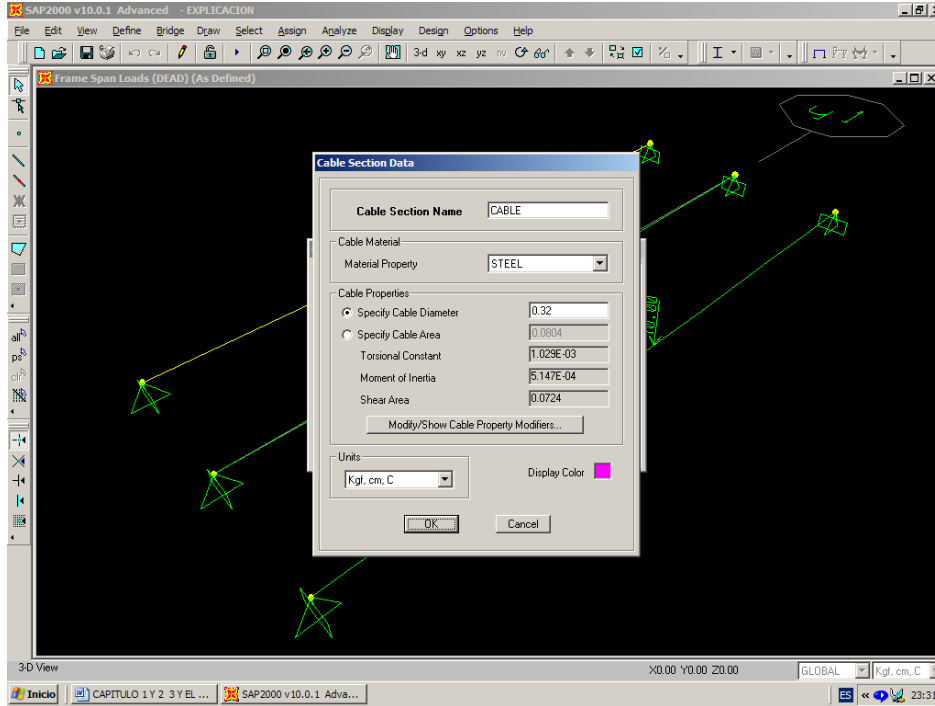
El elemento intermedio es un **Cable** de diámetro igual a **0.32 cm**, y de material **STEEL**



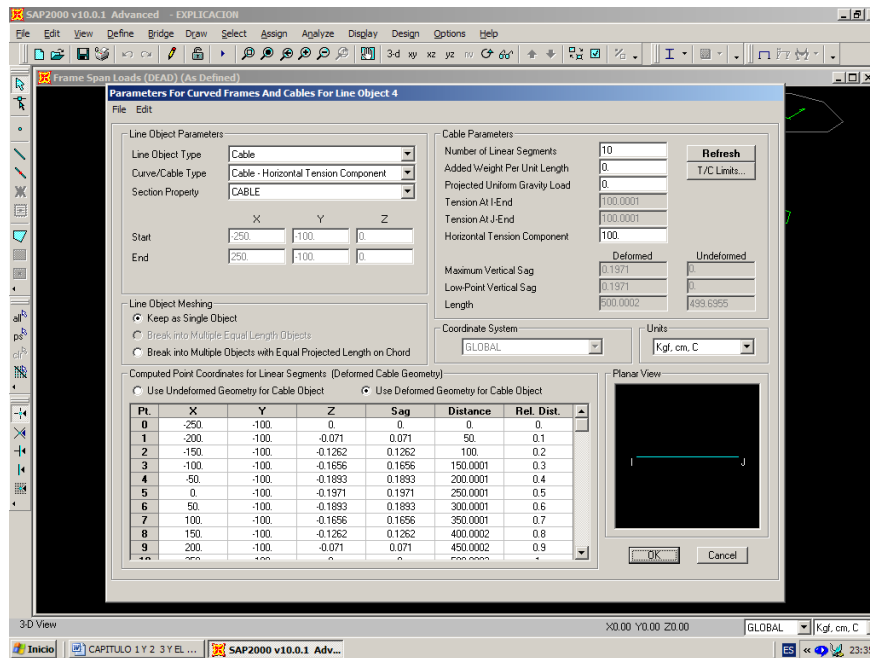
Este cable no tiene ninguna componente horizontal, pero usa la geometría deformada del cable.



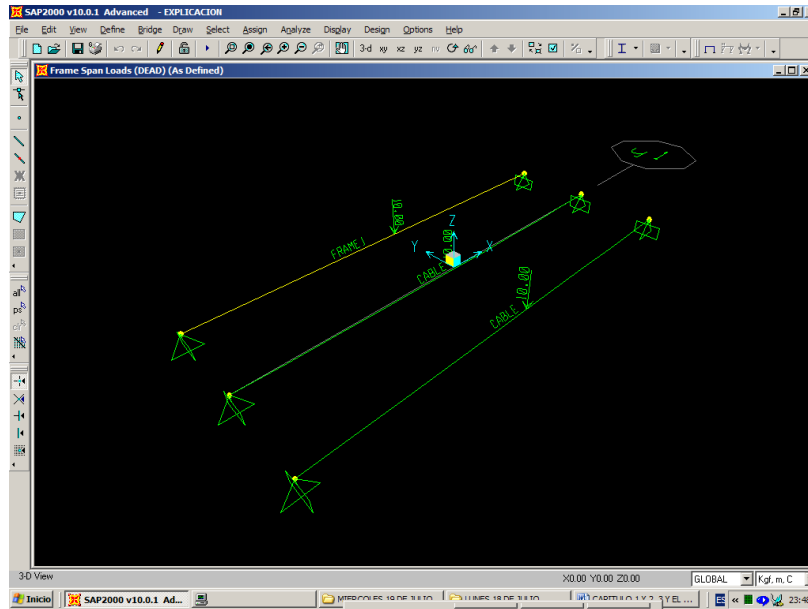
El primer elemento es un **Cable**, igualmente su diámetro es **0.32 cm** y su material es **STEEL**.



Pero se diferencia del cable anterior porque está sometido a una componente horizontal de tensión de 100 Kg . como se puede apreciar en la siguiente imagen.

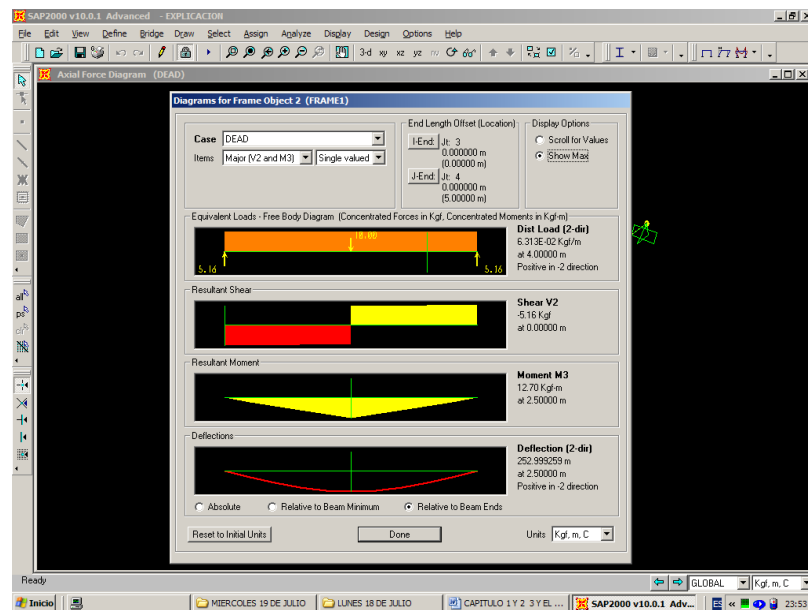


A los tres elementos le asignaremos una carga puntual de 10 kg en el centro de su luz.

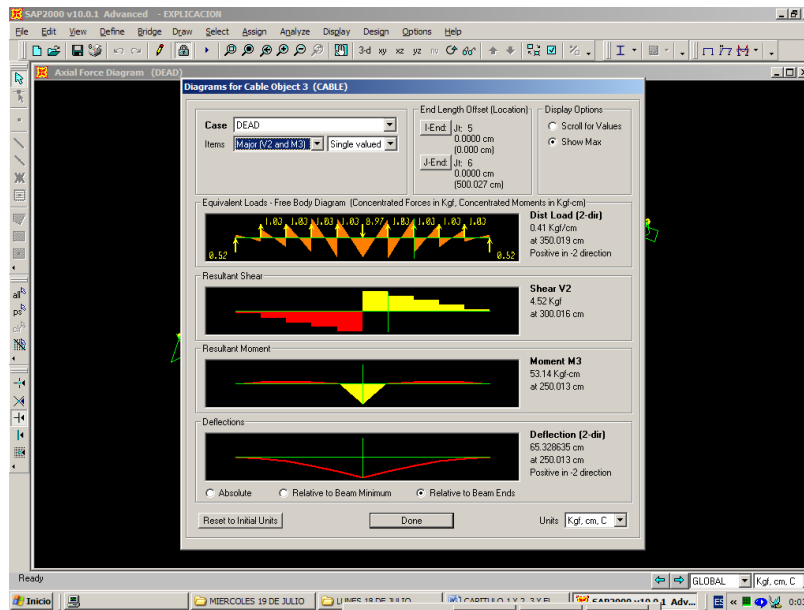


Corremos la estructura y tenemos los siguientes resultados por cada uno de los elementos:

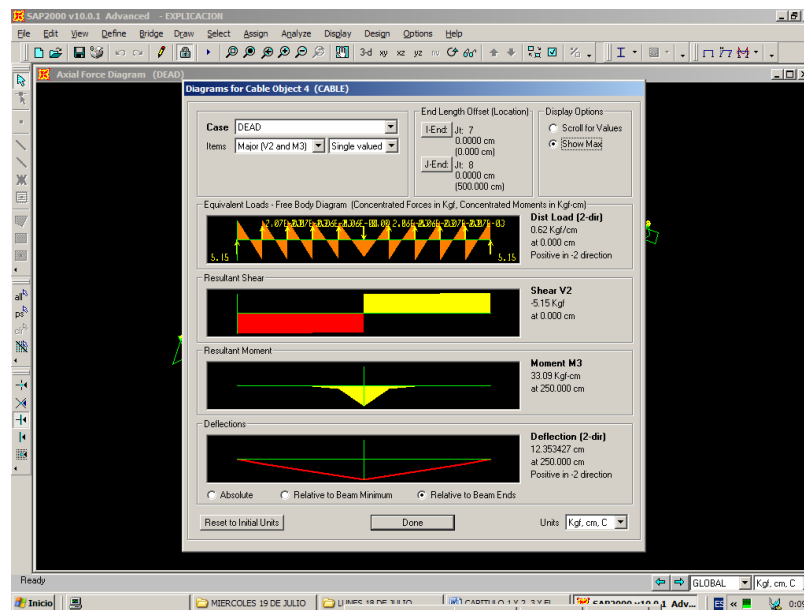
El Frame.- Como frame calcula la rigidez de la estructura usando la geometría no deformada, no tiene carga axial que actúe en la barra, y presenta una deformación extremadamente grande de 253 cm., lo que da como conclusión que este modelo no es real.



El Cable sin tensión.- Calcula la rigidez de la estructura usando la geometría deformada, y resiste las cargas de una manera diferente que el Frame, además presenta una deformación de 65 cm.que puede ser real.



El Cable con tensión.- Igualmente calcula la rigidez de la estructura usando la geometría deformada, pero un aspecto importante a resaltar es que al introducir una tensión horizontal, se está aumentando la rigidez de la estructura deformada. Lo anterior se nota en la deformación máxima que disminuye a 12 cm.



4.5 CARGAS DEBIDO AL VIENTO.



Fotografía 4. 3 Acción del viento en Paracaídas



Fotografía 4. 4 Acción del viento en Invernaderos

El primer paso en el proceso de protegerse contra los efectos del viento es entenderlo, analizarlo y buscar la manera de cómo enfrentar este problema. Tomemos el caso de un paracaídas, este objeto que trabajan con el viento es capaz de sostener el peso propio con la sustentación de una pequeña área de tela especial.

Como hemos visto nuestros invernaderos son estructuras grandes con una gran área de “tela” plástica expuesta al viento, por ello no debemos subestimar esta fuerza natural. El viento es a un invernadero lo que el sismo a un edificio.

Muchas veces se han registrado daños por viento en determinada hacienda, y se han medido velocidades pico fuertes en esos predios, pero en la finca de al lado el viento no atacó con la misma intensidad. Cuál es la explicación a este fenómeno?... En primer lugar, si la región registró viento fuerte, es posible que la mayoría de moradores o asentamientos del área así sientan, pero se recordará que no a todos les habrán atacado las ráfagas más destructivas, pues dentro de una región que registra vientos, hay focos puntuales (ráfagas) donde se registran daños de mayor escala y otros sectores puntuales donde son de menor escala o simplemente inexistentes.

Por tanto, para nuestro estudio serán dignos de tomar en cuenta los vientos del lugar específico de producción y entenderemos como información meramente complementaria los de la región.

Existen métodos para determinar estos datos con una aproximación razonable para nuestros fines y sin el uso de instrumental meteorológicos.

Recalcamos que no son exactos. Uno de estos procedimientos es el método Beaufort, que le permitirá a usted mismo evaluar la velocidad del viento y su fuerza de carga sobre un invernadero promedio, de acuerdo a los síntomas que se presenten en un determinado proyecto.


ESTIMACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO SOBRE SUELO TERRESTRE					
Especificación para determinar la velocidad	Descripción	Velocidad Equivalente [km/h]	Fuerza sobre cerchas en Invernadero standard [kg / metro de cercha]		Número Beaufort
			Barlovento	Sotavento	
La acción del viento se percibe sobre la cara, se escucha el susurrar de las hojas de las plantas, las veletas comunes se mueven	Brisa Suave	6 - 11	0.59	2.46	2
Las hojas y pequeñas ramas están moviéndose continuamente, el viento extiende las banderas hechas de tejido suave	Brisa Leve	12 - 19	1.77	7.34	3
Se levantan el polvo y los papeles sueltos, las pequeñas ramas de los árboles se mueven	Brisa moderada	20 - 28	3.83	15.93	4
En los árboles pequeños todo el ramaje empieza a mecerse y se forman pequeñas crestas en las ondas de agua de lagunas	Viento moderado	29 - 38	7.06	29.35	5
Se mueven las ramas grandes de los árboles, se escucha el silbido del viento	Viento Fuerte	39 - 49	11.74	48.80	6
Las copas de los árboles se mueven totalmente, se comienza a sentir dificultad en la marcha personal contra el viento	Viento Muy Fuerte	50 - 61	18.20	75.62	7
Se rompen las ramitas de los arboles, dificultad en el avance personal	Temporal	62 - 74	26.78	111.29	8
Ocurren pequeños daños en las estructuras, son arrancadas algunas tejas de los techos	Temporal Fuerte	75 - 88	37.88	157.38	9
Se ven árboles con raíces arrancadas del suelo, ocurren daños estructurales considerables	Temporal Muy Fuerte	89 - 102	50.89	211.45	10
Daños generales por doquier	Tempestad	103 - 117	66.96	278.21	11
Sin especificación	Huracán	118 o más	mayor que 66.96	mayor que 278.21	12
ELABORADO POR	 BIOACERO			División Invernaderos	

Tabla 4. 3 Estimación de la velocidad del viento según Beaufort.

De todo lo anterior lo primordial es llegar a determinar la velocidad del viento que golpeará al invernadero, produciendo una carga que se transmitirá a las columnas y cerchas.

Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones, el viento se mide en Km/hora.

La fuerza dinámica se debe transformar, primeramente, en una fuerza estática:

$$P_o = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \Rightarrow P_o = \frac{V^2 (m/seg)}{16}$$

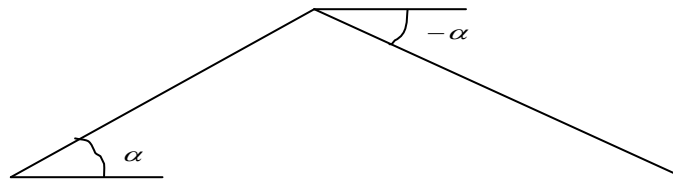
P_o = fuerza estática equivalente

ρ = densidad del viento

Y, finalmente se calcula la fuerza requerida W :

$$W = P_o \cdot (1,2 \cdot \text{Sen } \alpha - 0,4)$$

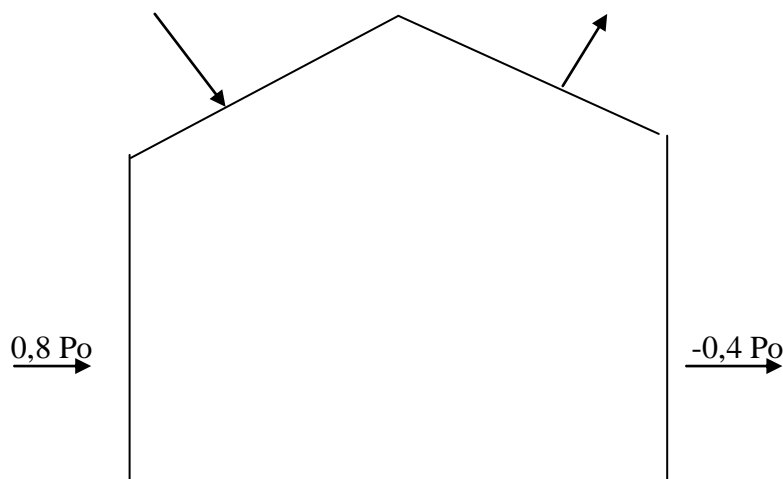
Siendo α el ángulo que forma la horizontal con la cercha, en forma negativa tanto como en forma positiva.



