

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTRUCTURA DE CUBIERTA
PARA EL AUDITORIO ESPE.**

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

PABLO ARMANDO CRIOLLO MENDOZA

SANGOLQUÍ, JUNIO DEL 2007



EXTRACTO / ABSTRACT

La presente Tesis, hace referencia al análisis de los parámetros de diseño para la elaboración de una cubierta metálica para el Nuevo Auditorio de la ESPE, utilizando distintos tipos de geometrías, configuraciones y materiales, por medio del programa SAP2000.

Partiendo del espacio requerido por el Nuevo Auditorio de la ESPE, se plantea 4 alternativas para el análisis y diseño de una estructura que complemente el conjunto arquitectónico del Auditorio ESPE y las demás instalaciones circundantes.

Basados en los resultados obtenidos, se han diseñado los elementos estructurales básicos de cada una de ellas, para finalmente determinar la alternativa más apropiada desde el punto de vista estructural y constructivo.



CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **SR. CRIOLLO MENDOZA PABLO ARMANDO** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Junio del 2007

Ing. Pablo Caiza Sánchez, M.Sc.

DIRECTOR

Ing. Marcelo Romo Proaño, M.Sc

CODIRECTOR



DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado especialmente al Señor, mi Dios, quien me ha colmado de bendiciones a lo largo de mi vida, mostrándome el camino a seguir y alentándome a seguir adelante en los instantes en que estuve a punto de desfallecer.

A mis padres, Blanca y Germán, quienes a mas de brindarme todo su cariño y apoyo durante estos años, han sido un ejemplo de dedicación y sacrificio, mis hermanos, Gabriela e Israel, los cuales me han contagiado con su alegría.

A toda mi familia, en especial a mi abuelito, Papá Alejandro, quien durante toda su vida lucho por ser una persona útil a si mismo y a su familia.

Pablo Criollo



AGRADECIMIENTO

A la Escuela Politécnica del Ejército, quien me ha permitido seguir creciendo en mi formación personal y profesional.

A todos mis profesores, de los cuales he aprendido a más de los conocimientos impartidos en las aulas, la forma de ser una mejor persona, en especial al Sr. Ing. Pablo Caiza y al Sr. Ing. Marcelo Romo, quienes aceptaron el reto de guiarme en la elaboración de mi Tesis, y a los cuales les agradeceré eternamente.

Al Centro de Investigaciones Científicas, a su gente, en especial al Sr. Dr. Roberto Aguiar por haberme acogido en tan noble centro durante el tiempo de elaboración de mi proyecto y brindarme la oportunidad de participar en importantes eventos académicos.

A todos mis compañeros, Julio, Paúl, Verónica, Juan Carlos, Sofía, César, Fausto, Byron, Rómmel, Eduardo... sin los cuales la tarea de aprender no estaría completa, y los amigos que pude conocer durante la elaboración de mi proyecto, Karola, Priscila, Isabel Carolina, Paúl, Paco, Santiago, Marlon, Andrés... que me ayudaron de muchas formas durante este período

Al club de Fútbol de Salón, en la persona del Lic. Juan Carlos Cerón, por darme la oportunidad de representar a mi Escuela.

Y a todas aquellas personas que me acompañaron durante esta hermosa aventura, a los cuales llevaré siempre en el corazón.....

Pablo Criollo



ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I

PRESENTACIÓN DEL ESTUDIO

RESUMEN	1
1.1 INTRODUCCIÓN	2
1.1.1 DESARROLLO DE LAS CUBIERTAS	4
1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS	5
1.2.1 ESTRUCTURAS DE ACERO PESADAS	5
1.2.2 ESTRUCTURAS DE ACERO LIGERAS	6
1.2.2.1 CERCHAS METÁLICAS EN ARCO	7
1.2.2.2 ESTÉREO ESTRUCTURAS	8
1.2.3 ESTRUCTURAS DE TRACCIÓN	10
1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROBLEMA A RESOLVER	11

CAPÍTULO II

COMPORTAMIENTO DE CABLES

RESUMEN	12
2.1 FUNDAMENTO TEÓRICO	13
2.1.1 RELACIÓN ESFUERZO DEFORMACIÓN	15
2.1.2 VARIACIÓN DE LONGITUD DEBIDO A CARGAS AXIALES	18
2.1.3 EFECTO DEL PESO PROPIO SOBRE LOS CABLES	18
2.1.3.1 CABLES CON DEFLEXIÓN SIMÉTRICA	19
2.1.3.2 CABLES CON DEFLEXIÓN ASIMÉTRICA	22
2.1.4 DISEÑO DE CABLES	25



2.2 ALTERNATIVA DEL PROGRAMA SAP2000	25
--------------------------------------	----

CAPITULO III

CARGAS DE VIENTO

RESUMEN	28
3.1 FORMA SIMPLIFICADA PARA LA DETERMINACIÓN DE CARGAS DE VIENTO	29
3.2 MÉTODO ASCE 7-98	31
3.2.1 CÁLCULO DE CARGAS MÍNIMAS DE VIENTO PARA EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS	32
3.2.1.1 PROCEDIMIENTO ANALÍTICO DEL DISEÑO DE LA CARGA DE VIENTO	33
3.2.1.1.1 PRESIÓN POR VELOCIDAD	34
3.2.1.1.2 COEFICIENTES DE LA PRESIÓN Y DE LA FUERZA	35
3.2.1.1.3 FACTOR G DEL EFECTO RÁFAGA	36
3.3 PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO	37
3.4 APLICACIÓN DE LA CARGA DE VIENTO A LOS MODELOS	38

CAPITULO IV

FUERZAS SÍSMICAS

RESUMEN	39
4.1 DEFINICIÓN	40
4.2 USO DEL CEC-2000	40
4.2.1 ANÁLISIS ESTÁTICO	41



4.2.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	41
4.2.2.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO	42

CAPITULO V

MATERIALES

RESUMEN	45
5.1 EL ACERO	46
5.1.1 DESARROLLO DEL ACERO	49
5.1.2 PROPIEDADES DEL ACERO	51
5.1.2.1 SOLDABILIDAD	53
5.1.3 ACERO A-36	55
5.1.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN AISC-LRFD	56
5.2 EL ALUMINIO	58
5.2.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN AA-ASD	59
5.3 LÁMINAS DE ACERO COMO MATERIAL DEL TECHADO	62
5.3.1 DESARROLLO DEL ACERO COMO MATERIAL DE TECHADO	62
5.3.2 CARACTERÍSTICAS	63
5.3.3 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA PLACA A UTILIZAR Y SUS CARACTERÍSTICAS SEGÚN PROVEEDORES	70