P_o Incide directamente en las estructuras en función de la superficie o área, se debe convertirle en fuerza equivalente estática.

$$W_{x_{\text{barlo}}} = P_o (1,2 \cdot \text{Sen } \alpha - 0,4)$$

$$W_{x_{\text{sotav}}} = P_o (1,2 \cdot \text{Sen } (-\alpha) - 0,4)$$



Tramo 1 de la cercha

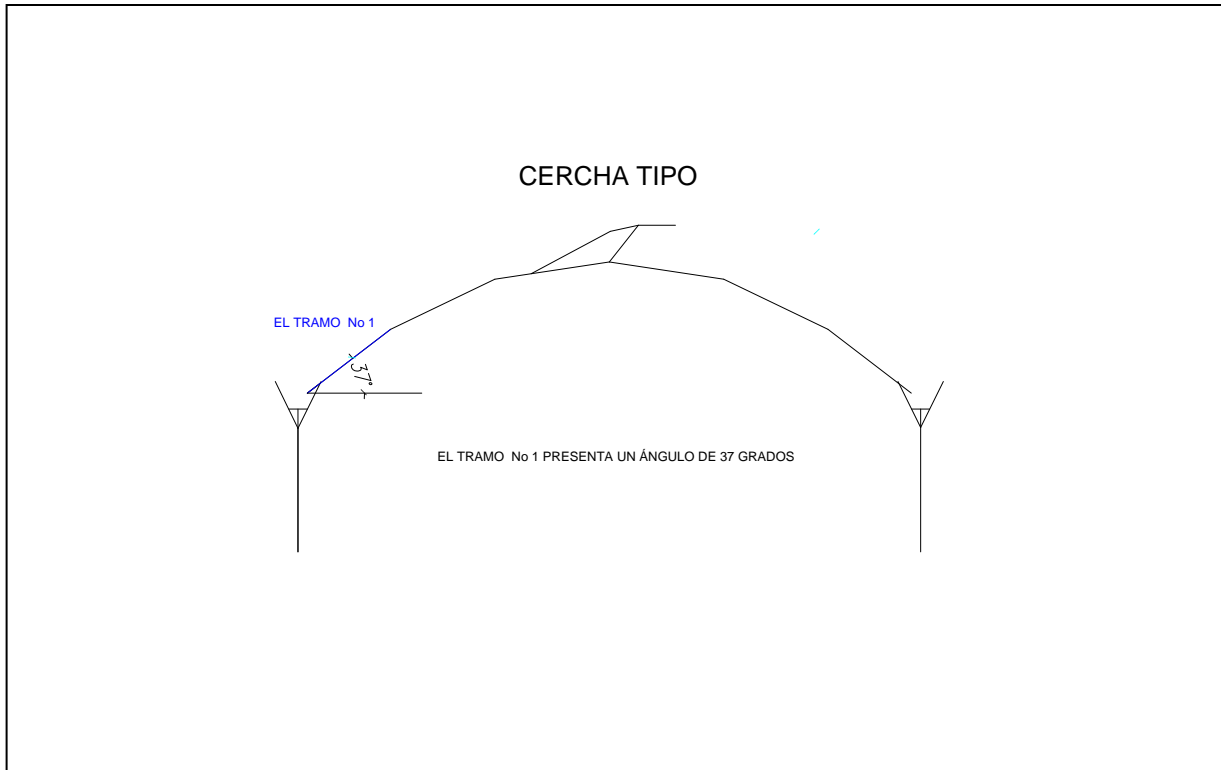
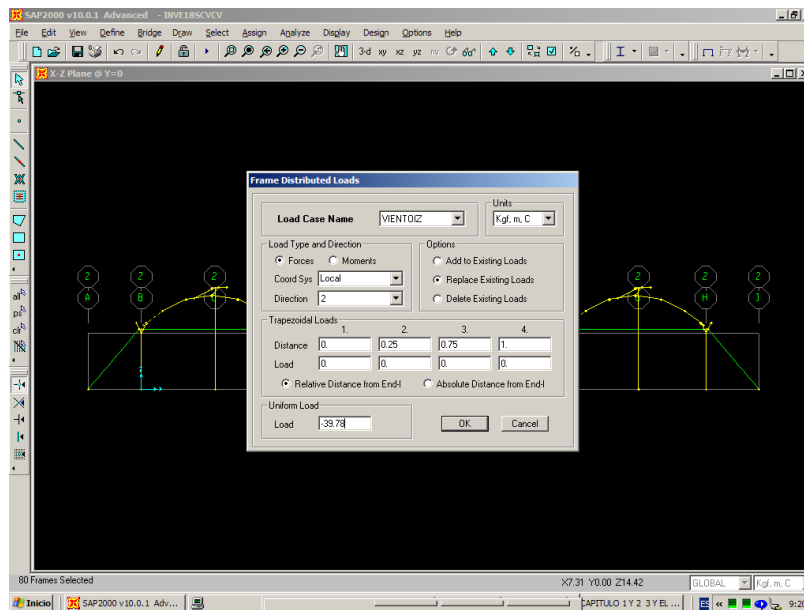


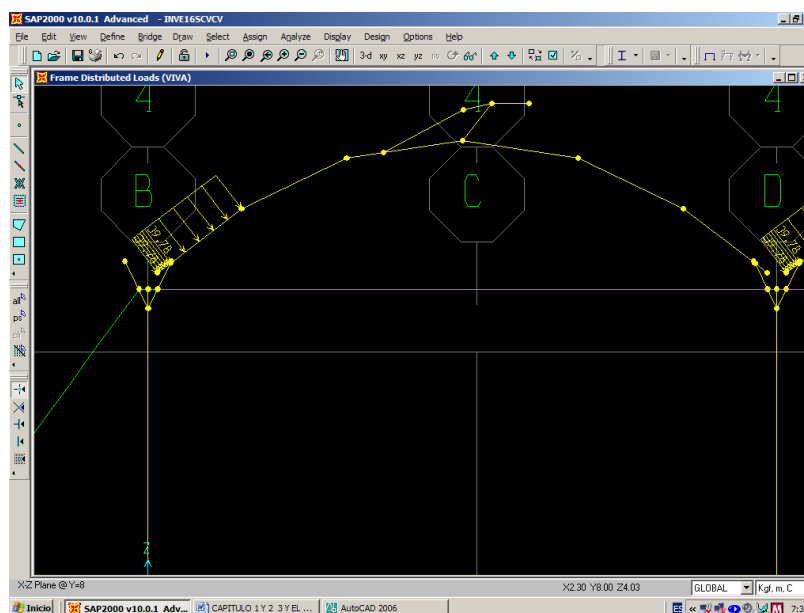
Figura 4. 3 Tramo 1 de La Cercha del Invernadero.

	Proyecto:	INVERNADERO	
	Viento =	80 km/h	
	Ángulo de inclinación de la cubierta =	37°	
	fuerza estática equivalente =	9,94 kg/m ²	barlovento
	=	-34,64 kg/m ²	sotavento
Ancho cooperante de carga (dist-pórticos)=		4 m	
Fuerza estática equivalente en Barlovento por ml		39,78 kg/m	
Fuerza estática equivalente en Sotavento por ml		-138,54 kg/m	

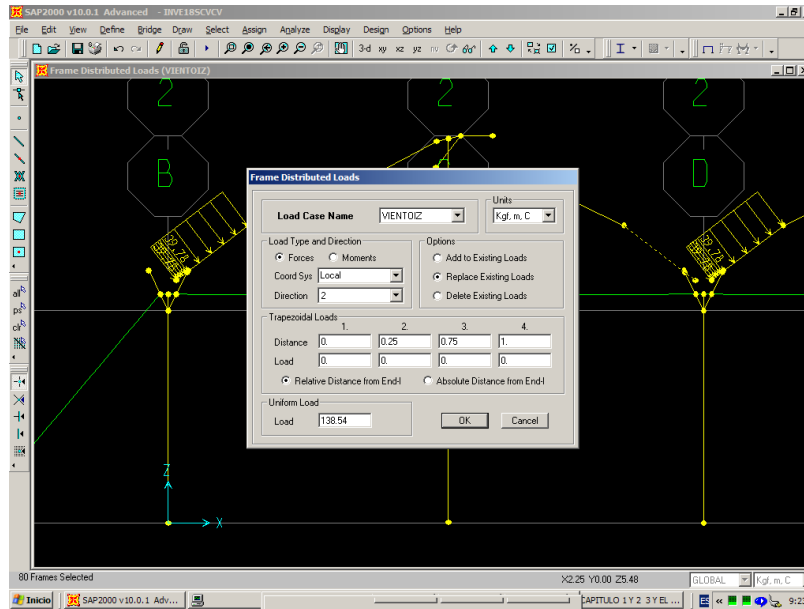
Para asignar la fuerza de Barlovento perpendicular al tramo 1 de la cercha, debemos seleccionar el tramo e ingresar los datos como se muestran en la figura inferior, tomando en cuenta que el Load Case Name es **VIENTOIZ**, Coord Sys **Local**, y la Uniform Load es **-39.78**.



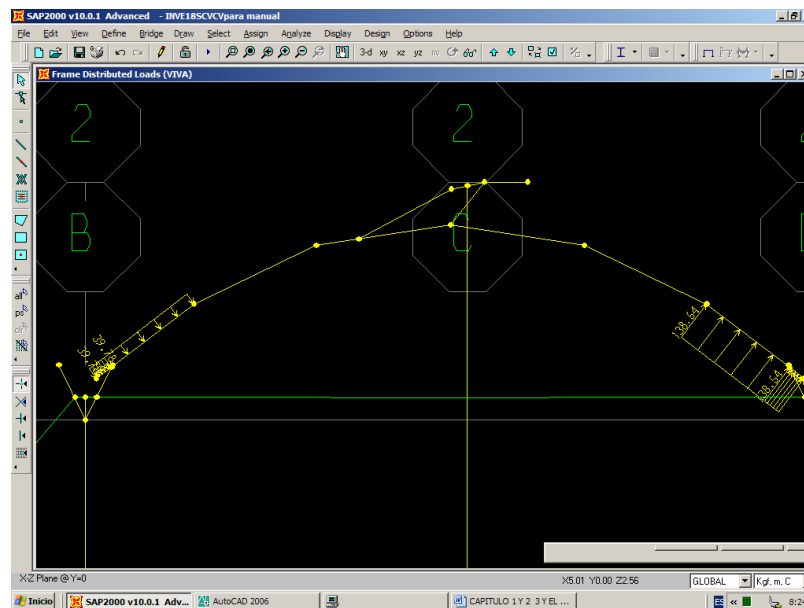
A continuación se puede observar la asignación de la carga de 39.78 Kg/m al elemento tram01.



Como la cercha es simétrica en sus tramos iniciales y finales, debemos asignar la fuerza de Sotavento al elemento correspondiente al TRAMO 1, que para nuestro diseño es igual a 138.54 Kg/m.



Observe siempre el signo al asignar la carga distribuida, debe coincidir con la convención de signos para la dirección de la carga.



Tramo 2 de la cercha

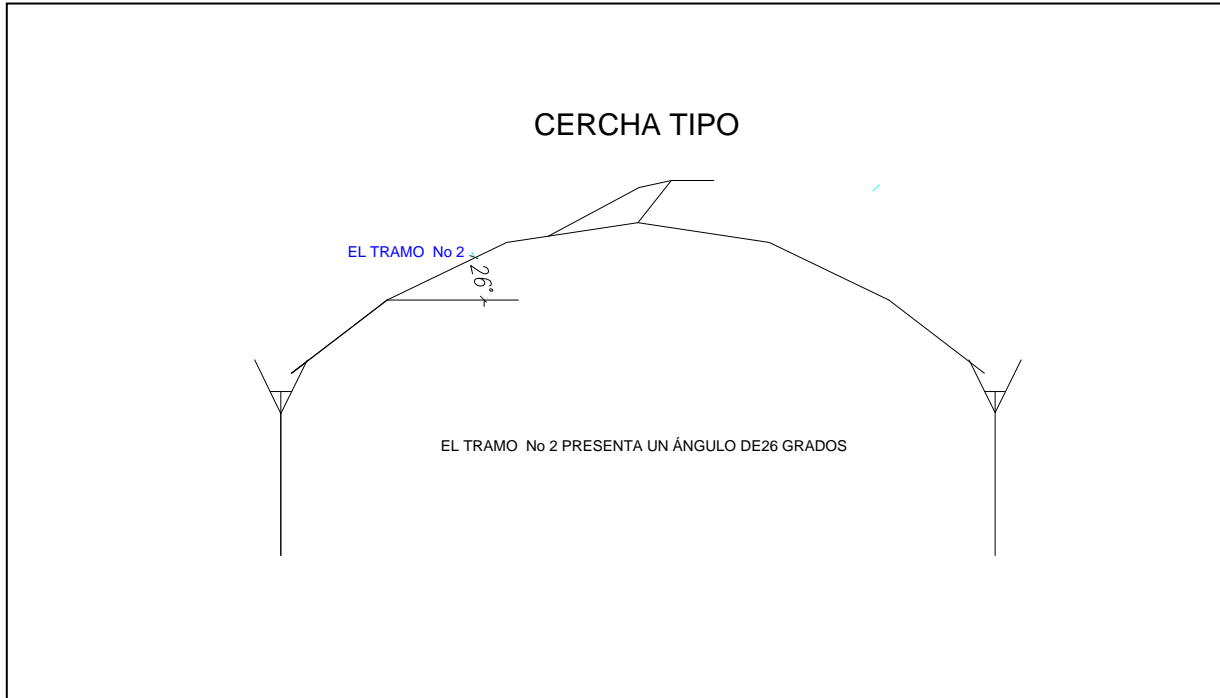
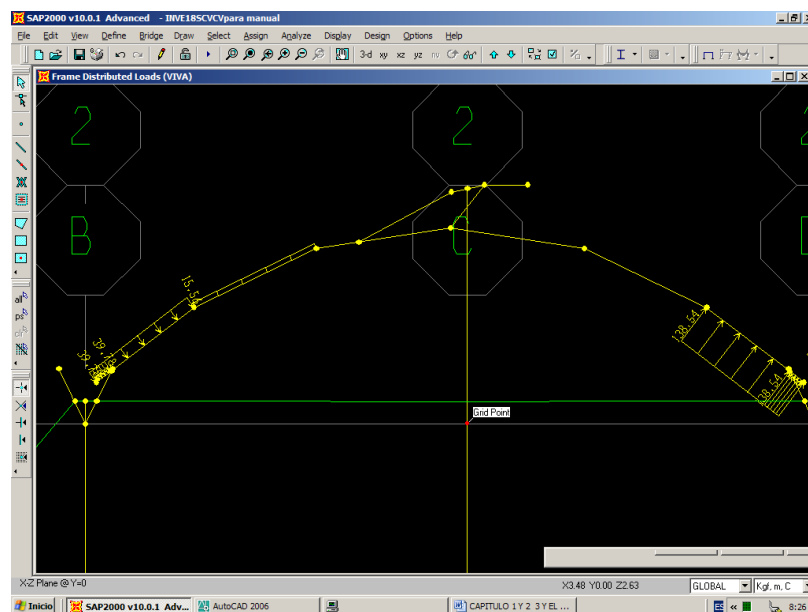
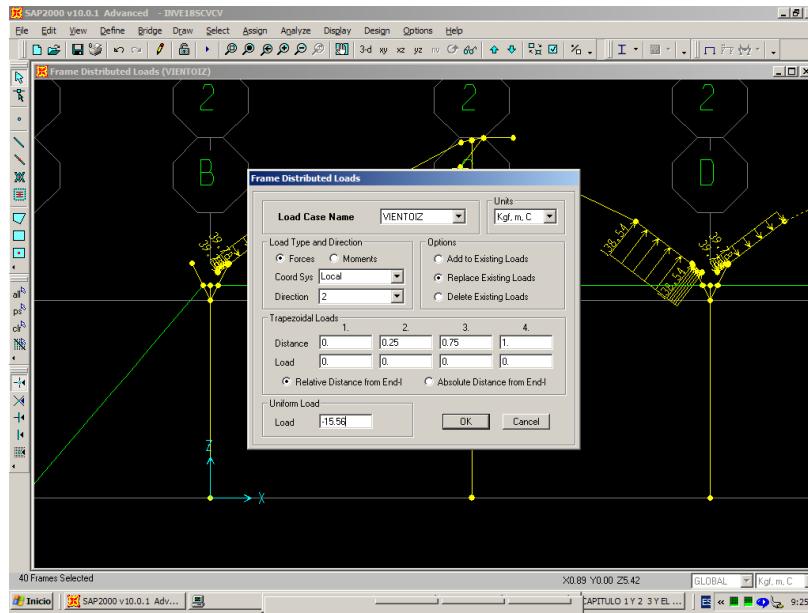


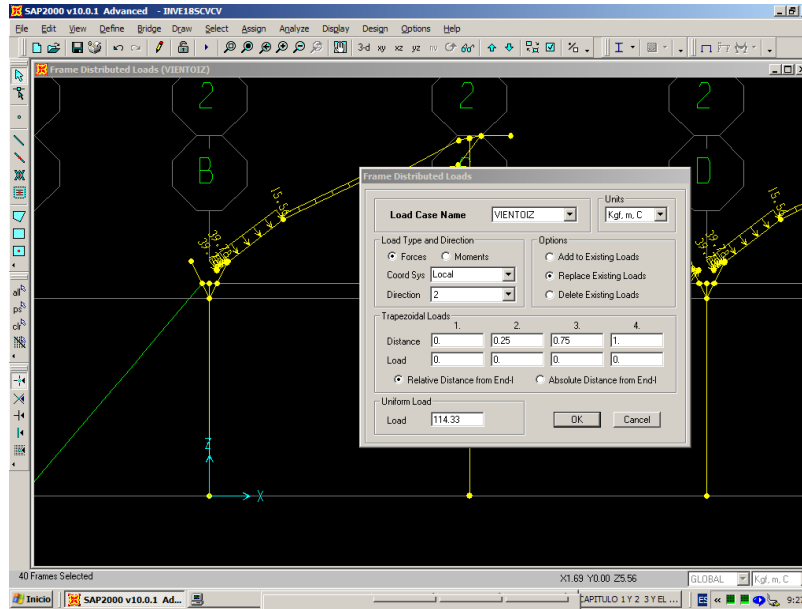
Figura 4. 4 Tramo 2 de La Cercha del Invernadero.

	Proyecto:	INVERNADERO	
	Viento =	80 km/h	
	Ángulo de inclinación de la cubierta =	26°	
	fuerza estática equivalente =	3,89 kg/m ²	barlovento
	=	-28,58 kg/m ²	sotavento
Ancho cooperante de carga (dist-pórticos)=		4 m	
Fuerza estática equivalente en Barlovento por ml		15,56 kg/m	
Fuerza estática equivalente en Sotavento por ml		-114,33 kg/m	

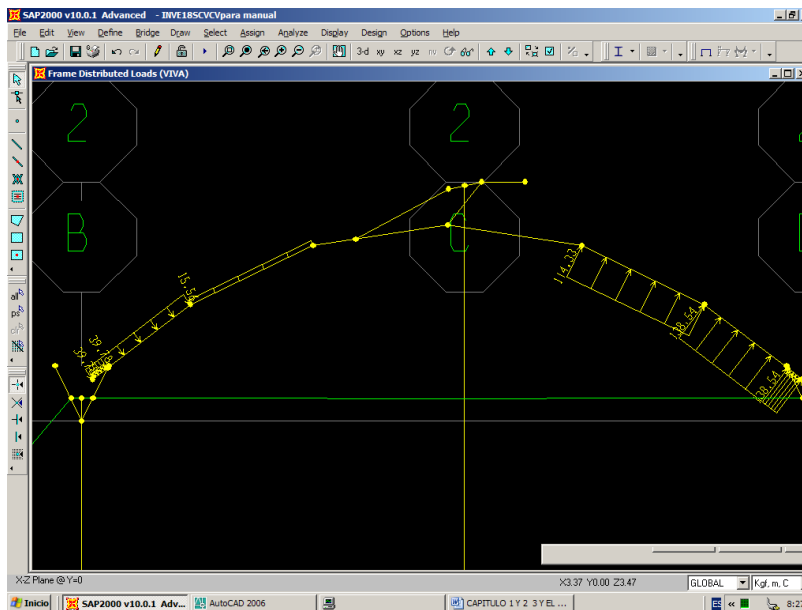
De similar manera que en el TRAMO 1, operamos en el TRAMO 2 únicamente cambiando la fuerza de Barlovento a 15.56 Kg/m.



Trabaje de igual forma para asignar la carga de Sotavento al tramo correspondiente.



Preste atención a cómo se va asignando todas las cargas distribuidas que actúan sobre la cercha.



Tramo 3 de la cercha

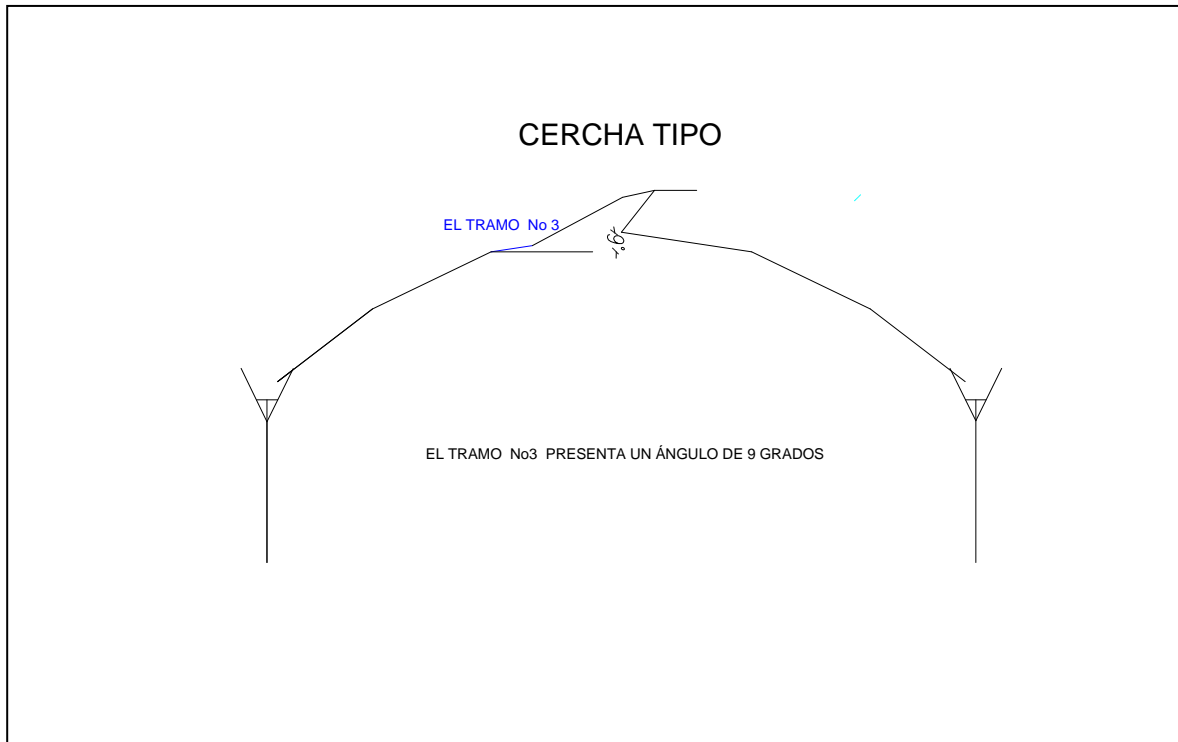


Figura 4. 5 Tramo 3 de La Cercha del Invernadero.

	Proyecto:	INVERNADERO	
	Viento =	80 km/h	
	Ángulo de inclinación de la cubierta =	9°	
	fuerza estática equivalente =	-6,55 kg/m ²	barlovento
	=	-18,14 kg/m ²	sotavento
Ancho cooperante de carga (dist-pórticos)=		4 m	
Fuerza estática equivalente en Barlovento por ml		-26,21 kg/m	
Fuerza estática equivalente en Sotavento por ml		-72,56 kg/m	

Al asignar la carga al TRAMO 3, puede darse cuenta que sólo una pequeña porción del tramo total recibe carga, por lo que debemos calcular la distancia relativa, de la siguiente manera:

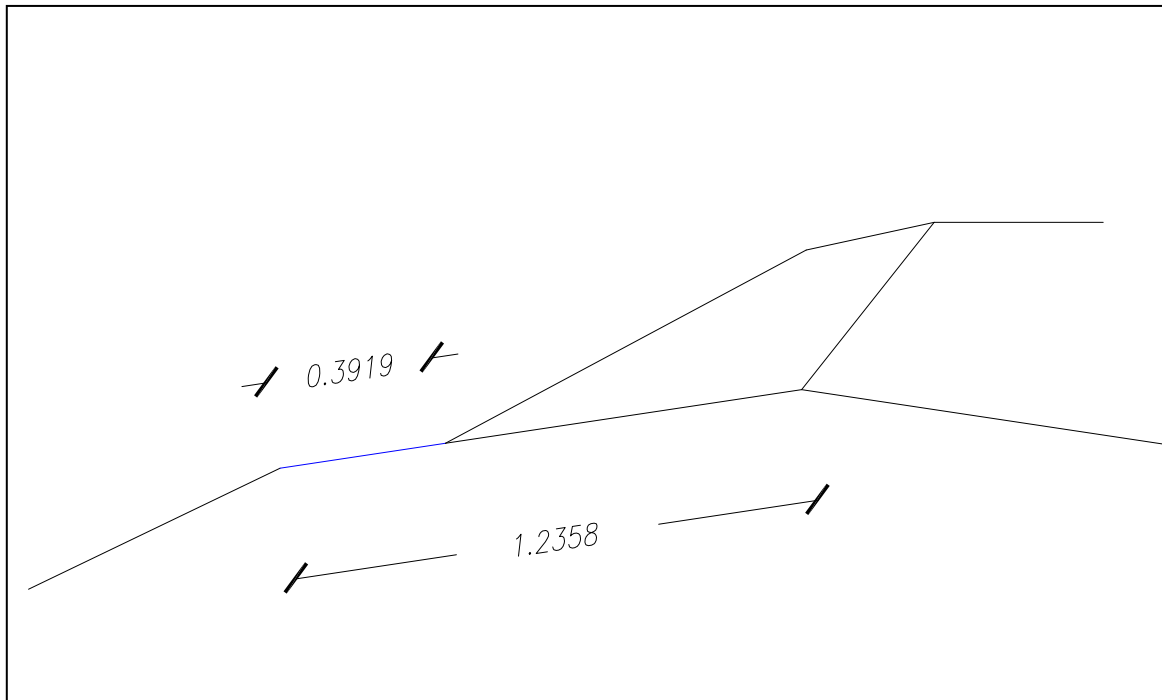


Figura 4. 6 Distancia Relativa

$$\text{Distancia total del Tramo} = 1.2358$$

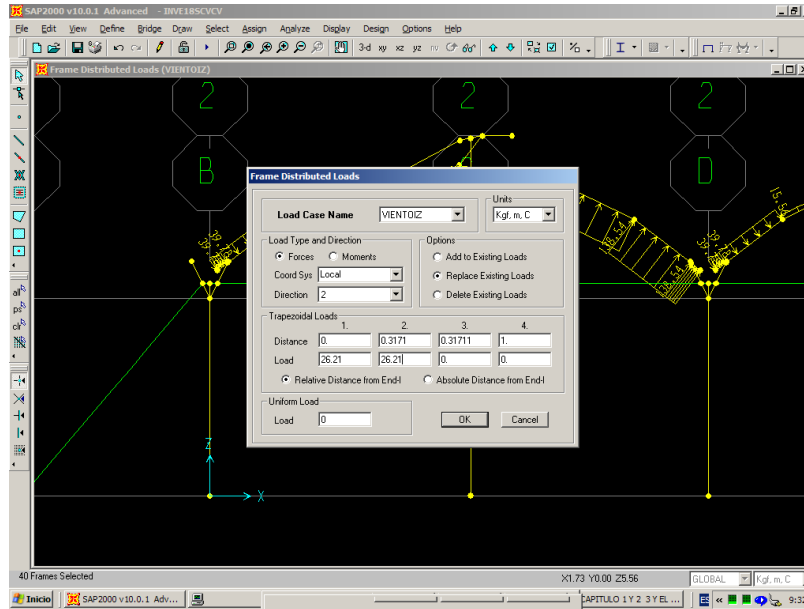
$$\text{Distancia del Subtramo} = 0.3919$$

$$\text{Dist. Relat} = \frac{\text{Dist del Subtramo}}{\text{Dist del Tramo}}$$

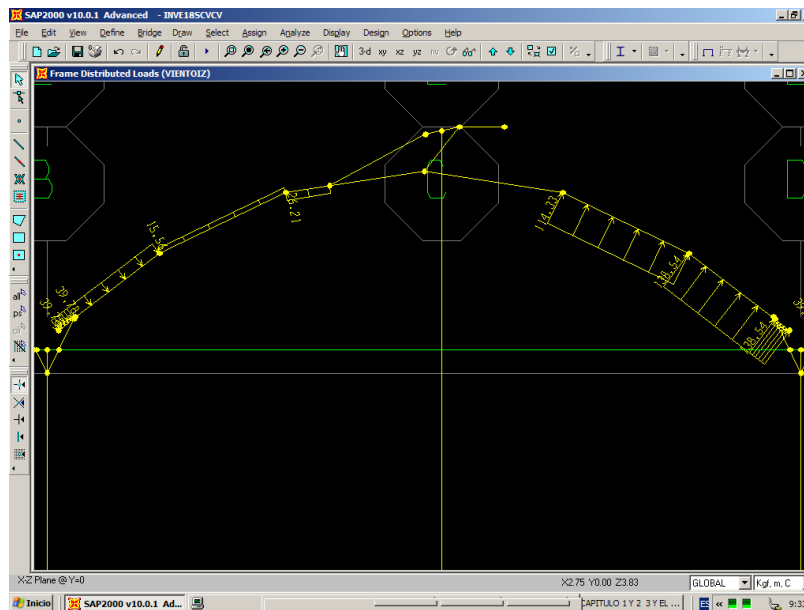
$$\text{Dist. Relat} = \frac{0.3919 \text{ m}}{1.2359 \text{ m}}$$

$$\text{Dist. Relat} = 0.3171 \text{ m}$$

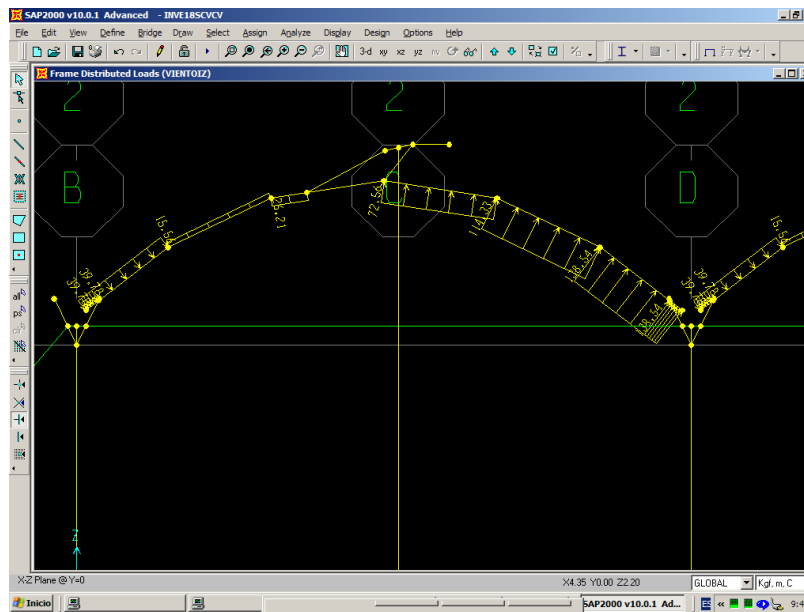
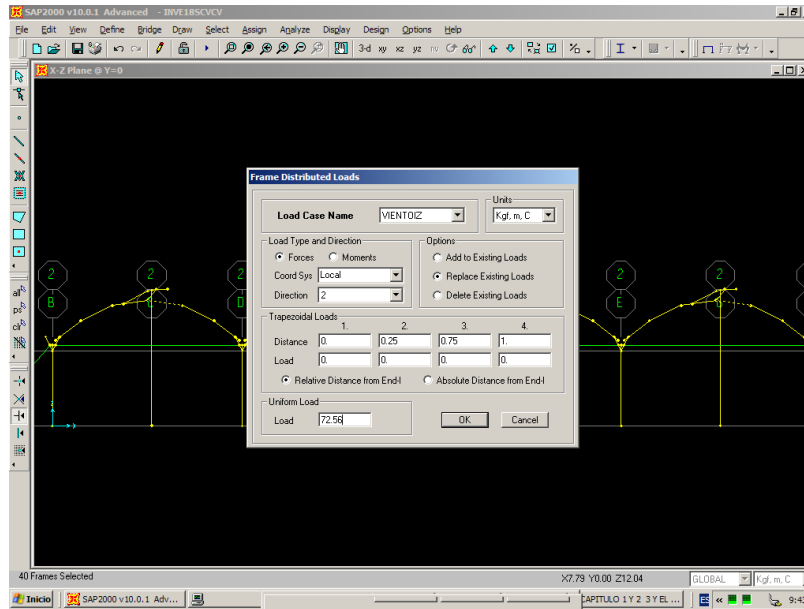
Para asignar la carga de viento a este subtramo, debemos seleccionar el tamo total e ingresar los datos como se muestra en la figura inferior.



Observe el resultado, solo se asignó carga al subtramo que recibe la carga de viento.



Ingrese también la fuerza de Sotavento correspondiente al subtramo.



Tramo 4 de la cercha

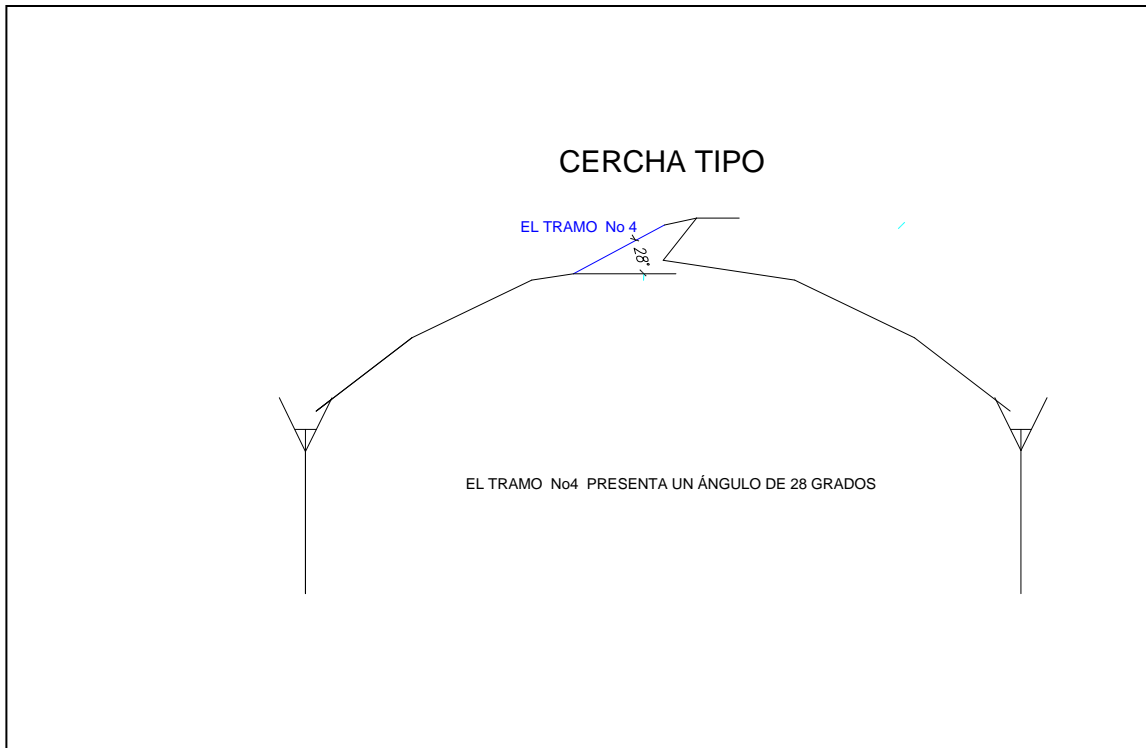
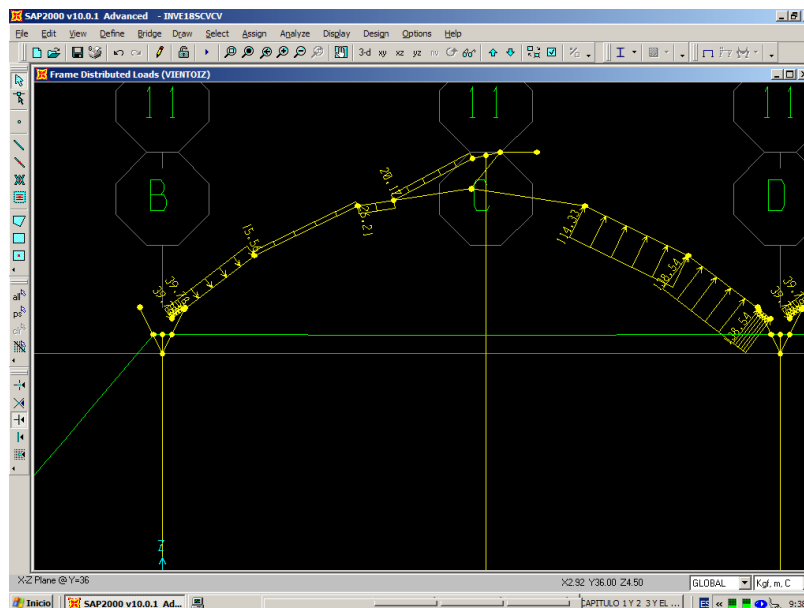
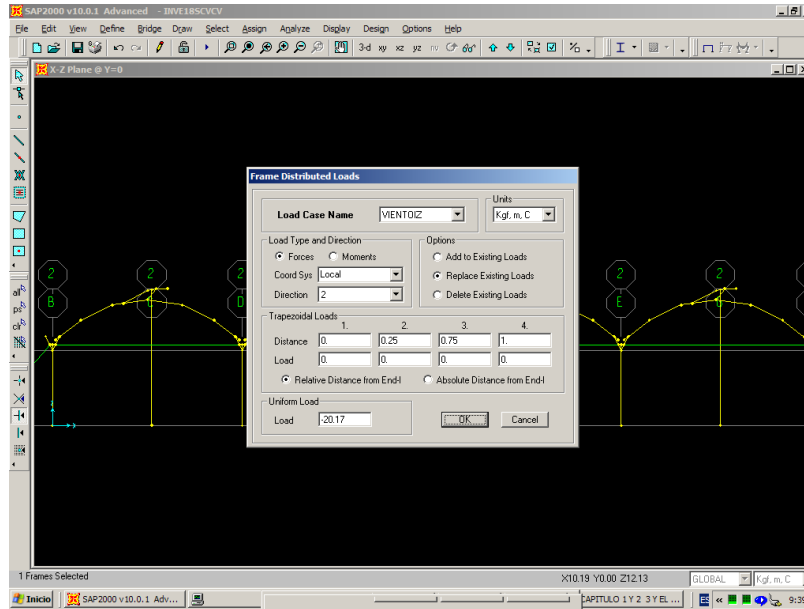


Figura 4. 7 Tramo 4 de La Cercha del Invernadero.

	Proyecto:	INVERNADERO	
	Viento =	80 km/h	
	Ángulo de inclinación de la cubierta =	28°	
	fuerza estática equivalente =	5,04 kg/m ²	barlovento
	=	-29,73 kg/m ²	sotavento
Ancho cooperante de carga (dist-pórticos)=		4 m	
Fuerza estática equivalente en Barlovento por ml		20,17 kg/m	
Fuerza estática equivalente en Sotavento por ml		-118,93 kg/m	

En este tramo la cercha solo interviene con la fuerza de Barlovento, ya que no tiene un elemento simétrico correspondiente al ángulo de inclinación.