CAPITULO VI

SISTEMAS DE APOYO

RESUMEN	71
6.1 INTRODUCCIÓN	72
6.2 TIPOS DE APOYOS	72
6.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO	75



6.3.1	ESPESOR PLACA BASE	75
6.3.2	NÚMERO DE PERNOS A UTILIZAR	77
6.3.3	REVISIÓN DE TENSIÓN Y CIZALLAMIENTO	77

CAPITULO VII

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

RESUMEN	79	
7.1	GEOMETRÍA BÁSICA DE LA ESTRUCTURA	80
7.1.1	ARQUITECTURA DEL AUDITORIO DE LA ESPE	81
7.1.2	PENDIENTES MÍNIMAS	82
7.1.3	GEOMETRÍA BÁSICA	83
7.2	GEOMETRÍA MODELOS ESTRUCTURALES	85
7.2.1	ESTRUCTURA DE CERCHAS EN ARCO EN EL SENTIDO Y-Y	85
7.2.2	ESTRUCTURA DE CERCHAS EN ARCO EN EL SENTIDO X-X	87
7.2.3	ESTÉREO ESTRUCTURA EN ALUMINIO	90
7.2.4	ESTRUCTURA SOSTENIDA POR CABLES	92
7.3	ANÁLISIS DE CARGAS PARA LAS ESTRUCTURAS	93
7.3.1	CARGAS MUERTAS O PERMANENTES	93
7.3.2	CARGAS VIVAS	94
7.3.3	CARGAS ACCIDENTALES	96
7.4	DEFORMACIONES	102
7.5	RESULTADOS	103
7.5.1	RESULTADOS ESTRUCTURA N° 1	103
7.5.1.1	FUERZAS AXIALES	104
7.5.1.2	REACCIONES	107



7.5.1.3	DEFORMACIONES	108
7.5.1.4	ANÁLISIS DINÁMICO	108
7.5.2	RESULTADOS ESTRUCTURA N° 2	109
7.5.2.1	FUERZAS AXIALES	109
7.5.2.2	REACCIONES	112
7.5.2.3	DEFORMACIONES	113
7.5.2.4	ANÁLISIS DINÁMICO	113
7.5.3	RESULTADOS ESTRUCTURA 3	114
7.5.3.1	FUERZAS AXIALES	114
7.5.3.2	REACCIONES	117
7.5.3.3	DEFORMACIONES	118
7.5.3.4	ANÁLISIS DINÁMICO	118
7.5.4	RESULTADOS ESTRUCTURA 4	119
7.5.4.1	FUERZAS AXIALES	119
7.5.4.2	REACCIONES	124
7.5.4.3	DEFORMACIONES	125
7.5.4.4	ANÁLISIS DINÁMICO	126

CAPÍTULO VIII

DISEÑO

RESUMEN	127
8.1 ESTRUCTURA 1 CERCHAS EN ARCO SENTIDO Y-Y	128
8.1.1 COMPROBACIÓN RESULTADOS DE DISEÑO EN BARRAS	128
8.1.2 DISEÑO DE APOYOS	131
8.2 ESTRUCTURA 2 CERCHAS EN EL SENTIDO X – X	138



8.2.1	COMPROBACIÓN RESULTADOS DE DISEÑO EN BARRAS	138
8.2.2	DISEÑO DE APOYOS	140
8.3	ESTRUCTURA 3 ESTÉREO ESTRUCTURA EN ALUMINIO	146
8.3.1	COMPROBACIÓN RESULTADOS DE DISEÑO DE BARRAS	146
8.3.2	DISEÑO DE APOYOS	150
8.4	ESTRUCTURA 4, CUBIERTA SOSTENIDA POR CABLES	155
8.4.1	COMPROBACIÓN RESULTADOS DE DISEÑO EN BARRAS	155
8.4.2	DISEÑO DE APOYOS	159
8.4.3	DISEÑO DE CABLES	164

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RESUMEN	165
9.1 CONCLUSIONES	166
9.2 RECOMENDACIONES	169



LISTADO DE TABLAS

CAPITULO V

MATERIALES

Tabla 5.1 Características mecánicas del Acero

Tabla 5.2 Composición Química del Acero.

Tabla 5.3 Características mecánicas del Aluminio

CAPITULO VII

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Tabla 7.1 Geometría Básica

Tabla 7.2 Geometría cerchas Modelo 1

Tabla 7.3 Geometría cerchas parte superior Modelo 2

Tabla 7.4 Distribución de arcos concéntricos Estéreo Estructura

Tabla 7.5 Cargas vivas mínimas para cubiertas en Kg/m² (CEC2001)

Tabla 7.6 Valores de coeficientes necesarios para cálculo de la sollicitación de viento

Tabla 7.7 Valor coeficiente Cp de Presión externa

Tabla 7.8 Determinación del coeficiente para Cortante Basal

Tabla 7.9 Fuerzas axiales en elementos Cercha N° 4

Tabla 7.10 Fuerzas axiales en elementos cercha N° 5

Tabla 7.11 Fuerzas axiales en elementos cercha N° 6

Tabla 7.12 Reacciones en Estructura N° 1

Tabla 7.13 Resumen de deformaciones Estructura 1

Tabla 7.14 Fuerzas axiales en elementos a 0°



Tabla 7.15 Fuerzas axiales en elementos a 2º

Tabla 7.16 Fuerzas axiales en elementos a 3º

Tabla 7.17 Fuerzas axiales en elementos a 5º

Tabla 7.18 Fuerzas axiales en elementos a 6º

Tabla 7.19 Resumen de reacciones Estructura 2

Tabla 7.20 Resumen Deformaciones en junta Modelo N° 2

Tabla 7.21 Tabla de resumen fuerzas axiales en Modelo N° 3

Tabla 7.22 Tabla resumen de reacciones Modelo 3

Tabla 7.23 Tabla de resumen desplazamientos Modelo N° 3

Tabla 7. 24 Fuerzas axiales Estructura de cubierta Modelo 4

Tabla 7.25 Fuerzas axiales en Arcos Modelo 4

Tabla 7.26 Resumen Momentos en Arcos Modelo 4

Tabla 7.27 Fuerzas axiales en Cables Modelo 4

Tabla 7.28 Resumen reacciones en apoyos estructura de cubierta Modelo 4

Tabla 7.29 Resumen reacciones en apoyos de Arcos principales Modelo 4

Tabla 7.30 Resumen desplazamientos Estructura 4



LISTADO DE FIGURAS

CAPÍTULO I

PRESENTACIÓN DEL ESTUDIO

- Figura 1.1** Estructura de cristal (Tomoe Corp)
- Figura 1.2** Plaza de toros de San Sebastián (España)
- Figura 1.3** Construcciones en Bambú de Jörg Stamm
- Figura 1.4** Estructura de Acero Pesada, Torres Madrid Arena
- Figura 1.5** Estructura de Acero Ligera, Terminal río Daule
- Figura 1.6** Iglesia con cercha prefabricada para la iglesia de Ayamonte
- Figura 1.7** Estéreo estructura
- Figura 1.8** Nudo concéntrico
- Figura 1.9** Estructura de Tracción