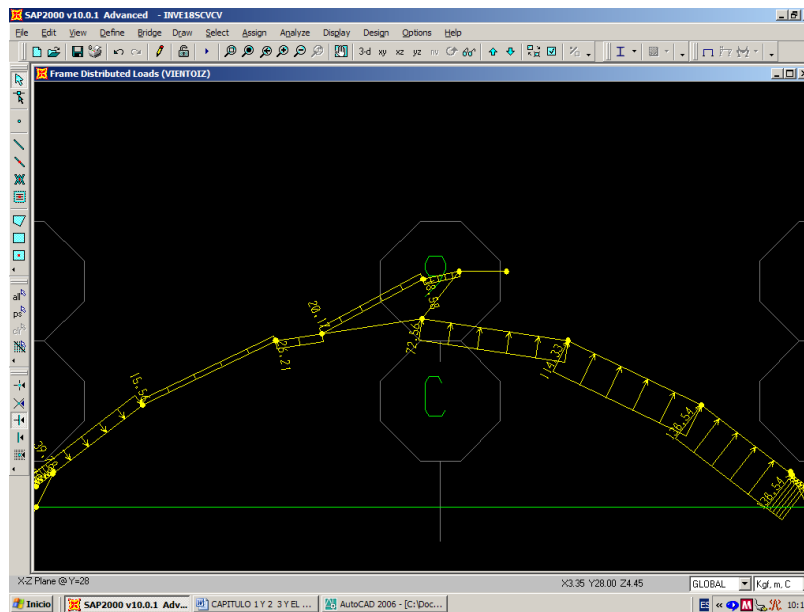
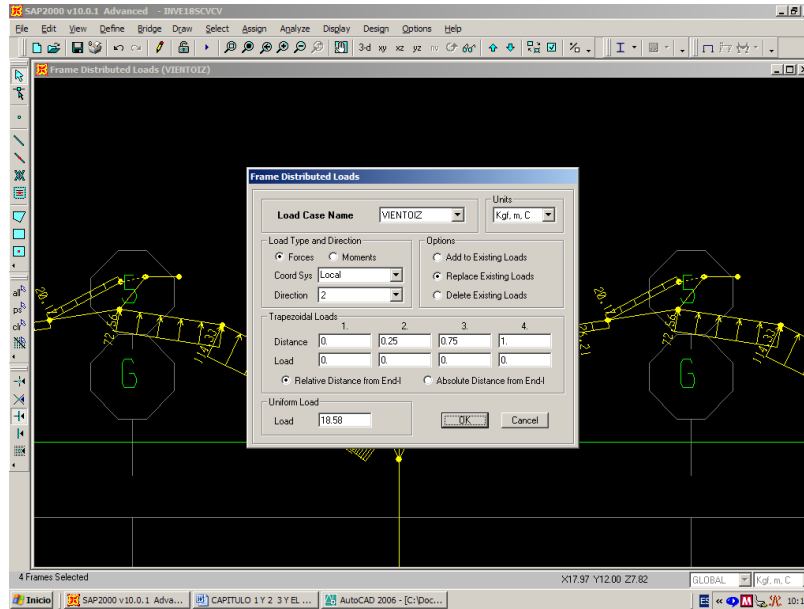
Tramo 5 de la cercha



Figura 4. 8 Tramo 5 de La Cercha del Invernadero.

	Proyecto:	INVERNADERO	
	Viento =	80 km/h	
	Ángulo de inclinacion de la cubierta =	12°	
	fuerza estática equivalente =	-4,65 kg/m ²	barlovento
	=	-20,05 kg/m ²	sotavento
Ancho cooperante de carga (dist-pórticos)=		4 m	
Fuerza estática equivalente en Barlovento por ml		-18,58 kg/m	
Fuerza estática equivalente en Sotavento por ml		-80,18 kg/m	

Similar que en el tramo 4 en este tramo de la cercha sólo interviene la fuerza de Barlovento, ya que tampoco tiene un elemento simétrico correspondiente al ángulo de inclinación.



Tramo 6 de la cercha

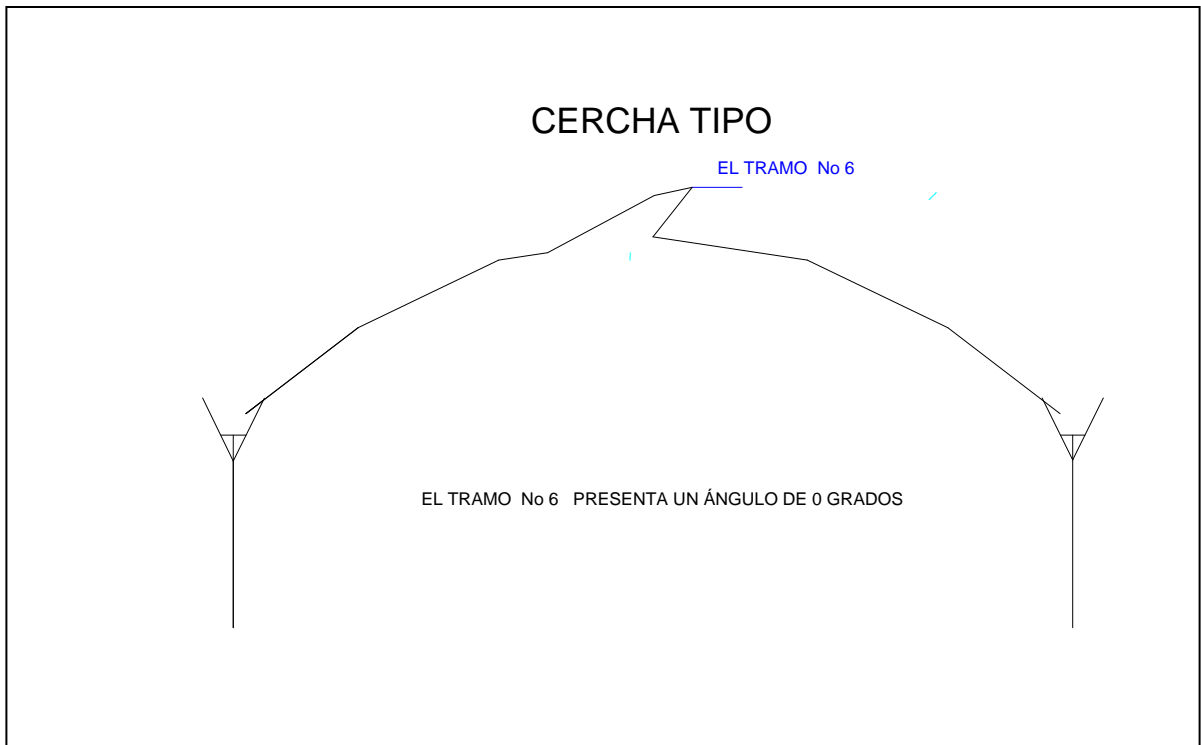
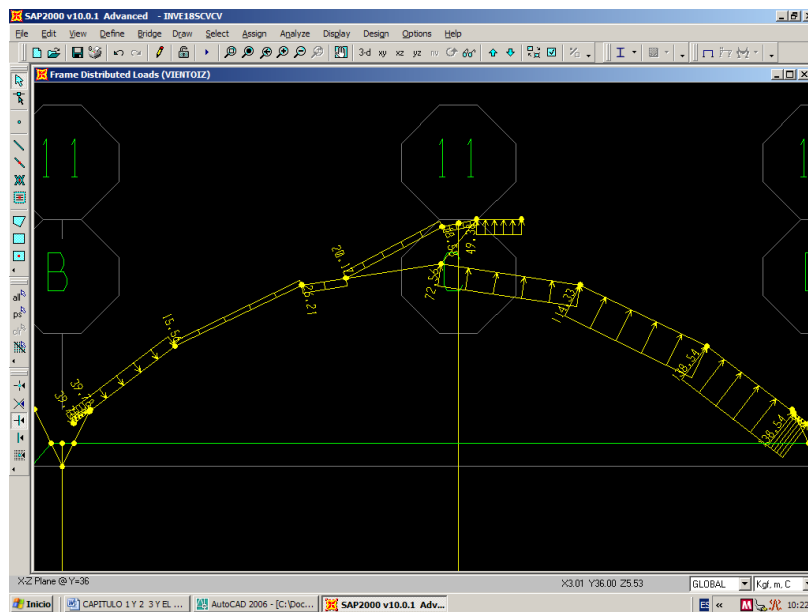
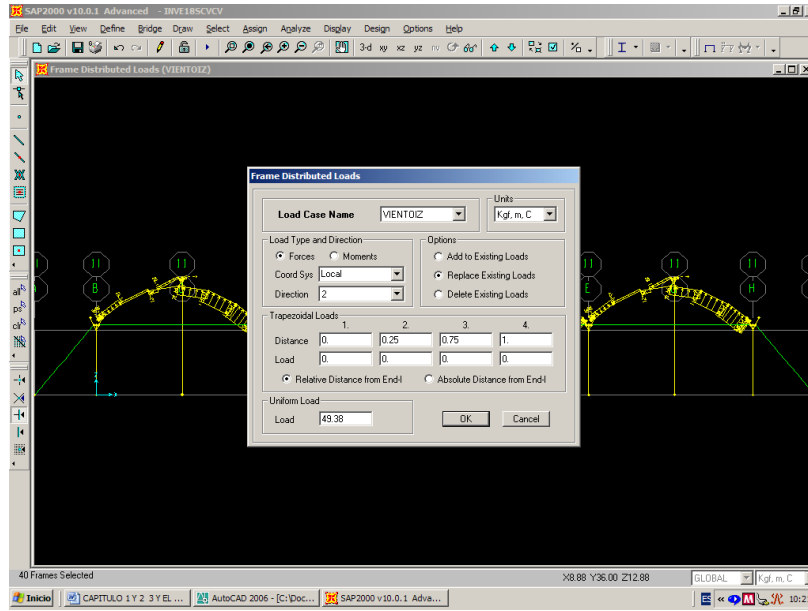


Figura 4. 9 Tramo 6 de La Cercha del Invernadero.

	Proyecto:	INVERNADERO	
	Viento =	80 km/h	
	Ángulo de inclinación de la cubierta =	0°	
	fuerza estática equivalente =	-12,35 kg/m ²	barlovento
	=	-12,35 kg/m ²	sotavento
Ancho cooperante de carga (dist-pórticos)=		4 m	
Fuerza estática equivalente en Barlovento por ml		-49,38 kg/m	
Fuerza estática equivalente en Sotavento por ml		-49,38 kg/m	

De igual modo que los anteriores tramos debemos asignar al tramo 6 la fuerza correspondiente a su ángulo de inclinación.



Columnas perimetrales.

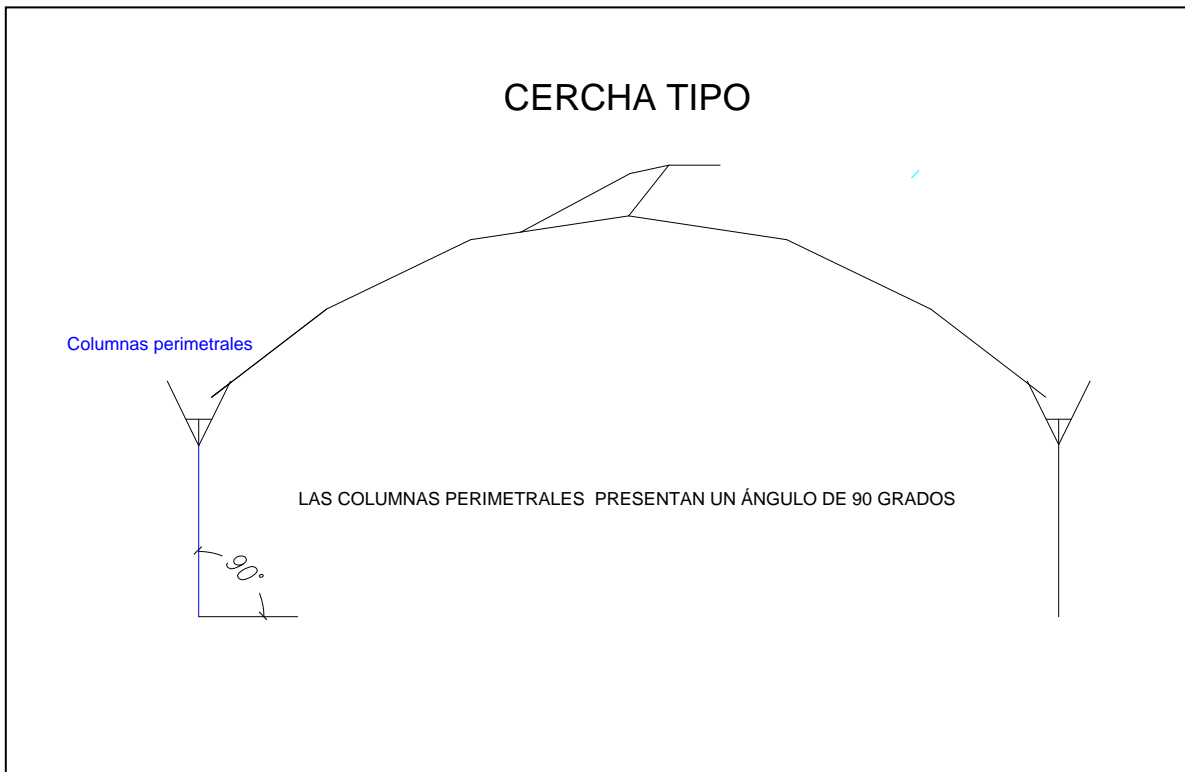
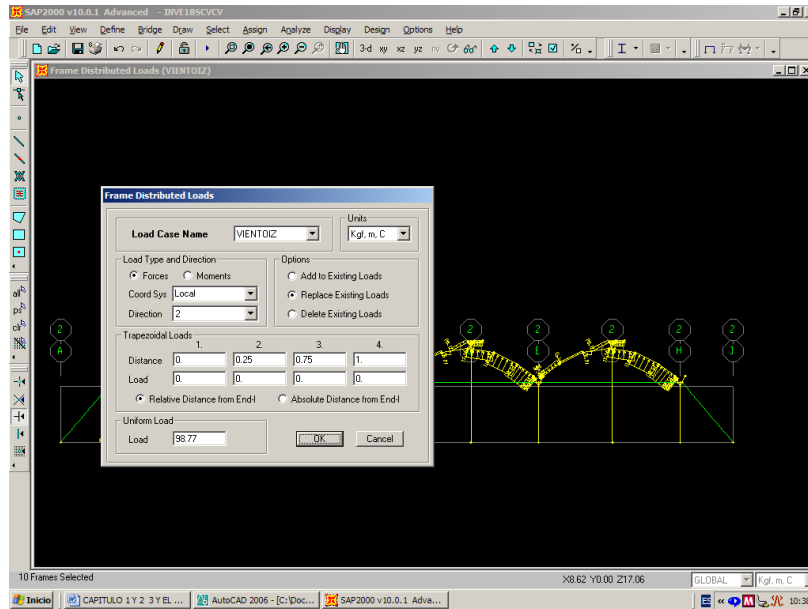


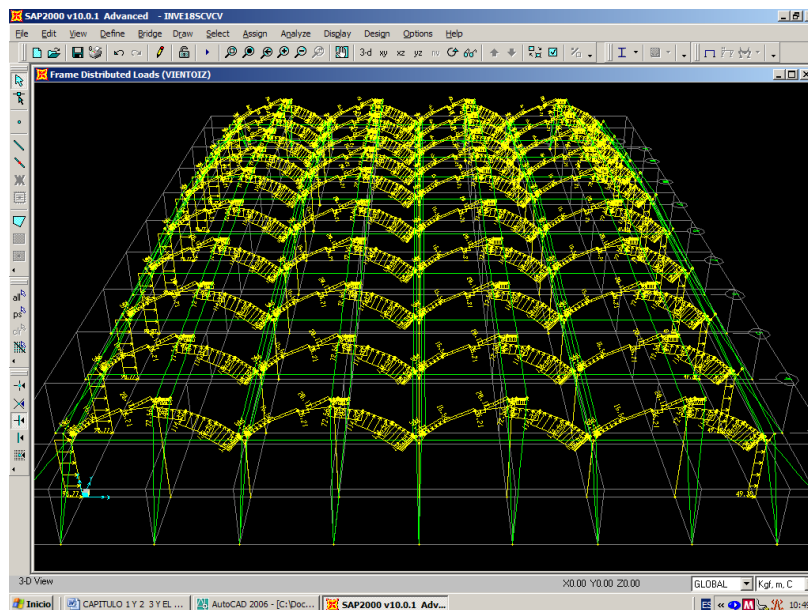
Figura 4. 10 Columna de La Cercha del Invernadero.

	Proyecto:	INVERNADERO	
	Viento =	80 km/h	
	Ángulo de inclinacion de la cubierta =	90 °	
	fuerza estática equivalente =	24,69 kg/m ²	barlovento
	=	-12,35 kg/m ²	sotavento
Ancho cooperante de carga (dist-pórticos)=		4 m	
Fuerza estática equivalente en Barlovento por ml		98,77 kg/m	
Fuerza estática equivalente en Sotavento por ml		-49,38 kg/m	

Para terminar con la asignación de la fuerza debido al viento debemos cargar a las columnas perimetrales.



Vista de todas las fuerzas de viento que intervienen en el modelo de la estructura tipo invernadero.



CAPITULO V

DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

RESUMEN

Considerando que las estructuras tipo invernadero han funcionado aproximadamente por más de 20 años en el Ecuador, la intención del presente trabajo es evaluar lo que si ha funcionado y trabaja adecuadamente, estando conscientes de que es un caso de construcción no convencional.

Por lo expuesto anteriormente, en el presente capítulo describiremos la teoría del diseño ayudándonos del documento de análisis y diseño de estructura metálicas presentado por el Ingeniero Telmo Sánchez en cursos realizados en el Colegio de Ingenieros Mecánicos de Pichincha en el año 2006, así como también los apuntes de la materia de Estructuras Metálicas de la Facultad de Ingeniería Civil de la ESPE.

Se presenta los resultados obtenidos del SAP 2000 en lo concerniente a cargas axiales y a momentos y se realiza el análisis de la compacidad de los perfiles tubulares; finalmente se comprueba el comportamiento de nuestros perfiles a los esfuerzos de compresión, tracción y flexión.

5.1 TEORIA PARA EL DISEÑO.

5.1.1 Propiedades mecánicas de los materiales

En ingeniería se necesita saber cómo responden los materiales sólidos a fuerzas externas como la tensión, la compresión, los materiales sólidos responden a dichas fuerzas con una deformación elástica (en la que el material vuelve a su tamaño y forma original cuando se elimina la fuerza externa).

La tensión.- Es una fuerza que tira; por ejemplo, la fuerza que actúa sobre un cable que sostiene un peso bajo tensión, un material suele estirarse y recupera su longitud original si la fuerza no supera el límite elástico del material. Bajo tensiones mayores, el material no vuelve completamente a su situación original y cuando la fuerza es aún mayor, se produce la ruptura del material.

La compresión.- Es una presión que tiende a causar una reducción de volumen. Cuando se somete un material a una fuerza de flexión o torsión, actúan simultáneamente fuerzas de tensión y de compresión. Por ejemplo, cuando se flexiona una varilla, uno de sus lados se estira y el otro se comprime.

La fatiga.- Puede definirse como una fractura progresiva. Se produce cuando una pieza mecánica está sometida a un esfuerzo repetido o cíclico, por ejemplo una vibración. Aunque el esfuerzo máximo nunca supere el límite elástico, el material puede romperse incluso después de poco tiempo. El conocimiento del esfuerzo de tensión, los límites elásticos y la resistencia de los materiales a la fatiga son extremadamente importantes en ingeniería.

5.1.2 Miembros sujetos a compresión

Un miembro sujeto a compresión es aquel en el cual existe una carga axial que tiende a acortar el elemento. El elemento más común de entre los miembros sujetos a compresión es la columna tal como se muestra en la Figura 5.1.

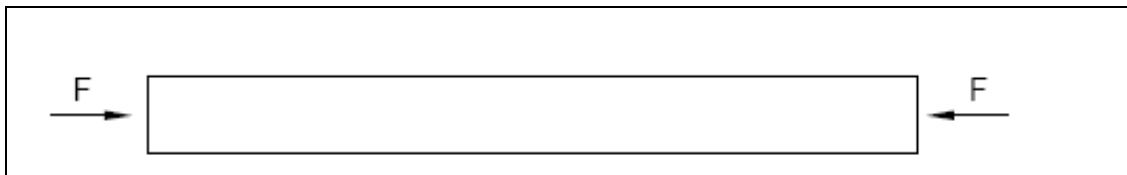


Figura 5.1 Elemento sujeto a compresión

Antes de iniciar la discusión sobre el criterio de diseño que se debe aplicar para analizar este tipo de elementos, es preciso entender el concepto de inestabilidad y de pandeo. Considere la columna mostrada en la Figura 5.2 (a).

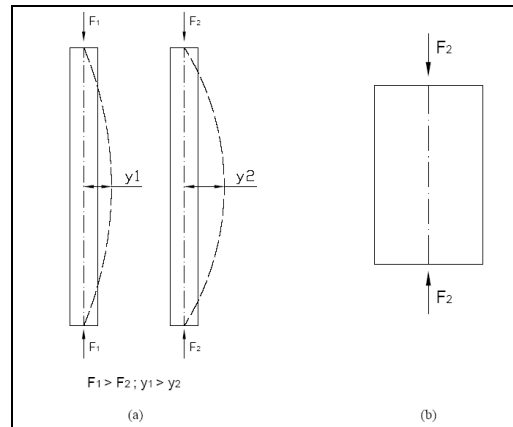


Figura 5.2 Comparación entre columnas

Cuando a este elemento se le aplica una carga axial de compresión, la columna empieza a deformarse describiendo una curva que crece a medida de que se incrementa la carga. Este fenómeno conocido como pandeo global o simplemente pandeo es un tipo de inestabilidad que presentan las estructuras. El pandeo tiene un límite máximo, es decir, la curva puede crecer hasta un punto en el cual el elemento pierde su capacidad portante y por ende, colapsa. Este fenómeno fue estudiado a profundidad en el siglo XVI por el matemático suizo Leonhard Euler, quien estableció la carga máxima que puede soportar una columna que falla por pandeo; en otras palabras, la carga que provoca el colapso del elemento. Esta carga, conocida con el nombre de carga crítica se la puede cuantificar de la siguiente forma:

$$P_{cr} = \frac{\pi \cdot EI}{L^2}$$

En donde L es la longitud de la columna. Ahora consideremos el caso de la Figura 5.2 (b). En este elemento que tiene una longitud más corta y una mayor sección en comparación con el primer caso, es difícil comprender como podría ocurrir el pandeo.

De hecho, para el elemento en cuestión la falla no sería provocada por este fenómeno de inestabilidad, sino por la aplicación de esfuerzos sobre la sección de la columna que provoquen la fluencia en ella.

De la anterior discusión se desprende el hecho de que una columna puede fallar debido a que se ha presentado el fenómeno de inestabilidad denominado pandeo en lo que se conoce como falla elástica, o porque ella ha desarrollado su máxima capacidad resistente y se ha deformado plásticamente al entrar en la etapa de fluencia, siendo ésta la denominada falla plástica. Sin embargo, queda por determinar cuando ocurre el uno u otro tipo de colapso, cuestión que se discute a continuación.

Definición de esbeltez.- La esbeltez de un elemento se define como la relación que existe entre su longitud y su sección transversal. Para poder comprender de mejor forma esta definición, es necesario estudiar la Figura 5.3.

En ella se observa que el elemento tiene una determinada longitud L y un determinado radio de giro r , que al ser una propiedad geométrica de la sección, puede representar a la misma en el cálculo de la esbeltez. De esta forma, la esbeltez se define como:

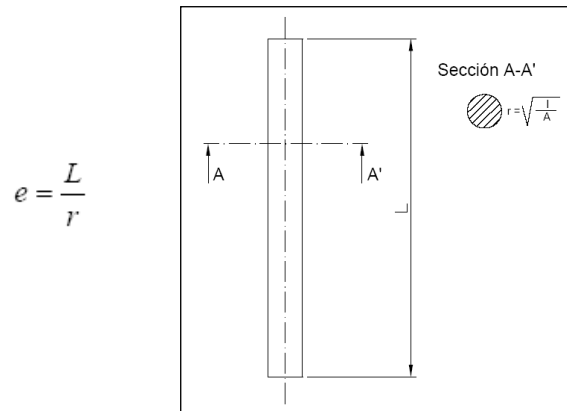


Figura 5.3 Esbeltez

La esbeltez es adimensional, es decir, únicamente sirve como un parámetro de comparación que justamente sirve para determinar como fallará una columna, ya sea por pandeo o por deformación plástica.

Si se observa la comparación realizada en la Figura 5.4 entre dos columnas de igual longitud pero distinta sección, se podrá advertir que para el caso (a) la esbeltez es mayor que para el caso (b), hecho que ocurre al disminuir las dimensiones de la sección. Como se verá más adelante, todos los esfuerzos que el diseñador realice por disminuir la esbeltez de un miembro sujeto a compresión se verán retribuidos en el aumento de capacidad portante que éste pueda tener.

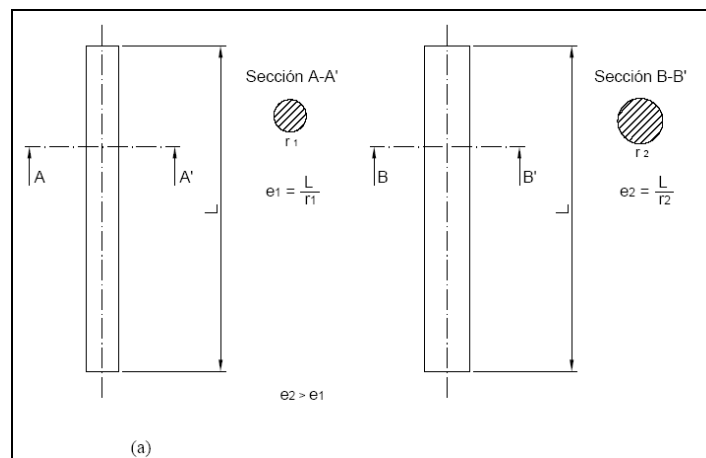


Figura 5.4 Comparación de la esbeltez entre dos columnas

longitud efectiva.- Hasta este momento se ha definido a la esbeltez y al pandeo como dos cuestiones independientes dentro del análisis de los miembros sujetos a compresión; sin embargo, como se observará en el siguiente ejemplo, la esbeltez viene determinada por el tramo de la columna en el cual se forma la curvatura provocada por el pandeo.

Considere el elemento mostrado en la Figura 5.5 (a). En él, los extremos se encuentran completamente articulados y por lo tanto, al aplicar la carga P la curvatura se forma en la totalidad de la columna debido a que este tipo de apoyo permite rotaciones del elemento.

Para el siguiente caso, el de la Figura 5.5 (b), el apoyo superior se ha reemplazado por un empotramiento. Al ejecutar el mismo ejercicio aplicando la carga P, se observa que la curvatura se forma en un tramo de longitud menor que la longitud total de la columna, en virtud de que el empotramiento impide cualquier rotación. De este modo, la longitud utilizada para el cálculo de la esbeltez para este caso sería únicamente la longitud donde ocurrió el pandeo.

Se concluye que dependiendo del tipo de apoyo que existe en los extremos de la columna en estudio, la longitud de la curva en donde se provoca el pandeo será diferente. En otras palabras, existe un factor k por el cual habrá que multiplicar a la longitud L de la columna para obtener la denominada “Longitud Efectiva” $K \times L$ correspondiendo a cada condición de apoyo un valor determinado de k.

La Tabla 5.1 del Comentario de la Especificación AISC, método LRFD, muestra varias condiciones de apoyo con sus respectivos valores de k.

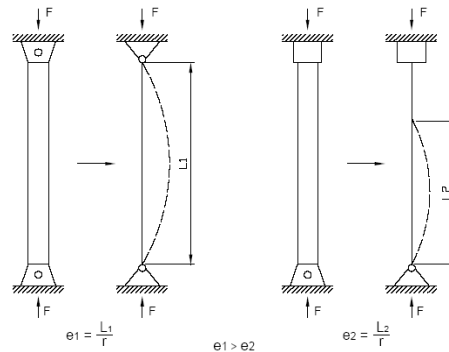


Figura 5.5 Columna con apoyo articulado y empotrado

Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	 <i>Rotation fixed and translation fixed</i> <i>Rotation free and translation fixed</i> <i>Rotation fixed and translation free</i> <i>Rotation free and translation free</i>					

Figura 5.6 Columna con apoyo articulado y empotrado

De acuerdo a lo establecido en párrafos anteriores, ahora es posible definir una ecuación más completa para el cálculo de la esbeltez, la misma que será la utilizada posteriormente en este capítulo:

$$e = \frac{k \cdot l}{r}$$

Estabilidad local.- Hasta el momento se ha definido al pandeo global como la única inestabilidad presente en los elementos sujetos a compresión; sin embargo, existe otra forma de inestabilidad conocida como pandeo local. Antes de entrar a describir este fenómeno en detalle es necesario definir la compacidad de las secciones.

Según la especificación, las secciones se clasifican en compactas, no compactas y esbeltas. Al hecho de determinar a cual de estos tres tipos de sección pertenece una sección en particular se le conoce como “determinación de la compacidad de la sección”. Este procedimiento consiste en chequear la esbeltez local de cada uno de los elementos constitutivos de una sección, para luego compararla con un límite superior.

Para esclarecer esta definición, considere la Figura 5.7

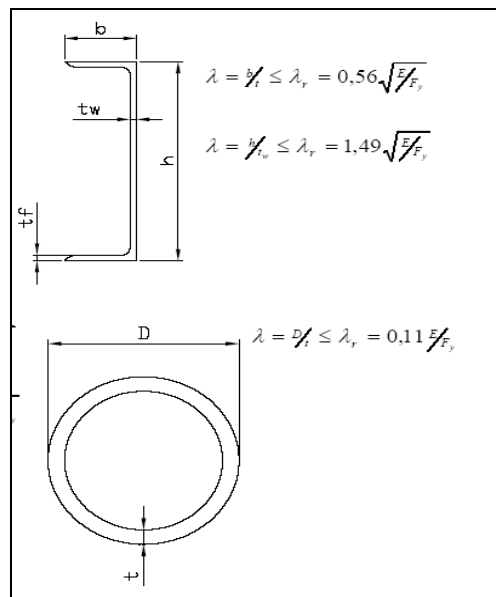


Figura 5. 7 Valores de $\lambda \leq \lambda_r$ para las secciones de los invernaderos

Se dice que son elementos compactos si $\lambda \leq \lambda_r$ y por lo tanto la sección entera es compacta.

Una vez que se conoce la compacidad de una sección, es posible definir al pandeo local con mayor facilidad. La especificación determina que si una sección es esbelta, fallará por pandeo local; caso contrario, es decir, la sección es compacta, fallará por pandeo global. El fallo por pandeo local se presentará como un arrugamiento en una longitud localizada del perfil cargado a compresión.

El pandeo local se produce solo en miembros cortos con esbelteces $kl/r < 20$ y espesores pequeños.

La importancia de determinar si se presentará el pandeo local en un elemento radica en que este fenómeno reduce la capacidad portante, es decir, la resistencia de diseño del elemento.

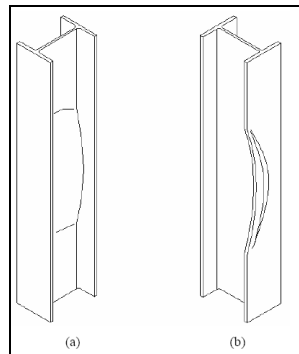


Figura 5. 8 Falla ocurrida por pandeo local

5.1.3 Miembros sujetos a flexión y corte

El diseño de elementos sujetos a flexión y corte es de mayor complejidad. Esto se debe principalmente a que en flexión existen varias consideraciones que el diseñador debe tomar en cuenta para dimensionar un miembro de tal forma que pueda resistir las distintas solicitaciones de carga y servicio. Un elemento sujeto a flexión y corte es aquel en el cual existe una carga perpendicular al eje axial del elemento que genera momentos flectores, los mismos que provocan esfuerzos de tracción y compresión y a la vez, dicha carga produce esfuerzos de corte en la sección transversal del miembro. A este tipo de elementos se los conoce con el nombre de “vigas”. La Figura 5.9 muestra el ejemplo más básico de este tipo de miembros.

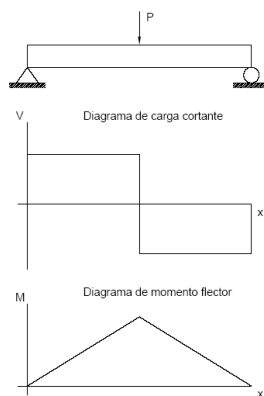


Figura 5. 9 Elemento sujeto a flexión y corte

Esfuerzos provocados por la flexión.- Considere la viga mostrada en la Figura 5.10 En ella está siendo aplicada la carga P que provoca el diagrama de momentos flectores mostrado. Como se puede apreciar, el momento varía a lo largo de la viga y consecuentemente también lo hace el esfuerzo provocado en la sección transversal del elemento. La manera de determinar el esfuerzo de tracción o compresión en un miembro sujeto a flexión viene dado por:

$$f_b = \frac{M \cdot y}{I}$$

Ecuación 5.1

En donde **M** es el momento producido por la carga en un punto determinado de la viga, y la distancia medida desde el eje neutro de la sección hasta el punto en donde se está determinando el esfuerzo. De este análisis se puede concluir que la distribución de esfuerzos en la sección transversal de una viga es variable, partiendo desde cero en el eje neutro, hasta su máximo valor en la fibra externa. En la Figura 5.10 se puede apreciar en detalle este fenómeno.

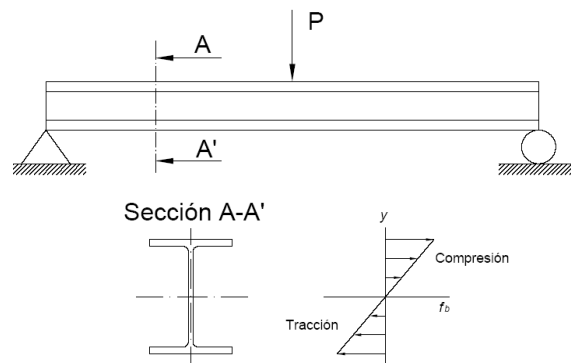


Figura 5. 10 Distribución de esfuerzos en la sección de una viga

Si en la ecuación 5.1 se lleva el esfuerzo de trabajo f_b hasta que la fibra externa de la sección entre en fluencia, entonces tendremos que:

$$F_y = \frac{M \cdot y}{I}$$

En la ecuación anterior se puede observar que **F_y** y **M** son dos términos que representan a la capacidad portante del elemento y a la carga aplicada sobre él respectivamente; por otra parte, **I** y **Y** son propiedades geométricas de la sección de la viga, es decir, no dependen ni del material, ni de las cargas aplicadas sobre el elemento. Si ahora se separan los términos de tal manera que:

$$\frac{M}{F_y} = \frac{I}{y} = S$$

Podemos determinar el módulo de sección elástico S , que como se puede observar, se lo puede cuantificar, toda vez que I y Y son propiedades de la sección.

La determinación de S es importante debido a que si se conoce esta propiedad y el material del miembro (y por lo tanto F_y el esfuerzo de fluencia), se puede entonces calcular el momento máximo M_y que puede resistir un miembro sujeto a flexión antes de que éste entre en fluencia. Tradicionalmente este era el criterio de diseño con el cual se dimensionaban las secciones resistentes a la flexión, en lo que se conoce como diseño elástico.

En este método el ingeniero obtenía S ya que conocía las cargas y el material utilizado para luego, encontrar una sección que al tener un módulo de sección elástico igual o mayor que el requerido, era capaz de resistir las sollicitaciones de carga. Si bien este método maneja un criterio acertado sobre como dimensionar una viga, como se verá a continuación, al utilizarlo, se está desperdiciando un gran remanente de capacidad resistiva, debido a que el colapso del elemento ocurre al aplicar una carga mucho más alta que la que provoca la primera fluencia.

5.1.4 Esfuerzo admisible básico

Cuando la falla de los miembros se produce por fluencia del acero el esfuerzo sobre la sección neta de miembros traccionados o comprimidos no debe ser mayor a $0.6 F_y$.

$$F = 0.6F_y$$

Siendo:

F_y = esfuerzo de fluencia en el acero en Kg/ cm²

5.1.5 Falla por pandeo general de flexión.

El pandeo general por flexión se produce cuando $Kl/r > 20$

El esfuerzo admisible en miembros sometidos a pandeo general será:

$$F_c = \frac{12\pi^2 E}{23(kl/r)^2} = \frac{10'689000}{(kl/r)^2}$$

Siendo el factor de seguridad de la expresión anterior igual a $23/12$

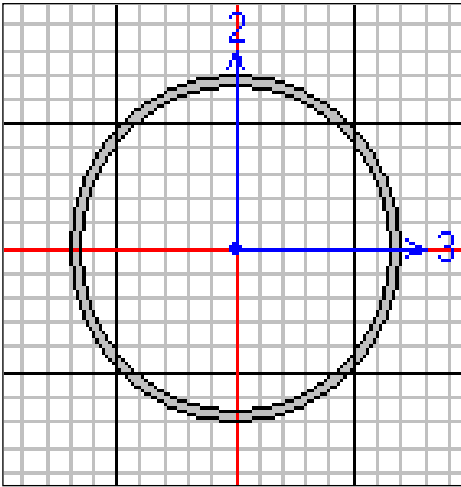
5.1.6 Falla por pandeo torcional

Se produce en perfiles abiertos cuya rigidez a la torsión es considerablemente menor que su rigidez a la flexión.

5.2 COMPROBACION DE LA COMPACIDAD DE LAS SECCIONES.

En esta parte analizaremos si cada uno de los perfiles utilizados son o no compactos.