CAPÍTULO II

COMPORTAMIENTO DE CABLES

- Figura 2.1** Detalle de construcción de un cable de acero
- Figura 2.2** Deformación de una barra prismática sometida a una fuerza de tensión
- Figura 2.3** Cable con deflexión simétrica debido al efecto del peso propio
- Figura 2.4** Cable con deflexión asimétrica debido al efecto del peso propio

CAPITULO III

CARGAS DE VIENTO

- Figura 3.1** Presiones de viento sobre la estructura
- Figura 3.2** Presiones por velocidad sobre la estructura



Figura 3.3 Ejemplo de cubierta dentro de un túnel de viento

Figura 3.4 Ventana para cálculo de la carga de viento según el ASCE

CAPITULO IV

FUERZAS SÍSMICAS

Figura 4.1 Espectro Elástico del CEC 2000

CAPITULO V

MATERIALES

Figura 5.1 Proceso de Fabricación del Acero

Figura 5.2 Palacio de Cristal, Londres

Figura 5.3 Torre Eiffel, Paris

Figura 5.4 Empire State y Chrysler Building

Figura 5.5 Esquema de soldadura

Figura 5.6 Tipos de terminado para planchas de Acero

Figura 5.7 Estructura de plancha cubierta con aluzinc

Figura 5.8 Esquema de protección por prepintado

CAPITULO VI

SISTEMAS DE APOYO

Figura 6.1 Apoyos para puentes con Rodillos

Figura 6.2 Apoyo fijo tipo balancín

Figura 6.3 Apoyo tipo para columnas metálicas



CAPITULO VII

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Figura 7.1 Fachada Este Auditorio ESPE

Figura 7.2 Planta Auditorio ESPE

Figura 7.3 Planta Alternativa estructura Auditorio ESPE

Figura 7.4 Corte Auditorio

Figura 7.5 Modelo en Hormigón del Auditorio ESPE

Figura 7.6 Vista en 3D del modelo de la Estructura 1 en el programa SAP2000

Figura 7.7 Geometría básica de la Estructura 1

Figura 7.8 Modelo de la Estructura 2 en el programa SAP2000

Fig 7.9 Características Geométricas básicas de la Estructura 2

Fig 7.10 Distribución radial de elementos estructurales en la Estructura 2

Figura 7.11 Modelo de la Estructura 3 en el programa SAP2000

Figura 7.12 Distribución radial de elementos en la Estructura 3

Figura 7.13 Modelo de la Estructura 3 en el programa SAP2000

Figura 7.14 Generación de espectro en el programa DEGTRA

Figura 7.15 Comparación del espectro del sismo de Bahía y el CEC2001

Figura 7.16 Función Time history para la estructura de hormigón

Figura 7.17 Función Time history para las estructura de cubierta

Figura 7.18 Ubicación de elementos críticos Cercha Nº 4 Estructura 1

Figura 7.19 Ubicación de elementos críticos Cercha Nº 5 Estructura 1

Figura 7.20 Ubicación de elementos críticos Cercha Nº 6 Estructura 1



Figura 7.21 Identificación de elementos del arco N° 1 Modelo 4

Figura 7.22 Identificación de elementos del arco N° 1 Modelo 4

Figura 7.23 Identificación de elementos tipo cables en el Modelo 4

CAPÍTULO VIII

DISEÑO

Figura 8.1 Ubicación elemento Critico cercha N° 5 en Estructura 1

Figura 8.2 Hoja de resultados SAP2000 para el elemento 1642 Estructura 1

Figura 8.3 Ubicación de elemento crítico en estructura 2

Figura 8.4 Hoja de resultados SAP2000 para el elemento 902 Estructura 2

Figura 8.5 Ubicación de elemento critico en la estructura 3

Figura 8.6 Hoja de resultados programa SAP2000 para elementos de aluminio

Figura 8.7 Hoja de resultados programa SAP2000 elemento N° 35 Estructura 4



LISTADO DE ANEXOS

Anexo A: ASCE 7-98

Figura 6-2 del ASCE 7-98

Figura 6-3 del ASCE 7-98

Tabla 6-1 del ASCE 7-98

Tabla 6-4 del ASCE 7-98

Tabla 6-5 del ASCE 7-98

Tabla 6-6 del ASCE 7-98

Tabla 6-4 del ASCE 7-98

Tabla 6-8 del ASCE 7-98

ANEXO C: CABLES Y ACCESORIOS

Figura SECCIONES TÍPICAS DE CABLES Y TORONES

Tabla PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS
CABLES DE ACERO

Tabla FACTORES DE SEGURIDAD PARA CABLES

Tabla PESO DE CABLES

Tabla TEMPLADORES PARA CABLE TIPO COMERCIAL

Tabla TEMPLADOR CERRADO PARA CABLE DE ACERO

Tabla GUARDACABLE REFORZADO

Tabla PROPIEDADES DE GRAPAS DE ACERO FORJADO



CAPÍTULO I

PRESENTACIÓN DEL ESTUDIO

RESUMEN

En este primer capítulo se hace una presentación del desarrollo de las estructuras metálicas y su clasificación haciendo relación al funcionamiento del sistema estructural, así como una introducción a la importancia del problema a resolver en la construcción de la cubierta para el Auditorio ESPE

1.1 INTRODUCCIÓN

La presente Tesis, hace referencia al análisis de los parámetros de diseño de cubiertas metálicas, para distintos tipos de configuraciones, estas cubiertas son muy utilizadas debido a la gran variedad de metodologías y materiales, además de tomar en cuenta otras características importantes como son su bajo peso, la posibilidad de elaboración fuera de obra, la facilidad en la instalación de las mismas, la versatilidad en la elaboración de nuevas geometrías como el caso de la estructura del Tomoe Corp (Fig. 1.1) o las obras realizadas por la compañía LANIK en España (Fig. 1.2) y por supuesto la reducción de costos y tiempos de ejecución con respecto a otros sistemas.