Tubo De 2 3/8" x 2 mm



$$\lambda = \frac{D}{t} \leq \lambda_t = 0,11 \frac{E}{F_y}$$

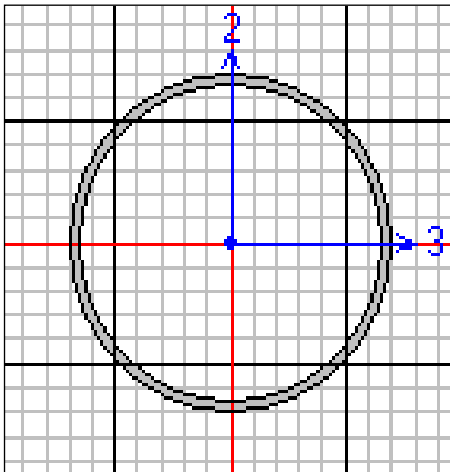
$$\lambda = \frac{6,03 \text{ cm}}{0,2 \text{ cm}} \quad \lambda_r = 0,11 * \frac{2038901,916 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}}{2531,051 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}}$$

$$\lambda = 30,15 \quad \lambda_r = 88,611$$

$$30,15 \leq 88,611$$

Por lo Tanto es compacta

Tubo De 2 3/8" x 1.5 mm



$$\lambda = \frac{D}{t} \leq \lambda_t = 0,11 \frac{E}{F_y}$$

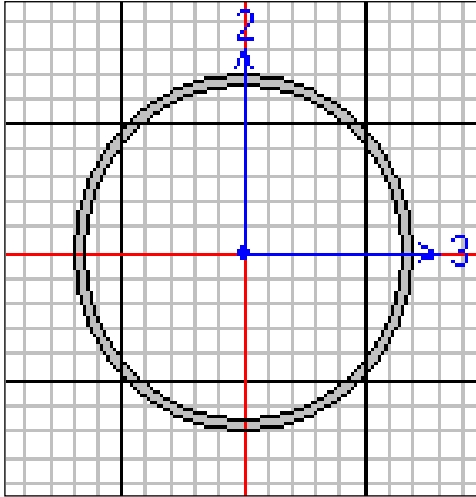
$$\lambda = \frac{6,03 \text{ cm}}{0,15 \text{ cm}} \quad \lambda_r = 0,11 * \frac{2038901,916 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}}{2531,051 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}}$$

$$\lambda = 40,20 \quad \lambda_r = 88,611$$

$$40,20 \leq 88,611$$

Por lo Tanto es compacta

Tubo De 2" x 1,5 mm



$$\lambda = \frac{D}{t} \leq \lambda_r = 0,11 \frac{E}{F_y}$$

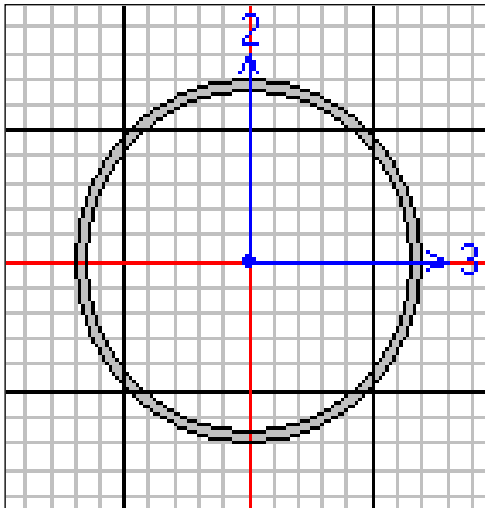
$$\lambda = \frac{5,08 \text{ cm}}{0,15 \text{ cm}} \quad \lambda_r = 0,11 * \frac{2038901,916 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}}{2531,051 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}}$$

$$\lambda = 33,87 \quad \lambda_r = 88,611$$

$$33,87 \leq 88,611$$

Por lo Tanto es compacta

Tubo De 1 3/4" x 1,5 mm



$$\lambda = \frac{D}{t} \leq \lambda_r = 0,11 \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda = \frac{4,445 \text{ cm}}{0,15 \text{ cm}} \quad \lambda_r = 0,11 * \frac{2038901,916 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}}{2531,051 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}}$$

$$\lambda = 29,63 \quad \lambda_r = 88,611$$

$$29,63 \leq 88,611$$

Por lo Tanto es compacta

5.3 RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA.

5.3.1 Gráficos de las deformaciones de la Estructura.

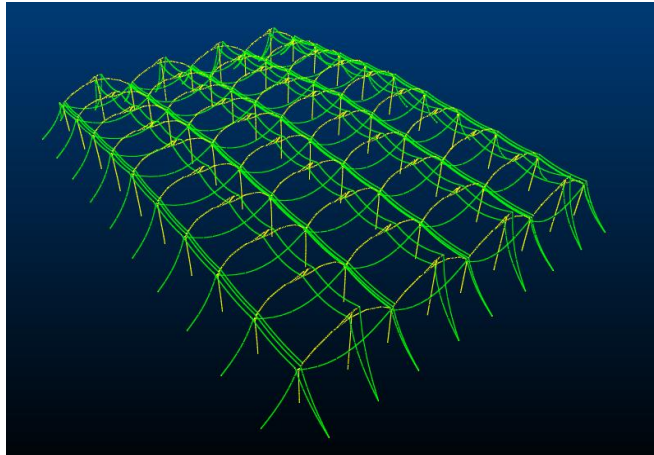


Figura 5. 11 Deformación debida al peso propio de la estructura.

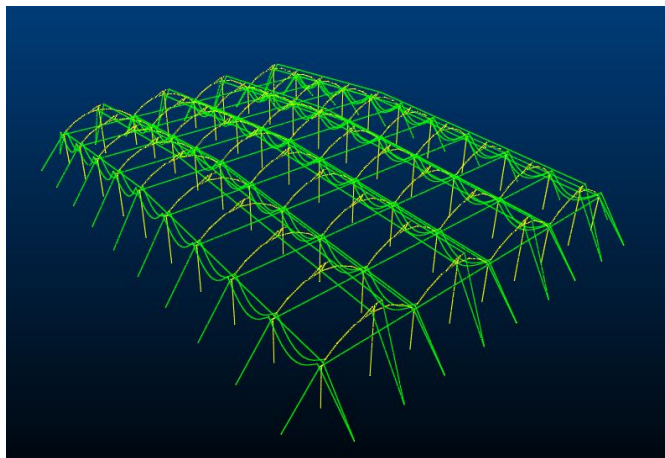


Figura 5. 12 Deformación debida a la carga de granizo.

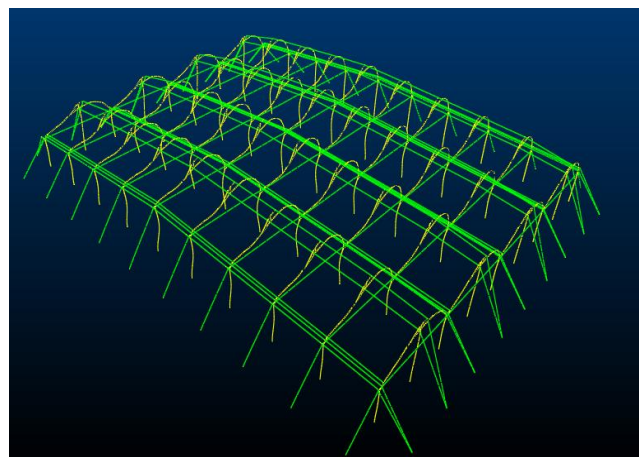
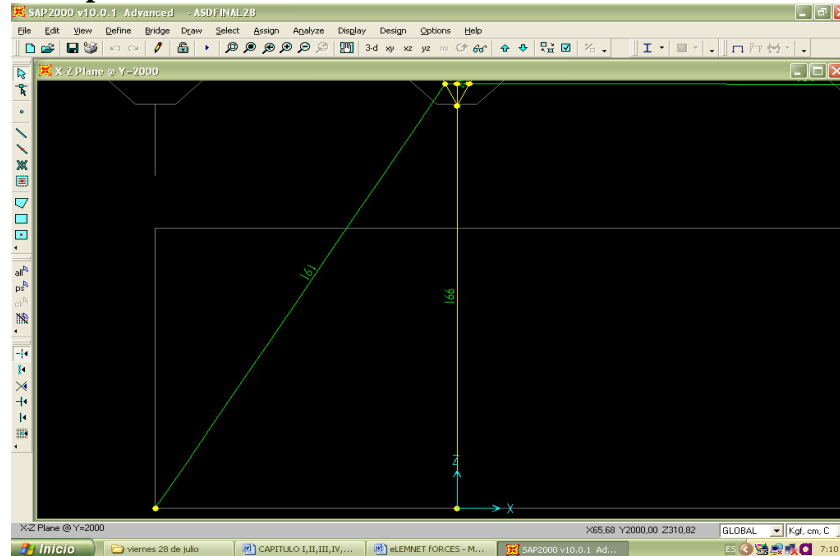


Figura 5. 13 Deformación debida a la fuerza de viento

5.3.2 Resultados de las cargas axiales y momentos

Considerando que los invernaderos es un sistema modular razón por la que todas las cerchas tienen la misma geometría, se analizara los resultados de la cercha más crítica de la estructura.

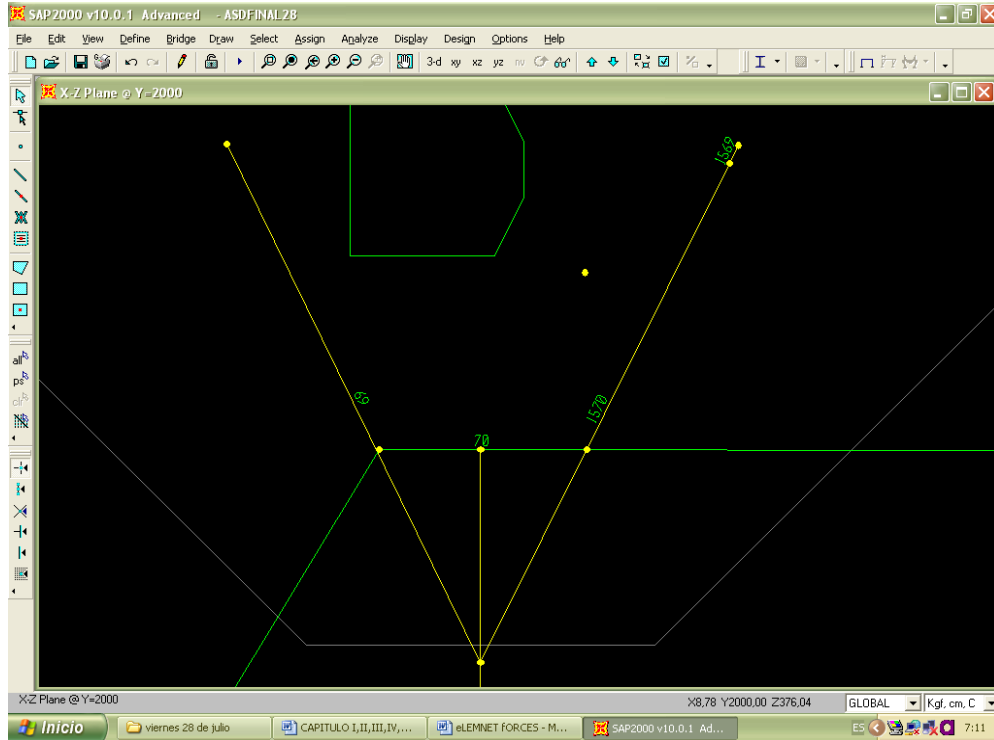
Columna y cable perimetral



Frame	Station	Output	Case Type	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm
161	0	DW	Comb.	354	0,63	0,000	0,000	0,02	16,96
161	46,54	DW	Comb.	354	0,66	0,000	0,000	0,00	1,83
161	46,54	DW	Comb.	354	0,62	0,000	0,000	0,00	1,83
161	93,08	DW	Comb.	354	0,65	0,000	0,000	0,00	0,07
161	93,08	DW	Comb.	354	0,61	0,000	0,000	0,00	0,07
161	139,6	DW	Comb.	354	0,65	0,000	0,000	0,00	-0,13
161	139,6	DW	Comb.	354	0,61	0,000	0,000	0,00	-0,13
161	186,1	DW	Comb.	354	0,64	0,000	0,000	0,00	-0,15
161	186,1	DW	Comb.	354	0,60	0,000	0,000	0,00	-0,15
161	232,7	DW	Comb.	354	0,63	0,000	0,000	0,00	-0,16
161	232,7	DW	Comb.	354	0,59	0,000	0,000	0,00	-0,16
161	279,2	DW	Comb.	354	0,63	0,000	0,000	0,00	-0,16
161	279,2	DW	Comb.	354	0,59	0,000	0,000	0,00	-0,16
161	325,8	DW	Comb.	354	0,62	0,000	0,000	0,00	-0,16
161	325,8	DW	Comb.	354	0,58	0,000	0,000	0,00	-0,16
161	372,3	DW	Comb.	354	0,62	0,000	0,000	0,00	-0,21
161	372,3	DW	Comb.	354	0,58	0,000	0,000	0,00	-0,21
161	418,8	DW	Comb.	354	0,61	0,000	0,000	0,00	-0,62
161	418,8	DW	Comb.	354	0,57	0,000	0,000	0,00	-0,62
161	465,4	DW	Comb.	354	0,60	0,000	0,000	0,00	-4,10
166	0	DW	Comb.	-317	68,96	0,018	2,880	2,28	5633,91
166	199,3	DW	Comb.	-311	9,91	0,018	2,880	-1,31	-2224,11
166	378	DW	Comb.	-306	-43,05	0,018	2,880	-4,53	737,10
166	378	DW	Comb.	-109	188,47	0,076	-0,520	1,54	1415,34
166	398,5	DW	Comb.	-109	182,39	0,076	-0,520	-0,02	-2391,45

Tabla 5.1 Resultados en la columna y el Cable perimetral.

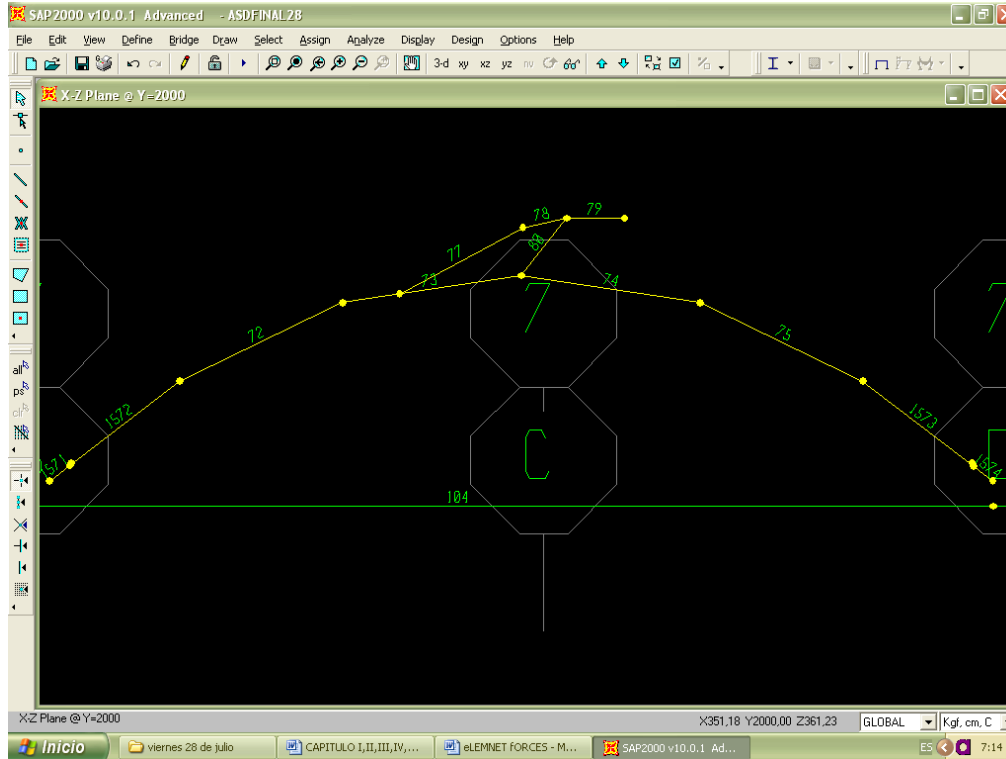
Carevaca.



Frame	Station	Output	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm
69	0	DW	Comb.	32,9	0,1	-0,130	0,006	-0,078	615,554
69	27,79	DW	Comb.	-0,46	0,39	-0,130	0,006	3,59	-6,72
69	55,57	DW	Comb.	-1,06	0,68	-0,130	0,006	7,26	-21,59
70	0	DW	Comb.	309	-195,1	-0,075	0,004	-1,14	-2496,74
70	10,16	DW	Comb.	309	-194,92	-0,075	0,004	-0,39	-516,42
70	10,16	DW	Comb.	127	-303,64	0,001	-0,018	0,13	-2907,88
70	19,85	DW	Comb.	127	-303,47	0,001	-0,018	0,12	35,75
1569	0	DW	Comb.	-0,41	0,04	-0,150	0,540	-0,01	0,06
1569	0,941	DW	Comb.	-0,43	0,05	-0,150	0,540	0,13	0,02
1569	1,882	DW	Comb.	-0,45	0,06	-0,150	0,540	0,27	-0,03
1570	0	DW	Comb.	35,36	69,24	-0,15	-1,03	-6,27	-2472,17
1570	26,84	DW	Comb.	34,78	69,52	-0,15	-1,03	-2,28	-4334,61
1570	30,78	DW	Comb.	34,7	69,56	-0,15	-1,03	-1,7	-4608,59
1570	30,78	DW	Comb.	-277	-121	-0,074	-0,00672	-1,19	-2111,86
1570	53,69	DW	Comb.	-278	-120,75	-0,074	-0,00672	0,51	656,65

Tabla 5.2 Resultados en los elementos de la Carevaca.

Cercha y Cable paralelo a la cercha.



Frame	Station	Output	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm
72	0 DW	Comb.	Comb.	69,34	-17,18	0,13	-0,59	-7,65	1028,47
72	61,79 DW	Comb.	Comb.	69,83	-13,28	0,13	-0,59	-15,62	1969,58
72	123,6 DW	Comb.	Comb.	70,32	-9,38	0,13	-0,59	-23,59	2669,73
73	0 DW	Comb.	Comb.	69,96	11,75	0,13	-7,52	-22,37	2669,73
73	39,19 DW	Comb.	Comb.	70,07	9,37	0,13	-7,52	-27,42	2256
73	39,19 DW	Comb.	Comb.	109,9	15,14	0,12	-4,79	-14,28	1400,96
73	61,79 DW	Comb.	Comb.	110	15,55	0,12	-4,79	-16,97	1054,09
73	123,6 DW	Comb.	Comb.	110,2	16,66	0,12	-4,79	-24,32	58,94
74	0 DW	Comb.	Comb.	61,7	32,43	-0,017	2,580	-4,63	1052,56
74	61,79 DW	Comb.	Comb.	61,5	20,09	-0,017	2,580	-3,6	-570,2
74	123,6 DW	Comb.	Comb.	61,3	7,76	-0,017	2,580	-2,56	-1430,66
75	0 DW	Comb.	Comb.	56,3	25,47	-0,017	1,710	-3,21	-1430,66
75	61,79 DW	Comb.	Comb.	55,8	5,29	-0,017	1,710	-2,18	-2381,13
75	123,6 DW	Comb.	Comb.	55,3	-14,89	-0,017	1,710	-1,14	-2084,73

Frame	Station	Output	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm
77	0	DW	Comb.	-39,5	7,94	0,010	1,840	-13,29	855,04
77	47,94	DW	Comb.	-39,1	11,52	0,010	1,840	-13,77	388,55
77	95,89	DW	Comb.	-38,8	15,09	0,010	1,840	-14,24	-249,22
78	0	DW	Comb.	-41,4	3,86	0,010	-2,140	-14,20	-249,22
78	15,33	DW	Comb.	-41,4	3,24	0,010	-2,140	-14,36	-303,63
78	30,67	DW	Comb.	-41,3	2,62	0,010	-2,140	-14,51	-348,59
79	0	DW	Comb.	-0,17	2,55	-0,470	0,970	-18,06	-2,81
79	39,62	DW	Comb.	-0,17	-2,69	-0,470	0,970	0,41	-0,23
104	0	DW	Comb.	56,6	-0,25	-0,001	0,000	0,11	-18,79
104	66,5	DW	Comb.	56,6	-0,16	-0,001	0,000	0,01	-2,70
104	66,5	DW	Comb.	56,6	-0,18	-0,001	0,000	0,01	-2,70
104	133	DW	Comb.	56,6	-0,08	-0,001	0,000	0,00	-0,45
104	133	DW	Comb.	56,6	-0,10	-0,001	0,000	0,00	-0,45
104	199,5	DW	Comb.	56,6	-0,01	-0,001	0,000	0,00	-0,13
104	199,5	DW	Comb.	56,6	-0,02	-0,001	0,000	0,00	-0,13
104	266	DW	Comb.	56,6	0,07	-0,001	0,000	0,00	-0,09
104	266	DW	Comb.	56,6	0,05	-0,001	0,000	0,00	-0,09
104	332,5	DW	Comb.	56,6	0,15	-0,001	0,000	0,00	-0,08
104	332,5	DW	Comb.	56,6	0,13	-0,001	0,000	0,00	-0,08
104	399	DW	Comb.	56,6	0,22	-0,001	0,000	0,00	-0,10
104	399	DW	Comb.	56,6	0,21	-0,001	0,000	0,00	-0,10
104	465,5	DW	Comb.	56,6	0,30	-0,001	0,000	0,00	-0,20
104	465,5	DW	Comb.	56,6	0,28	-0,001	0,000	0,00	-0,20
104	532	DW	Comb.	56,6	0,38	-0,001	0,000	0,01	-0,94
104	532	DW	Comb.	56,6	0,36	-0,001	0,000	0,01	-0,94
104	598,5	DW	Comb.	56,6	0,45	-0,001	0,000	0,06	-6,22
104	598,5	DW	Comb.	56,6	0,44	-0,001	0,000	0,06	-6,22
104	665	DW	Comb.	56,6	0,53	-0,001	0,000	0,42	-43,92
1571	0	DW	Comb.	0,44	0,29	0,13	-0,52	0,24	-0,05016
1571	8,691	DW	Comb.	0,54	1,46	0,13	-0,52	-0,86	-7,65
1571	17,38	DW	Comb.	0,64	2,62	0,13	-0,52	-1,97	-25,36
1572	0	DW	Comb.	63,3	-43,60	0,130	0,970	4,59	-2497,51
1572	47,31	DW	Comb.	63,9	-37,27	0,130	0,970	-1,51	-584,77
1572	94,62	DW	Comb.	64,4	-30,93	0,130	0,970	-7,61	1028,47
1573	0	DW	Comb.	57,2	-3,31	-0,017	1,440	-1,47	-2084,73
1573	47,75	DW	Comb.	56,7	-22,47	-0,017	1,440	-0,67	-1469,26
1573	95,5	DW	Comb.	56,1	-41,62	-0,017	1,440	0,13	60,89
1574	0	DW	Comb.	0,4	6,08	-0,140	0,820	-2,10	45,96
1574	8,249	DW	Comb.	0,31	2,78	-0,140	0,820	-0,94	9,41
1574	16,5	DW	Comb.	0,22	-0,53	-0,140	0,820	0,21	0,16

Tabla 5.3 Resultados en los elementos de la Cercha y en el cable.

5.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS.

5.4.1 Columna Perimetral.

En la Figura 5.14 podemos ver los datos de la geometría y los resultados que corresponden a la columna más crítica de la estructura la misma que va ser verificada en sus cálculos.

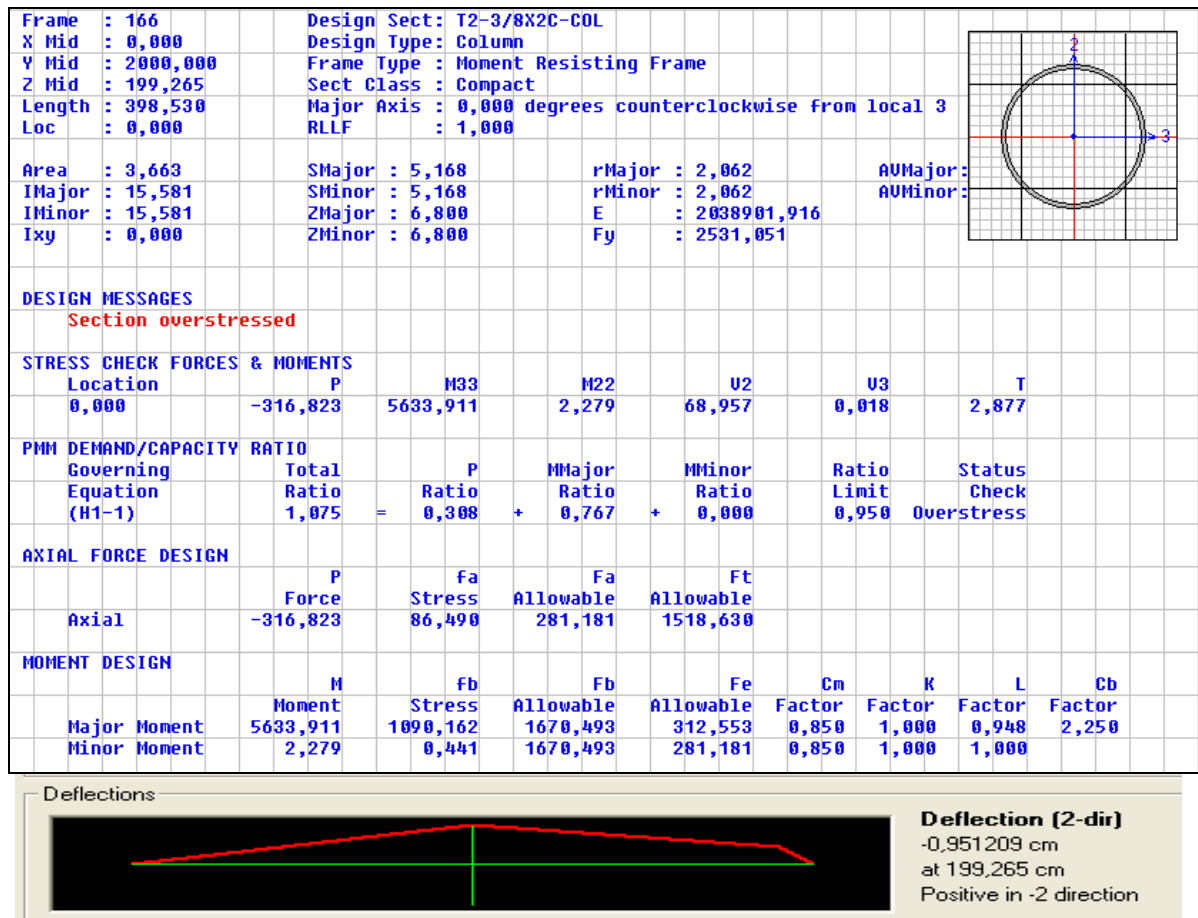


Figura 5.14 Geometría del perfil que forma la columna

$$P = 316,823 \text{ Kg}$$

$$M = 5633,911 \text{ Kg cm}$$

$$L = 398,53 \text{ Cm}$$

$$r = 2,062 \text{ cm}$$

$$K = 1$$

$$E = 2038901,916 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 2531,051 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 3,663 \text{ cm}^2$$

$$S = 5,168 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo calculado de Compresión.

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = \frac{316,823 \text{ Kg}}{3,663 \text{ cm}^2}$$

$$f_a = 86,49 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo Permissible a la Compresión Axial.

$$Si: \frac{KL}{r} \leq \lambda_c(Cc)$$

$$Si: \frac{1 * 398,53}{2,062} \leq 120$$

$$193,27 \leq 120$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{86,49 \frac{Kg}{cm^2}}{281,06 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\frac{fa}{Fa} = 0,307$$

Esfuerzo calculado por flexión.

$$fb = \frac{M}{S}$$

$$fb = \frac{5633,911 \text{ Kg cm}}{5,168 \text{ cm}^3}$$

$$fb = 1090,153 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{Cm * fb}{\left(1 - \frac{fa}{Fa}\right) * Fb} = \frac{0,85 * 1090,153}{\left(1 - \frac{86,49}{281,06}\right) * 1670,4937}$$

$$= 0,8$$

Actualmente el AISC recomienda que se cumpla con las dos ecuaciones.

Primera.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm * fb}{\left(1 - \frac{fa}{Fa}\right) * Fb} \leq 1$$

$$0,307 + 0,8$$

$$1,1 \leq 1$$

Segunda.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$$

$$0,307 + 0,6526$$

$$0,9596 \leq 1$$

La primera ecuación no cumple por muy poco, pero sin embargo hay que recordar que estas

Deformación Permissible

$$\delta = \frac{398,53}{360}$$

$$\delta = 1,107$$

$$Si: \lambda_c < \frac{KL}{r} \leq 200$$

$$120 \leq 193,27 \leq 200 \quad SI \text{ CUMPLE}$$

$$Fa = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12 * \pi^2 * 2038901,916}{23(193,27)^2}$$

$$Fa = 281,06 \text{ Kg} / \text{Cm}^2$$

Esfuerzo permisible por flexión.

$$Fb = 0,66 * Fy$$

$$Fb = 0,66 * 2531,051 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$Fb = 1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{1090,153 \frac{Kg}{cm^2}}{1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\frac{fb}{Fb} = 0,6526$$

5.4.2 Elemento de la Cercha

En la Figura 5.15 podemos ver los datos de la geometría y los resultados que corresponden a un elemento que forma la cercha.

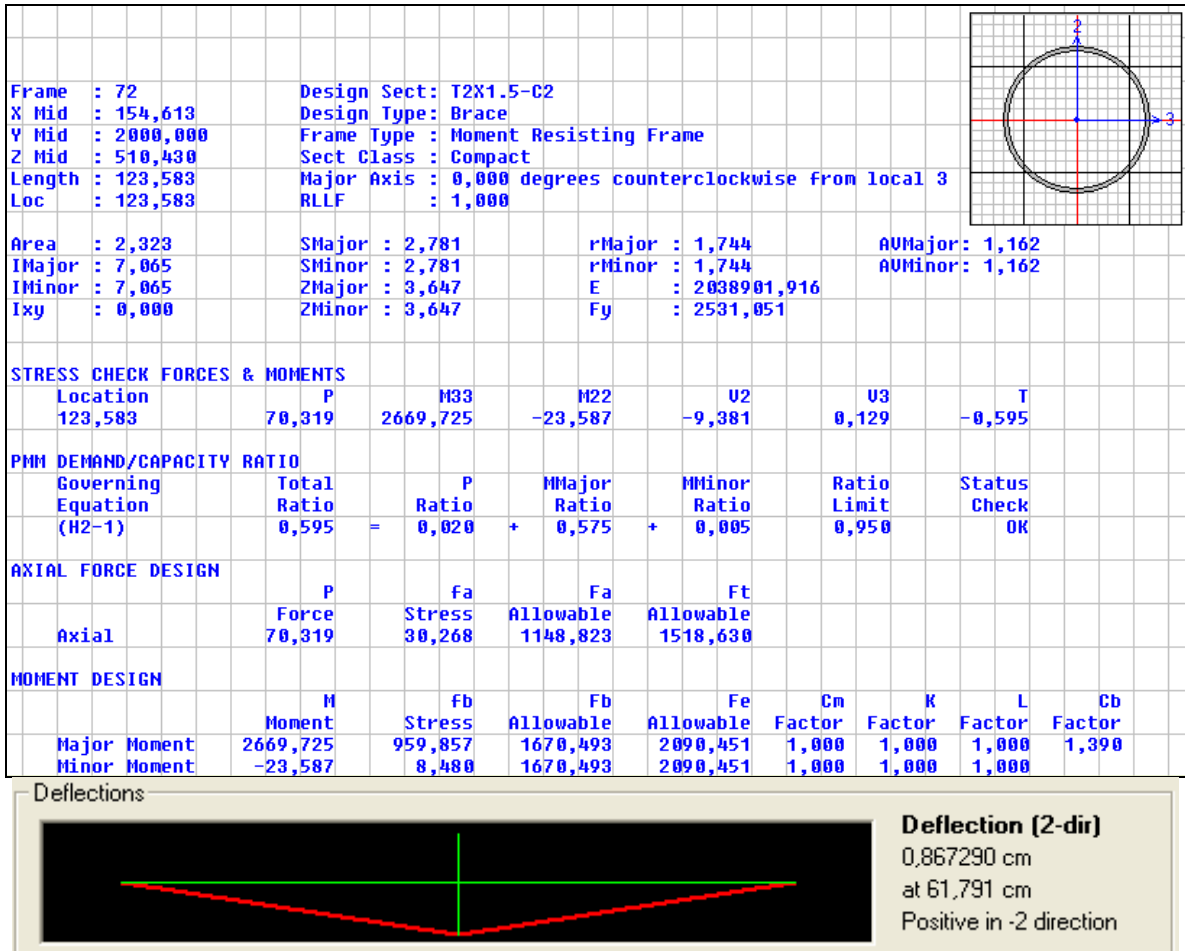


Figura 5.15 Geometría del perfil que forma la cercha

$P = 70,319 \text{ Kg}$
 $M = 2669,725 \text{ Kg cm}$
 $L = 123,583 \text{ Cm}$
 $r = 1,744 \text{ cm}$
 $K = 1$
 $E = 2038901,916 \text{ Kg/cm}^2$
 $F_y = 2531,051 \text{ Kg/cm}^2$
 $A = 2,323 \text{ cm}^2$
 $S = 2,781 \text{ cm}^3$

Esfuerzo calculado de Compresión.

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = \frac{70,319 \text{ Kg}}{2,323 \text{ cm}^2}$$

$$f_a = 30,2708 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo Permissible a la Compresión Axial.

$$Si: \frac{KL}{r} \leq \lambda c(Cc)$$

$$Si: \frac{1 * 123,583}{1,744} \leq 120$$

$$70,862 \leq 120$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{30,278 \frac{Kg}{cm^2}}{1148,874 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\frac{fa}{Fa} = 0,0264$$

$$Fa = \frac{\left(1 - \frac{0,5 * 70,862^2}{(126,099^2)}\right) * 2531,051}{\frac{5}{3} + \frac{3 * (70,862)}{8 * 126,099} - \frac{70,862^3}{8 * 126,099^3}}$$

$$Fa = 1148,874 \frac{Kg}{cm^2}$$

Esfuerzo calculado por flexión.

$$fb = \frac{M}{S}$$

$$fb = \frac{2669,752 \text{ Kg cm}}{2,7810 \text{ cm}^3}$$

$$fb = 959,9874 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{Cm * fb}{\left(1 - \frac{fa}{Fa}\right) * Fb} = \frac{1 * 959,9874}{(1 - 0,0264) * 1670,4937}$$

$$= 0,5903$$

Esfuerzo permisible por flexión.

$$Fb = 0,66 * Fy$$

$$Fb = 0,66 * 2531,051 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$Fb = 1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{959,9874 \frac{Kg}{cm^2}}{1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\frac{fb}{Fb} = 0,5747$$

Actualmente el AISC recomienda que se cumpla con las dos ecuaciones.

Primera. $\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm * fb}{\left(1 - \frac{fa}{Fa}\right) * Fb} \leq 1$ 0,0264 + 0,5903

0,6167 ≤ 1

Segunda. $\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$ 0,0264 + 0,5747

0,6019 ≤ 1

Las dos ecuaciones cumplen perfectamente con lo que indica el AISC

Deformación Permissible

$$\delta = \frac{123,583}{360}$$

$$\delta = 0,3424$$

5.4.3 Elemento de la Cercha que forma la ventilación.

En la Figura 5.16 podemos ver los datos de la geometría que corresponden a un elemento de la cercha que forma la ventilación.

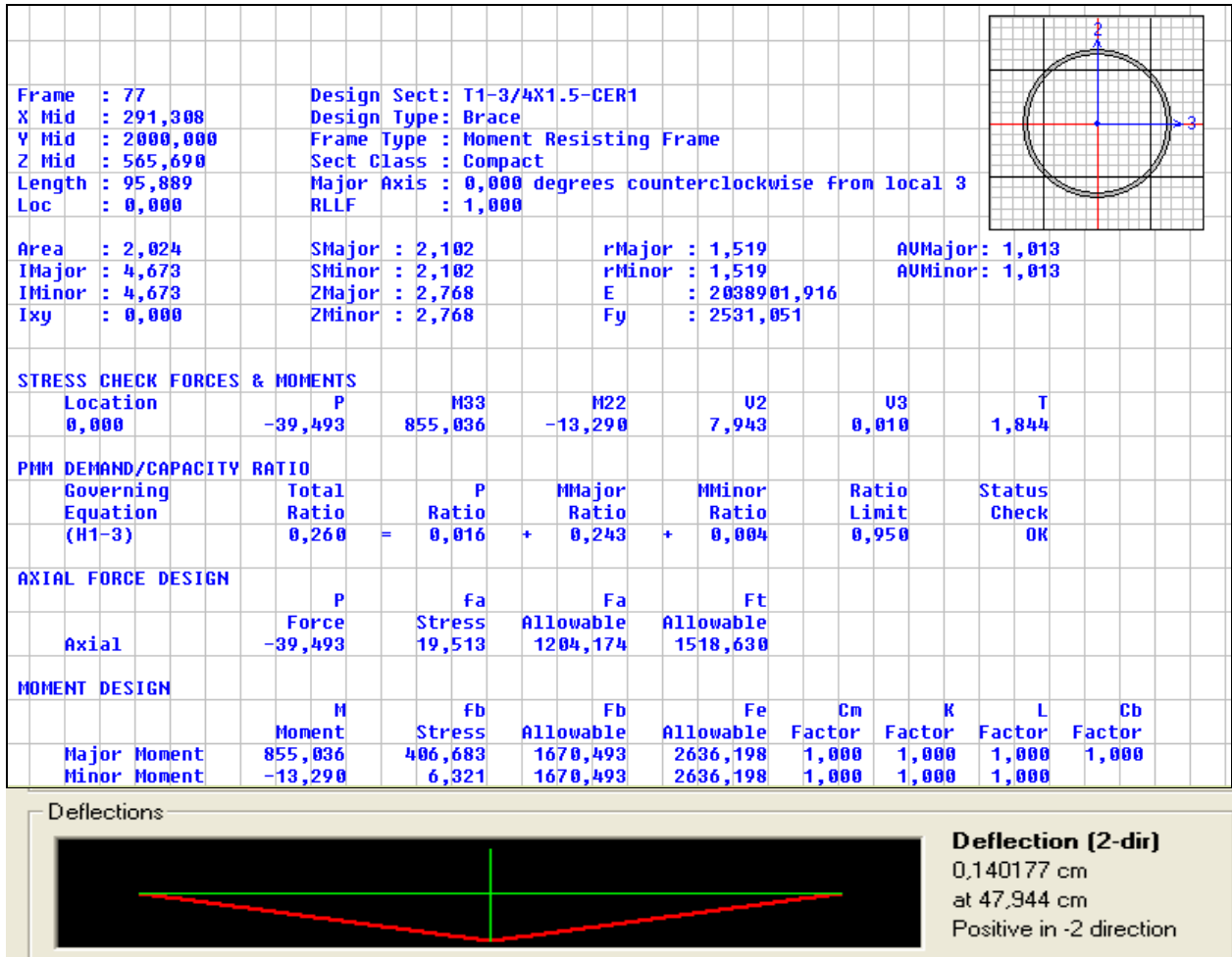


Figura 5.16 Geometría del perfil de la cercha que forma la ventilación.

Esfuerzo calculado de Compresión.