Partiendo del espacio requerido por el Nuevo Auditorio de la ESPE, la presente Tesis plantea tres alternativas para el análisis y diseño de una estructura que complemente el conjunto arquitectónico del Auditorio ESPE y las demás instalaciones circundantes.



Figura 1.1 Estructura de cristal (Tomoe Corp)

La función principal de una estructura de cubierta, es la de proveer a los usuarios de un espacio adecuado para la realización de una cierta actividad, protegiéndolos de los factores ambientales, además de contribuir a mantener una temperatura interior adecuada.

En función de la estructura a cubrir, esta puede abarcar otros factores como son luminosidad, aislamiento térmico, que pueden solucionarse fácilmente con la utilización de los diversos materiales a disposición.



Figura 1.2 Plaza de toros de San Sebastián (España)

Las principales dificultades a considerar en el diseño de una cubierta, vienen dadas por las características de las mismas, su configuración y materiales, ya que al estar expuestas directamente a la intemperie, se ven afectadas por las variaciones de temperatura que se producen en el transcurso del día y que provocan en los elementos dilataciones y contracciones que deben ser controladas, así como la presencia de cargas de viento que deben ser verificadas debido a la geometría y el bajo peso de estas estructuras.

1.1.1 DESARROLLO DE LAS CUBIERTAS

La propia característica del ser humano hace que este trate de mejorar el medio donde se desenvuelve en busca de condiciones de vida más favorables, de esta manera se ha desarrollado a través del tiempo técnicas constructivas adecuadas a las condiciones particulares de cada región,

adaptándose a los materiales y condiciones climáticas de las mismas, tal es el caso de las construcciones en Caña Guadúa de Jörg Stamm a lo largo del Eje Cafetalero (Fig. 1.3)



Figura 1.3 Construcciones en Bambú de Jörg Stamm

Con el desarrollo del ser humano a través del tiempo, es evidente que en la actualidad dispongamos de una gran variedad de técnicas y materiales, además del consecuente desarrollo en los métodos de diseño, los cuales buscan aprovechar de mejor manera las propiedades de los materiales.

En la actualidad las cubiertas están elaboradas en materiales cuyos pesos son relativamente bajos, como son las planchas de acero, acrílico y policarbonato.

1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

Entre las formas más comunes de tipificar las estructuras metálicas, está la que toma como parámetro para la clasificación, la cantidad de acero que se utiliza en la construcción de la estructura, con relación al área de la misma; de esta manera distinguimos dos tipos de estructuras.

■ Estructuras de Acero Pesadas

■ Estructuras de Acero Ligeras

1.2.1 ESTRUCTURAS DE ACERO PESADAS

Definimos como estructuras de Acero pesadas a aquellas en las cuales se utilizan para su construcción más de 15 Kg/m^2 , estas son características de los edificios de gran altura como es el caso de las Torres Madrid Arena (Fig. 1.4). Los perfiles utilizados en estas estructuras tienen grandes secciones, con el propósito de soportar los esfuerzos producidos por las cargas que deben soportar.



Figura 1.4 Estructura de Acero Pesada, Torres Madrid Arena

1.2.2 ESTRUCTURAS DE ACERO LIGERAS

A diferencia de las construcciones anteriores, estas estructuras tienen un peso reducido, debido principalmente a los perfiles utilizados, tienen secciones menores y toman configuraciones especiales con el fin de resistir las cargas de servicio, por ejemplo, la estructura construida para la terminal de la Metro Vía en Daule (Fig. 1.5)



Figura 1.5 Estructura de Acero Ligera, Terminal río Daule

Estas estructuras las encontramos de manera generalizada en cubiertas, donde la existencia de grandes luces y áreas, hace necesaria la optimización de los elementos reduciendo el peso de los elementos estructurales.

Debido a esto, la utilización de cubiertas ligeras para el techado de distintos tipos de estructuras se ha masificado, además de su fácil transporte, montaje y un costo bastante reducido respecto a otros sistemas.

Dentro de los principales modelos estructurales a disposición tenemos las cerchas metálicas en arco y las estereo estructuras.

1.2.2.1 CERCHAS METÁLICAS EN ARCO

Las correas además de descansar en las vigas de los pórticos pueden hacerlo en elementos principales denominados cerchas, los cuales transmiten el peso total de la cubierta a los elementos de apoyo y estas a los pilares.

Por su propia morfología estas estructuras trabajan básicamente ante esfuerzos de compresión, los cuales se traducen en fuerzas horizontales importantes en los apoyos, que deben ser controlados por estos elementos.

También los elementos pueden prolongarse hasta el nivel de cimentación, siendo en muchos casos lo más conveniente ya que a estos se les puede dar una forma apropiada de manera que las cargas se transmiten a los cimientos casi totalmente como fuerzas axiales de compresión.



Figura 1.6 Iglesia con cercha prefabricada para la iglesia de Ayamonte

La configuración en arco es muy ventajosa para tramos largos, especialmente cuando se necesita disponer de áreas libres muy extensas, como en la Figura 1.6

1.2.2.2 ESTÉREO ESTRUCTURAS

Denominadas también como armaduras tridimensionales (Fig. 1.7) debido al trabajo espacial, sumado al óptimo uso de la capacidad resistente de los materiales a efecto de materializar la rigidez del sistema, hacen de estas estructuras un medio muy eficiente para cubrir

grandes luces en forma plana o con la incorporación de forma por la combinación con otras tipologías estructurales.

La tecnología del acero y otros materiales como el aluminio, además del desarrollo de los medios de unión de piezas son las plataformas que ubican a la estéreo estructura entre las más requeridas por la arquitectura actual para grandes espacios.