P = - 39,493 Kg
 M = 855,036 Kg cm
 L = 95,889 Cm
 r = 1,519 cm
 K = 1
 E = 2038901,916 Kg/cm²
 Fy = 2531,051 Kg/cm²
 A = 2,024 cm²
 S = 2,102 cm³

$$fa = \frac{P}{A}$$

$$fa = \frac{39,4930 \text{ Kg}}{2,024 \text{ cm}^2}$$

$$fa = 19,5124 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo Permissible a la Compresión Axial.

$$Si: \frac{KL}{r} \leq \lambda c(Cc)$$

$$Si: \frac{1 * 95,8890}{1,519} \leq 120$$

$$63,126 \leq 120$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{19,5124 \frac{Kg}{cm^2}}{1204,05 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\frac{fa}{Fa} = 0,0162$$

$$Fa = \frac{\left(1 - \frac{0,5 * 63,126^2}{(126,099^2)}\right) * 2531,051}{\frac{5}{3} + \frac{3 * (63,126)}{8 * 126,099} - \frac{63,126^3}{8 * 126,099^3}}$$

$$Fa = 1204,05 \frac{Kg}{cm^2}$$

Esfuerzo calculado por flexión.

$$fb = \frac{M}{S}$$

$$fb = \frac{855,036 \text{ Kg cm}}{2,102 \text{ cm}^3}$$

$$fb = 406,7726 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{Cm * fb}{\left(1 - \frac{fa}{Fa}\right) * Fb} = \frac{1 * 406,7726}{(1 - 0,0162) * 1670,4937}$$

$$= 0,2475$$

Esfuerzo permissible por flexión.

$$Fb = 0,66 * Fy$$

$$Fb = 0,66 * 2531,051 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$Fb = 1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{406,7726 \frac{Kg}{cm^2}}{1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\frac{fb}{Fb} = 0,2435$$

Actualmente el AISC recomienda que se cumpla con las dos ecuaciones.

Primera.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm * fb}{\left(1 - \frac{fa}{Fa}\right) * Fb} \leq 1$$

$$0,0162 + 0,2475$$

$$0,2597 \leq 1$$

Segunda.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$$

$$0,0162 + 0,2435$$

$$0,2587 \leq 1$$

Las dos ecuaciones cumplen perfectamente con lo que indica el AISC

Deformación Permissible

$$\delta = \frac{95,889}{360}$$

$$\delta = 0,2663$$

5.4.4 Ángulos que forman de la Carevaca.

En la Figura 5.17 podemos ver la geometría que corresponden al ángulo de 40x40x4mm que forma la Carevaca.

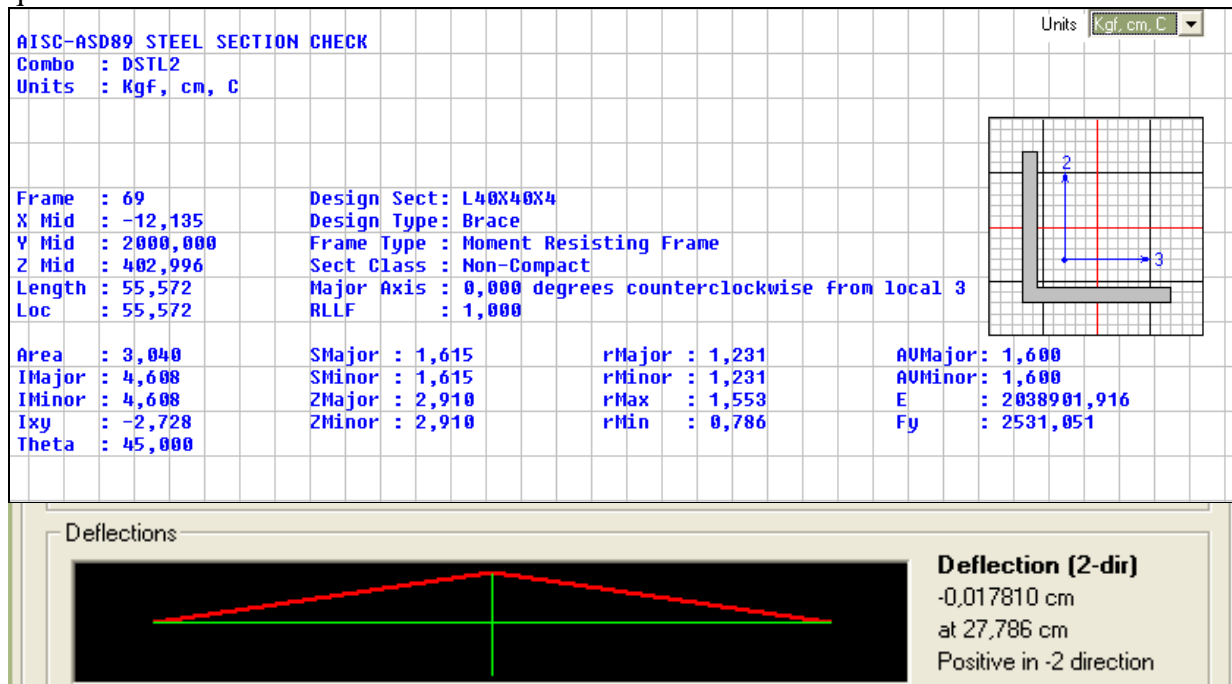


Figura 5.17 Geometría del perfil que forma la carevaca

$P = - 32,933 \text{ Kg}$
 $M = - 615,554 \text{ Kg cm}$
 $L = 55,572 \text{ Cm}$
 $r = 1,231 \text{ cm}$
 $K = 1$
 $E = 2038901,916 \text{ Kg/cm}^2$
 $F_y = 2531,051 \text{ Kg/cm}^2$
 $A = 3,040 \text{ cm}^2$
 $S = 1,615 \text{ cm}^3$

Esfuerzo calculado de Compresión.

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = \frac{32,933 \text{ Kg}}{1,615 \text{ cm}^2}$$

$$f_a = 10,833 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo Permisible a la Compresión Axial.

$$S_i: \frac{KL}{r} \leq \lambda c(Cc)$$

$$S_i: \frac{1 * 55,572}{1,231} \leq 120$$

$$45,1438 \leq 120 \quad \text{SICUMPLE}$$

$$F.adm = \frac{\left[1 - \frac{(1 * 55,572 / 1,231)^2}{(126,099)^2} \right] * 2531,051}{\frac{5}{3} + \frac{3 * \left(\frac{1 * 55,572}{1,231} \right)}{8 * 126,099} - \frac{\left(\frac{1 * 55,572}{1,231} \right)^3}{8 * 126,099^3}} = 1319,5623$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{10,833 \frac{Kg}{cm^2}}{1319,5006 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\frac{fa}{Fa} = 0,0082$$

Esfuerzo calculado por flexión.

$$fb = \frac{M}{S}$$

$$fb = \frac{615,554 \text{ Kg cm}}{1,615 \text{ cm}^3}$$

$$fb = 381,148 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\frac{Cm * fb}{\left(1 - \frac{fa}{Fa}\right) * Fb} = \frac{1 * 381,148 \frac{fb}{Fb}}{\left(1 - \frac{10,833}{1319,5623}\right) * 1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}} = \frac{381,148 \frac{Kg}{cm^2}}{1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$= 0,2301 \qquad \frac{fb}{Fb} = 0,2282$$

Esfuerzo permisible por flexión.

$$Fb = 0,66 * Fy$$

$$Fb = 0,66 * 2531,051 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$Fb = 1670,4937 \frac{Kg}{cm^2}$$

Actualmente el AISC recomienda que se cumpla con las dos ecuaciones.

Primera. $\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm * fb}{\left(1 - \frac{fa}{Fa}\right) * Fb} \leq 1$ 0,0082 + 0,2301
0,2383 ≤ 1

Segunda. $\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1$ 0,0082 + 0,2282
0,2364 ≤ 1

Cumple con las dos ecuaciones por lo tanto el elemento funcionará bien

Deformación Permisible

$$\delta = \frac{55,572}{360}$$

$$\delta = 0,1543$$

5.4.5 Cables.

Cuando la falla de los miembros se produce por fluencia del acero el esfuerzo sobre la sección neta de miembros traccionados no debe ser mayor a $0.6 F_y$

Cables Paralelos a las cerchas

$$P = 56,6 \text{ Kg}$$

$$F = 0,6 F_y$$

$$F = 0,6 * 2531,051 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F = 1518,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$56,6 < 1518,63$ El cable trabaja bien

Cables Perimetrales que se unen a los tensores.

$$P = 292,7 \text{ Kg}$$

$$F = 0,6 F_y$$

$$F = 0,6 * 2531,051 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F = 1518,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$292,7 < 1518,63$ El cable trabaja bien

Cables que sostienen los canales.

$$P = 2,44 \text{ Kg}$$

$$F = 0,6 F_y$$

$$F = 0,6 * 2531,051 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F = 1518,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$2,44 < 1518,63$ El cable trabaja bien.

Cables van por la ventilación.

$$P = 20,9 \text{ Kg}$$

$$F = 0,6 F_y$$

$$F = 0,6 * 2531,051 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F = 1518,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$20,9 < 1518,63$ El cable trabaja bien.

CAPITULO VI.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

RESUMEN

Partiendo de que el objetivo general del presente estudio es dotar de directrices y de un documento formal al profesional ecuatoriano para el cálculo y diseño de este tipo de estructuras y luego de haber finalizado la investigación ponemos a consideración las principales conclusiones y recomendaciones que sintetizan el trabajo realizado en el estudio de invernaderos flexibles.

6.1 CONCLUSIONES

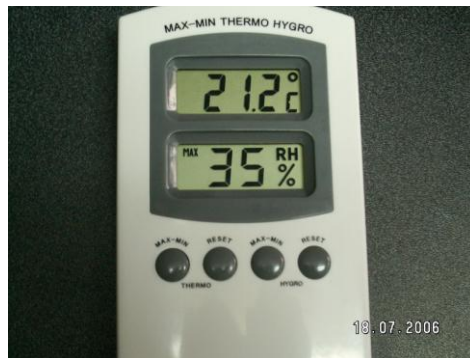
- La estructura de invernadero, es una estructura **no convencional**, por la composición de sus elementos estructurales, con aproximadamente el 50% de cables, lo cual conlleva que sea una estructura muy liviana; otra razón es el tipo de cimentación (micropilote) que carece de amarres a nivel del suelo, su material de cubierta es deformable y presenta una baja masa estructural lo que le vuelve invulnerable a sismos y extremadamente susceptible a viento.



Fotografía 6.1 Cables que forman la estructura

- En el caso de pretender construir un invernadero que cumpla con las normas AISC, obtendríamos resultados como:
Un proyecto económicamente poco viable para nuestro medio.
Podría reemplazarse el material de cubierta (polietileno) por uno rígido.
La durabilidad por lo menos se triplicaría (Invernaderos flexible se proyecta para 10 años).
Se encarece la mano de obra por el número de metros cuadrados que estas estructuras cubren.
La demanda por este tipo de invernaderos rígidos en nuestro mercado sería nula,
- Los programas estructurales que al momento utilizamos como SAP y ETABS, presentan limitaciones para modelar esta estructura, especialmente para un material como el polietileno.
- El tamaño promedio de estas estructuras es de 5000 m².. Por el área que abarca sería costoso pretender realizar un análisis de suelo pormenorizado como por ejemplo ensayos triaxiales para todas las zonas de cimentación.
- Siendo los micropilotes cimientos especiales, el hincado de los mismos en el terreno sería costoso. Se ha encontrado casos de invernaderos en los que un cemento prefabricado es simplemente enterrado en el suelo perdiendo de esta manera su capacidad de fricción.

- Al utilizar elementos metálicos de poco espesor en la construcción de invernaderos se debe contar con mano de obra calificada para realizar este trabajo, pues es muy fácil perforar el material con soldadura en arco mal utilizada.
- Estas estructuras trabajan con humedades relativas de 65% aproximadamente, medido en campo por un Termo Hidrómetros digital, lo que ocasiona que las estructuras que no son galvanizadas se oxiden.



Fotografía 6.2 Termo Hidrómetro digital

- En los ensayos realizados con el medidor de pendientes se estableció que la pendiente de desalajo debe estar en un promedio de 20 grados y debe presentar una forma aerodinámica para disipar el viento.
- Un elemento muy importante para la rigidez de la estructura es la tensión que se da a los cables que como se ha visto en este documento es responsable de gran parte de la rigidez de la estructura, ya que reduce notablemente las deflexiones.
- Por las características estudiadas, se asegura que el invernadero no está gobernado por el principio estructural de soportar cargas de trabajo, sino de disipación de energía. Aclarando esto, un mejor invernadero será aquel que sea más aerodinámico y cuya cubierta presente una mayor facilidad para el desalajo de granizo lluvia y ceniza, ésta es la razón fundamental para que las aparentes fallas de esbeltez en la realidad no presentan mayor riesgo.



Fotografía 6.3 Granizo desalajado por los canales

- En las visitas realizadas a diferentes invernaderos, se encontró la novedad de que varios invernaderos no satisfacen las necesidades de sostenibilidad requeridas, es el caso de un invernadero en IASA, que por ser de vidrio, por varios años no ha sido utilizado debido a la agresividad del clima interior. El invernadero de vidrio magnifica la intensidad lumínica solar, que al ser muy alta en el Ecuador, exige invernaderos altos con materiales de cubierta con características difusoras térmicas lumínicas.



Fotografía 6.4 Invernadero de Vidrio del IASA

- El sismo no afecta a la estructura por dos razones importantes, la primera es que no concentra masas, y la segunda es que al ser una estructura flexible esta continuamente a vibraciones permanentes.
- Al analizar la esbeltez de la estructura, $K*L/r$ debe ser menor a 200 con el fin de garantizar la rigidez suficiente para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas. Debe recalarse que los códigos establecen que de preferencia los valores KL/r deben ser menores a 200 pero no lo prohíben.
- Al revisar la ecuación de Euler que determina la magnitud de la carga de pandeo elástica se observa que ésta no dependa de la resistencia del material, sino tan solo de su modulo de elasticidad. Las columnas fallan exclusivamente por inestabilidad sin importar el material del que estén construidas, ya que una columna esbelta no tiene la oportunidad de desarrollar sus propiedades mecánicas.
- Debido a que los limites de deflexión dependen de la aplicación para la que van a ser construidas o del uso de la estructura, las especificaciones no dan criterios completos. Sin embargo las deflexiones deben limitarse para que no causen daños mayores a las estructuras. Por otra parte los elementos deben tener dimensiones que limiten las vibraciones a niveles inferiores a los que son percibidos por los seres humanos. El limite $L/360$ está recomendado para evitar daños en cubiertas de estuco y por lo tanto no es aplicable para invernaderos. Es necesario investigar cuales son los límites de deflexiones aceptables en invernaderos.
- En cuanto a las cargas la experiencia muestra que las que se usan actualmente son muy conservadoras, porque si bien es cierto se diseña para vientos de 80 Km/h, que al elevarse al cuadrado, es una gran fuerza que actúa en la estructura, varios investigadores indican que se podría disminuir a 60 Km/h.

- En el caso de la fuerza del viento, debe tomarse en cuenta factores tales como: Flexibilidad de la estructura, área de exposición, Volumen de la construcción, y también si se trata de una estructura abierta o cerrada.
- Si la estructura tiene período fundamental de vibración < 0.15 segundos, con seguridad se presentarán fenómenos de resonancia con el viento, es decir el período de vibración del viento al coincidir con el de la estructura provocará grandes aumentos de la carga.
- Respecto a la energía absorbida, ésta depende del área debajo de la curva esfuerzo deformación. Interesa que la estructura se deforme porque el área anterior será mayor, sin embargo eso no significa que la estructura deba ser más flexible. Por otra parte si es cierto que al cambiar la forma de la estructura cambie por ejemplo el ángulo de ataque del viento y las cargas se reduzcan. Lo anterior debe ser estudiado en una tesis posterior.
- Las características de los invernaderos están fuera de los rangos comunes de estructuras tales como edificios, por lo que no existe información abundante. Por ejemplo los códigos sí hablan de las características propias de estructuras similares a las de los invernaderos pero de una manera muy general. Se reconoce que es necesario profundizar el estudio. Siendo estas estructuras muy comunes en el Ecuador es importante para el sector floricultor se podría desarrollar un reglamento de análisis y diseño específico para ellas.

6.2 RECOMENDACIONES.

- Se recomienda fundir los micropilotes en el terreno, para que se encuentren en contacto con suelo consolidado y su capacidad de fricción concuerde con el diseño.
- En la actualidad se cuenta con aditivos expansivos para hormigón que ayudaría a mejorar la fricción del cemento, se aconseja su utilización en virtud de que el suelo del invernadero permanece húmedo por lo menos 30 cm. de profundidad.
- Se sugiere que la mano de obra sea calificada para realizar estos trabajos, esto evitará que se dañen los perfiles estructurales.
- Los elementos estructurales como columnas, carevacas, pernos, grilletes, otros, deben ser galvanizados para evitar su deterioro por efecto de la humedad del ambiente.
- La pendiente mínima de las cerchas de invernadero se recomienda estén en un valor de 20° , para que la misma desaloje cargas y no se dedique a su sostenimiento.
- No se debe disminuir las especificaciones de tubería dadas en el modelo el invernadero hecho en SAP.
- Cuando se tenga que diseñar una columna esbelta, será recomendable que ésta sea fabricada con un material de una resistencia relativamente baja, como es el caso del acero ASTM A 36, pues de nada serviría fabricarla con materiales de mejor calidad.
- Se recomienda que se utilice en los invernaderos cubiertas de polietileno que actualmente es lo más usual y económico en el medio agroindustrial.
- Se sugiere analizar la posibilidad de utilizar aceros de menor esfuerzo de fluencia y último pero con mayores secciones con lo que se obtendría una mayor rigidez y el mismo costo. Un futuro campo de estudio es sin duda el uso de materiales alternativos tales como el bambú que presentan una gran sección, bajo costo pero también bajo módulo de elasticidad, que es aproximadamente 200 veces más bajo que el del acero.
- La fuerza de viento debe ser estudiada con mayor profundidad, ya que ella determina que se presenten grandes esfuerzos en la estructura.
- Es importante investigar la manera de cómo se puede rigidizar la estructura, se ha pensado por ejemplo en arriostramientos diagonales en las columnas más largas, o el aumento de las secciones de las mismas.
- Para finalizar se espera con este trabajo haber dado el primer paso, recomendando se continúe con la investigación de este tipo de estructuras, con el objeto de crear un código ecuatoriano que norme su diseño y construcción.

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

Capt. Espinosa Gallardo Javier Orlando

COORDINADOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Ing. Ana Haro Báez

SECRETARIO ACADÉMICO

Dr. Roberto Saa

Lugar y fecha: Sangolquí, Agosto del 2006

BIBLIOGRAFIA

- Editor Roger L Brockenbrough y Frederick S Merrit, “Diseño de Estructuras Tomo I, Tomo II y Tomo III de Acero”.
- Ing. Christian Endara, “Información Técnica de BIOACERO CIA Ltda.”.
- George B Sowers, “Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones”.
- M.J. Tomlinson, “Diseño y construcción de cimientos”.
- Braja M. Das, “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”.
- BRESLER, “Diseño de estructuras de Acero, editorial Limusa”.
- Universidad Autónoma de México (UNAM), “Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes”.
- Ing. Milton Torres, “Mecánica de Suelos”.
- McCormac, Editorial Alfa Omega 2002, “Diseño de Estructuras de Acero, método LRFD (Diseño por Coeficientes de Carga y de Resistencia d.C.) Segunda Edición”.
- Ingeniero Telmo Sánchez, “Manual de Diseño de Estructura Metálicas”.
- ASD, “Admissible Stress Design (Diseño por esfuerzos Admisibles DEA)”.
- “Especificaciones del AISI (Instituto Americano del Hierro y el Acero)”.
- “Folletos de la empresa Aceropaxi”.
- “Revista Técnica de la Construcción 1”.
- “Apuntes de estructuras metálicas de sexto nivel”

ANEXOS