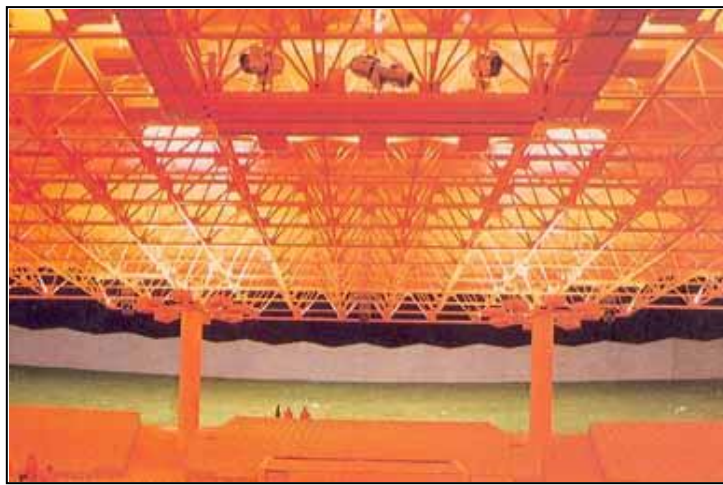


Figura 1.7 Estéreo estructura

La configuración mas utilizada es la parrilla de doble capa, la cual consiste en una capa inferior y una superior de cuerdas conectadas por elementos que conforman un alma.

Los elementos utilizados en este tipo de entramados pueden ser perfiles de acero estructural laminados en caliente, tubos rectangulares, redondos o secciones de acero conformadas en frío.

Sin embargo la parte esencial en este sistema es el nudo, estos son de tipo concéntrico, es decir, los ejes centroidales de los elementos que

concurren al nudo se intersecan en un punto de trabajo común en el centro del nudo (Fig. 1.8).



Figura 1.8 Nudo concéntrico

De la misma forma existen nudos excéntricos, en los cuales se debe considerar la flexión local de los miembros, así como los esfuerzos básicos del nudo.

En el aspecto constructivo, las armaduras espaciales se ensamblan en el sitio pieza por pieza o en el suelo por tramos que luego son elevados a su posición final. En ocasiones es posible armar toda la estructura en el suelo para luego colocarla en su posición final

1.2.3 ESTRUCTURAS DE TRACCIÓN

El uso de cables y telas y su desarrollo contemporáneo, las ubica entre las más usadas en la presente arquitectura especialmente en los países con más cercanía a este alto desarrollo tecnológico.

Estructuras en general livianas y flexibles, que conservando estas características son aptas para cubrir luces muy grandes. La disposición formal del sistema estructural permite alcanzar el equilibrio soportando esfuerzos de tracción pura, como la estructura de la Figura 1.9

Dada la flexibilidad de las mismas y su tendencia a cambiar de forma en la medida que se modifican los estados de carga, se requieren mecanismos de estabilización de la forma.



Figura 1.9 Estructura de Tracción

1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROBLEMA A RESOLVER

Desde el año 2004 se presentaron en la ESPE los planos arquitectónicos para la construcción de un nuevo Auditorio para la Institución. Esta nueva estructura tiene un área aproximada de 5000 m², e incluye una serie de servicios, junto con el espacio suficiente para albergar un área abierta de 560m². Estos planos fueron elaborados por el Departamento de Desarrollo Físico.

Por lo tanto, el análisis y diseño estructural de esta edificación, requiere de la utilización de los medios tecnológicos que se encuentren a nuestra



disposición para lograr un diseño adecuado con el fin de convertirse en uno de los edificios representativos de la ESPE.

El diseño de esta estructura permitirá mostrar el grado de conocimiento y preparación de los profesionales y alumnos de la Carrera de Ingeniería Civil de la ESPE.

CAPÍTULO II

COMPORTAMIENTO DE CABLES

RESUMEN

Se presentan las diferentes alternativas para la determinación de las fuerzas desarrolladas en los cables, se realiza una breve descripción del proceso que utiliza el programa SAP2000 para el cálculo de estos elementos.



2.3 FUNDAMENTO TEÓRICO

Los cables son elementos capaces de transmitir eficientemente grandes esfuerzos de tensión, pero al contrario de las barras prismáticas, los cables no resisten los esfuerzos de compresión y tienen una escasa resistencia a la flexión debido a su composición geométrica y la escasa inercia que poseen, y esto da lugar a que presenten una deformación característica.

Estos están conformados por elementos básicos, alambres, torones y alma, los alambres son fabricados en acero con diferentes grados, con terminado negro y de ser necesario son sometidos a tratamientos superficiales como el galvanizado.

Un torón está formado por una serie de alambres, los cuales se tuercen entre sí sobre un alambre central con una configuración geométrica determinada. El alma funciona como soporte para los torones enrollados en ella y pueden ser: alma independiente de acero fabricada con siete torones de siete alambres cada uno o alma de fibra vegetal o sintética (Fig.2.1)

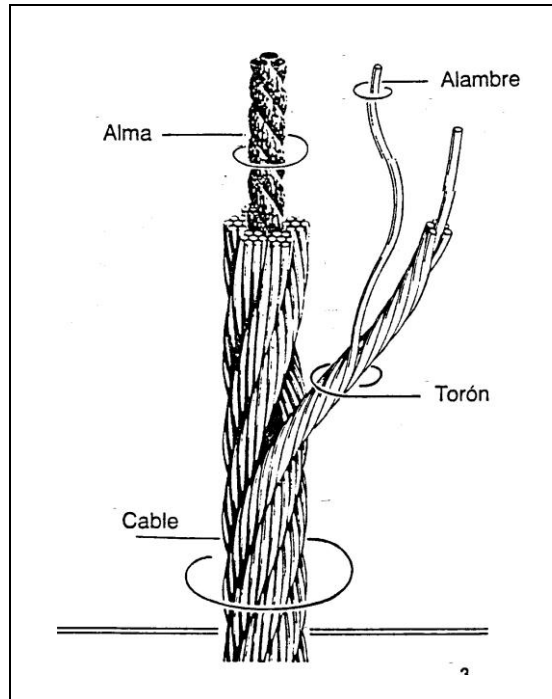


Figura 2.1 Detalle de construcción de un cable de acero

Si sometemos a una misma carga de tensión a un cable y a una barra prismática del mismo material, el alargamiento que presenta el primero, es mayor, debido a que las fibras se acoplan entre sí, de igual manera que las fibras de una cuerda.

El área efectiva A_{ef} de un cable, se determina mediante la suma de las áreas transversales de los elementos que lo conforman, y debe ser menor al área de un círculo con un diámetro igual al del cable, todo esto debido a los espacios existentes entre los alambres. De la misma manera, el módulo de elasticidad del cable, denominado Módulo de elasticidad efectivo E_{ef} , es menor que el módulo del material del que está constituido.



Estos valores pueden ser calculados con las siguientes expresiones

$$A_{ef} = \frac{P_c}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

$$E_{ef} = \frac{E}{1 + \left[\frac{(\gamma_c * X)^2 * A_c * E_s}{12 * T_c^3} \right]} \quad (2.2)$$

Donde:

P_c = Peso del cable por metro

γ_c = Peso específico del cable

E_s = Módulo de elasticidad del material constitutivo del cable

X = Proyección horizontal de la longitud del cable

A_c = Área de la sección transversal del cable

T_c = Esfuerzo de tensión del cable

2.3.1 RELACIÓN ESFUERZO DEFORMACIÓN

Para entender el comportamiento de los elementos estructurales, es necesario partir de los conceptos de esfuerzo y deformación unitaria.

En un inicio se plantean las bases teóricas aplicadas a una barra prismática, para posteriormente revisar las consideraciones que deben hacerse para el uso de cables.

Al someter una barra prismática a cargas axiales, ésta desarrolla esfuerzos internos que serán visibles en la sección transversal haciendo un corte imaginario en cualquier punto a lo largo del elemento.

La intensidad con la que actúa esta acción se denomina esfuerzo, la carga axial a la cual fue sometido el elemento es la resultante de estos esfuerzos; considerando que la distribución de estos esfuerzos es uniforme, se puede decir que la resultante será igual al producto de la intensidad por el área de la sección, de este modo la magnitud de los esfuerzos se puede expresar como:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (2.3)$$

Por lo tanto las unidades del esfuerzo son fuerza sobre área; para el caso de los cables, al área que se hace referencia es el área efectiva.

Hay que tomar en cuenta que esta fórmula hace referencia a una distribución uniforme de los mismos, ya que en caso de no ser así, esta expresión nos entrega como resultado un promedio de los esfuerzos presentes en la sección del cable.

La longitud de una barra cargada axialmente cambiará de longitud, dependiendo del tipo de fuerza que actúe sobre ella. En el caso de ser tensión esta se alargará, y en el caso de existir una compresión la barra acortará su longitud (Fig. 2.2)

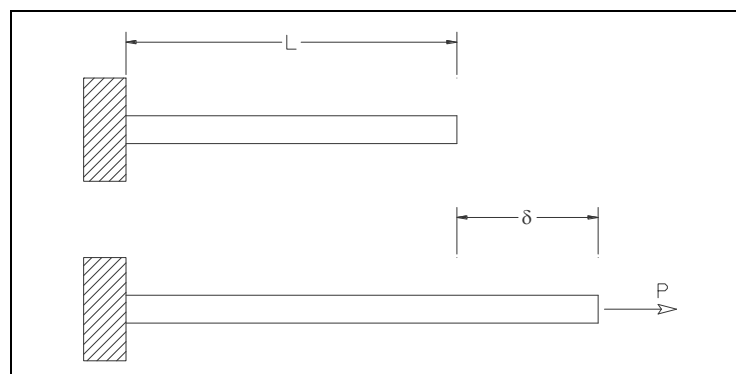




Figura 2.2 Deformación de una barra prismática sometida a una fuerza de tensión

En los cables, si determinamos una longitud inicial y una fuerza de tensión, ésta producirá un aumento en la longitud, resultado de la suma de todos los incrementos presentes en cada punto del elemento.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} \quad (2.4)$$

En la primera etapa de la curva esfuerzo – deformación del Acero, se presenta un comportamiento elástico, representado por una recta que nace en el origen, por lo cual podemos calificar al acero como un material elástico lineal.

Mientras los esfuerzos presentes en los elementos de una estructura se encuentren en este rango elástico, se evita que las estructuras sufran deformaciones permanentes.

Esta relación lineal entre el esfuerzo y la deformación se expresa mediante la denominada Ley de Hooke:

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (2.5)$$

2.3.2 VARIACIÓN DE LONGITUD DEBIDO A CARGAS AXIALES

Tomando al cable como un material elástico lineal, es decir que sigue la Ley de Hooke, además de cumplir con las ecuaciones (2.3) y (2.4), se realiza una combinación de estas expresiones para determinar la variación de longitud, teniendo la siguiente relación:



$$\delta = \frac{P * L}{E * A} \quad (2.6)$$

En la cual la variación de longitud es directamente proporcional a la carga, e inversamente proporcional al módulo de elasticidad y al área transversal del elemento.

Considerando que la rigidez es la fuerza que se necesita para producir una variación de longitud unitaria P/δ , la rigidez k es igual a:

$$k = \frac{E * A}{L} \quad (2.7)$$

2.3.3 EFECTO DEL PESO PROPIO SOBRE LOS CABLES

Este acápite se desarrolla siguiendo el capítulo “Fundamentos Teóricos Generales” presentado en la Tesis Análisis y Diseño Estático y Dinámico de Puentes Atirantados, elaborado por Marco Leonardo Tapia Mera.

2.3.3.1 CABLES CON DEFLEXIÓN SIMÉTRICA

Un cable que cuelga libremente sujeto en sus extremos, soporta su peso propio distribuido en toda su longitud, debido a lo cual describe una curva que tiene las características de una catenaria (Fig. 2.3)

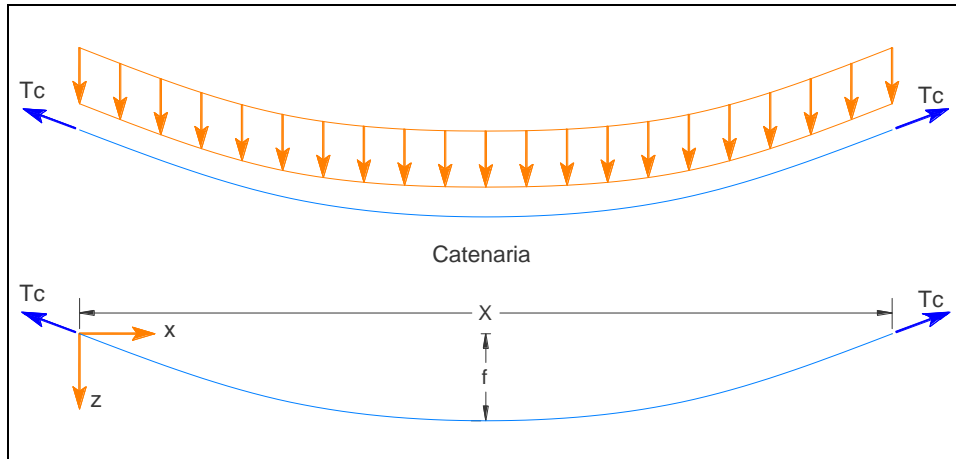


Figura 2.3 Cable con deflexión simétrica debido al efecto del peso propio

Cuando no existe desnivel entre los puntos de sujeción, las fuerzas de tensión en los extremos del cable y las tensiones a lo largo del mismo, dependen de la distancia entre los extremos, del peso por unidad de longitud y de la flecha en el centro de la luz.

Así, el equilibrio del cable viene dado por la siguiente ecuación diferencial:

$$H_c * \frac{d^2 z}{dx^2} + q * \frac{dL_c}{dx} = 0 \quad (2.8)$$

Las fuerzas de tensión en los extremos del cable se determinan mediante la expresión:

$$T_c = H_c * \text{Cosh}(\alpha) \quad (2.9)$$

El comportamiento del cable puede describirse mediante las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{q * L_c}{2 * H_c} \quad (2.10)$$

$$z = \frac{H_c}{q} \left[\text{Cosh}(\alpha) - \text{Cosh}\left(\frac{q * x}{H_c} - \alpha\right) \right] \quad (2.11)$$



$$f = \frac{H_c}{q} [\text{Cosh}(\alpha) - 1] \quad (2.12)$$

$$L_c = \frac{2 * H_c}{q} * \text{Sinh}(\alpha) \quad (2.13)$$

$$\Delta L_c = \left(\frac{H * L_c^2}{X} \right) * \frac{1}{E_c * A_c} \quad (2.14)$$

Donde:

T_c = Tensión en el extremo del cable

H_c = Componente horizontal de la tensión en el extremo del cable

q = Peso propio por unidad de longitud del cable

x = Abscisa de un punto geométrico de la catenaria

z = Ordenada de un punto genérico de la catenaria

L_c = Longitud desarrollada del cable

ΔL_c = Incremento elástico de la longitud del cable

α = Ángulo auxiliar [radianes]

Como un procedimiento alternativo, la descripción del cable y su comportamiento se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones, las cuales simplifican su cálculo al realizar una aproximación válida entre una parábola de segundo grado con la catenaria.

$$H_c = \frac{q * L_1^2}{8 * f} \quad (2.15)$$

$$z = \frac{4 * f * x * (L_1 - x)}{L_c^2} \quad (2.16)$$

$$T_{c \max} = H_c * \left[1 + 16 * \left(\frac{f}{L_1} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (2.17)$$

$$L_c = L_1 * \left[1 + \frac{8}{3} * \left(\frac{f}{L_1} \right)^2 \right] \quad (2.18)$$



Como alternativa para la solución, se puede reemplazar el peso por unidad de longitud y la longitud desarrollada del cable en las ecuaciones (2.12) y (2.13), para posteriormente resolverlas por aproximaciones sucesivas.

2.3.3.2 CABLES CON DEFLEXIÓN ASIMÉTRICA

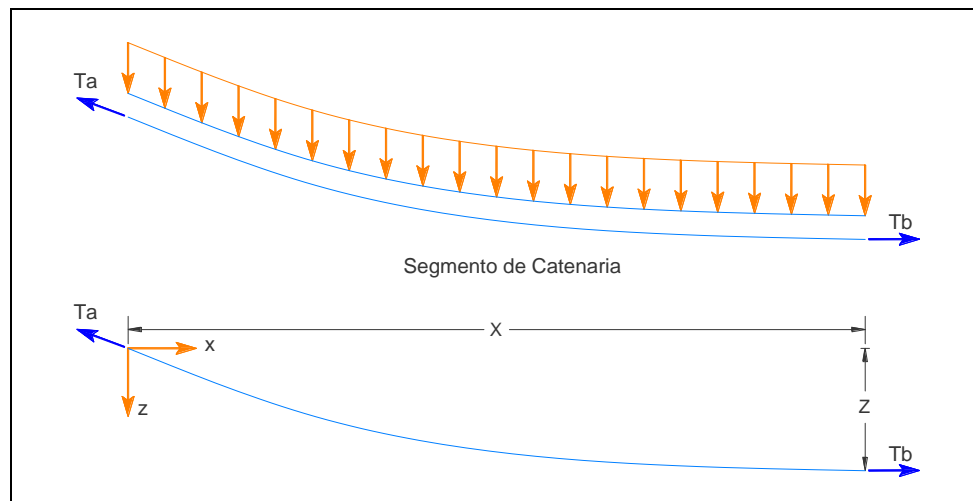


Figura 2.4 Cable con deflexión asimétrica debido al efecto del peso propio

En este caso los apoyos de los cables se encuentran a desnivel (Fig 2.4), por lo cual se produce una deflexión asimétrica.

Las expresiones que describen su comportamiento son:

$$\beta = \frac{q * X}{2 * H_a} \quad (2.19)$$

$$\alpha = \text{arcSinh} \left[\frac{\beta * (Z/H)}{\text{Sinh}(\beta)} \right] + \beta \quad (2.20)$$

$$L_s = 2 * H_a * \text{Sinh}(\beta) * \text{Cosh}(\alpha - \beta) \quad (2.21)$$

$$T_a = H_a * \text{Cosh}(\alpha) \quad (2.22)$$

$$T_b = \frac{q}{2} * [L_s * \text{Coth}(\beta) - Z] \quad (2.23)$$

$$S_a = H_a * \text{Senh}(\alpha) \quad (2.24)$$

$$S_b = \frac{q}{2} * [Z * \text{Coth}(\beta) - L_s] \quad (2.25)$$

$$X = \left(\frac{H_a}{q} \right) * \text{Ln} \left(\frac{T_a + T_b + q * L_s}{T_a + T_b - q * L_s} \right) \quad (2.26)$$



$$Z = \left(\frac{S_a + S_b}{T_a + T_b} \right) * L_s \quad (2.27)$$

$$\Delta L_c = \left(\frac{H_a * L_s^2}{X} \right) * \frac{1}{E_c * A_c} \quad (2.28)$$

$$z = \frac{H_a}{q} * \left[\text{Cosh}(\alpha) - \text{Cosh} \left(\frac{2 * \beta * x}{X} - \alpha \right) \right] \quad (2.29)$$

Donde:

T_a = Tensión en el extremo mas alto del cable

T_b = tensión en el extremo mas alto del cable

H_a = Componente horizontal de la tensión en el extremo más alto del cable

H_b = Componente horizontal en el extremo más bajo del cable

S_a = Cortante en el extremo mas alto del cable

S_b = Cortante en el extremo mas bajo del cable

L_s = Longitud del segmento de catenaria

X = Proyección horizontal del segmento de catenaria

Z = Desnivel entre los dos extremos del segmento de catenaria

ΔL = Incremento elástico de longitud del cable por efecto del peso propio

E_c = Modulo de elasticidad del material constitutivo del cable

A_c = Área de la sección transversal del cable

Las solicitaciones del cable se pueden obtener conociendo o estimando el valor de la proyección horizontal del segmento de catenaria, el desnivel existente entre los dos extremos de dicho segmento, e imponiendo un valor a la componente horizontal de la tensión en el extremo más alto del cable.

Para trabajar con una aproximación de parábola de segundo grado se tienen las siguientes expresiones:



$$L_s = X * \left(1 + \frac{8 * f^2}{3 * X^2} + \frac{1}{2} * \frac{Z^2}{X^2} \right) \quad (2.30)$$

$$S_a = \frac{q * x}{2} + H_a * \frac{Z}{X} \quad (2.31)$$

$$S_b = \frac{q * x}{2} - H_b * \frac{Z}{X} \quad (2.32)$$

$$T_a = (H_a^2 + S_a^2)^{1/2} \quad (2.33)$$

$$T_b = (H_b^2 + S_b^2)^{1/2} \quad (2.34)$$

$$T_x = H_a * \left(1 + \frac{64 * f^2 * x^2}{L_s^4} \right)^{1/2} \quad (2.35)$$

$$H_a * \frac{d^2 z}{dx^2} + q = 0 \quad (2.36)$$

$$z = \frac{q * x}{2 * H_a} * (X - x) + \frac{Z}{X} * x \quad (2.37)$$

$$H_a = \frac{4 * f * x * (X - x)}{X^2} + \frac{Z}{X} * x \quad (2.38)$$



2.3.4 DISEÑO DE CABLES

El diseño de estos elementos se lo realiza en el rango elástico, mas en su análisis es necesario tomar en cuenta la geometría real de éstos ya que de esta manera se considera los efectos de no linealidad, fuerzas producidas por desplazamientos.

2.4 ALTERNATIVA DEL PROGRAMA SAP2000

Las versiones anteriores a la 8.0 del programa SAP2000 permitían realizara un análisis de no linealidad geométrica por pandeo en las estructuras, denominado efecto P - Δ , sin embargo este análisis no considera los efectos de no linealidad producidos por los grandes desplazamientos presentes en los cables de gran longitud.

Desde la versión 8.0, se incluye un análisis no lineal el cual considera los efectos producidos por los grandes desplazamientos, acercándose de mejor manera al comportamiento de los cables.

La experiencia diaria muestra que una tensión inicial en ellos disminuye sus deformaciones y aumenta su capacidad resistente, esto es fácil de demostrar, basta recordar un alambre con tensión y otro sin ella en un tendedero de ropa.

Sin embargo esfuerzos y deformaciones normalmente se asocian con rigideces definidas por parámetros tales como área de la sección transversal, longitud del elemento y módulo de elasticidad.



Por lo tanto es necesario añadir a estas inercias iniciales otras determinadas por las cargas de tensión.

Matricialmente el problema tiene la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} T_i \\ T_j \\ F_i \\ F_j \end{bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ u_j \\ v_i \\ v_j \end{bmatrix} + \frac{T}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ u_j \\ v_i \\ v_j \end{bmatrix} \quad (2.39)$$

Donde T_i y T_j son fuerzas axiales en los extremos i y j del cable, F_i y F_j son fuerzas perpendiculares al eje del cable debidas a desplazamientos laterales en sus puntos extremos, u_i y u_j desplazamientos axiales, v_i y v_j desplazamientos laterales, E el módulo de elasticidad del material, A el área de la sección transversal, L la longitud del elemento, T la fuerza axial promedio en el elemento. Para resolver este problema se parte de un valor supuesto para T , el cual se comprueba que coincida o no en ciclos sucesivos.

Los nuevos términos aparecen debido al desplazamiento transversal de los extremos del cable y a la existencia de fuerzas de tensión en éste, es decir se trata de un problema del tipo denominado p-delta, fuerzas adicionales debidas a los desplazamientos en los extremos de los elementos de la estructura.

Obsérvese también que la forma misma del cable depende de la tensión que tenga. Si se desean deformadas realistas de los cables hay que considerar su tensión y ésta puede cambiar de acuerdo a su deformada. Para calcular la



geometría del cable se recurre a métodos que empiezan considerando al cable inextensible para posteriormente incluir su comportamiento elástico.

Las soluciones “exactas” obtenidas se pueden comparar con las aproximadas, que forman la teoría clásica de los cables y que incluyen suposiciones tales como la forma parabólica o el uso de módulos de elasticidad reducidos. Sólo se hace hincapié en este momento en las limitaciones de estas aproximaciones tales como que no permiten tomar en cuenta variaciones en la carga axial durante un proceso iterativo de cálculo.

CAPITULO III

CARGAS DE VIENTO

RESUMEN

Este tercer capítulo hace una descripción de los métodos utilizados en la determinación de las cargas de viento, y su aplicación dentro de los modelos de cubierta propuestos en esta tesis.





3.1 FORMA SIMPLIFICADA PARA LA DETERMINACIÓN DE CARGAS DE VIENTO

La acción del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, de la dirección del viento, de la forma y rigidez de la estructura así como de la rugosidad de su superficie.

Las fuerzas del viento actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento dependiendo de la pendiente y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento.

La acción del viento se traduce en una fuerza estática equivalente, la cual se puede calcular mediante la siguiente expresión

Presión del Viento de la ecuación de Bernoulli

$$P_o = \frac{1}{2} * \rho * V^2 \quad (3.1)$$

Donde:

ρ = densidad (se expresa en Kg/m³) \approx 1,2 Kg/m³

V = velocidad del viento (m/s)

De este modo, la expresión teórica finalmente queda $P_o = V^2 / 24$

Debido a que las superficies estructurales sobre las que actúa el viento no son aerodinámicas, los códigos de diseño utilizan una presión básica

$$P_o = \frac{V^2}{16} [\text{Kg/m}^2] \quad (3.2)$$

Esta fuerza equivalente, se transforma en las respectivas fuerzas a barlovento y sotavento a través de las expresiones; las cuales consideran que el aire solo puede fluir por encima de la estructura, pues por debajo se encuentra el suelo.

$$W_{x_{barlo.}} = P_o [1,2.Sen (\alpha) - 0,4]$$

(3.3)

$$W_{x_{sotav.}} = P_o [1,2.Sen (-\alpha) - 0,4]$$

(3.4)

Donde α es el ángulo de inclinación de la cubierta, estas presiones son colocadas en forma distribuida en la superficie donde ejerce la presión del viento (Fig. 3.1)

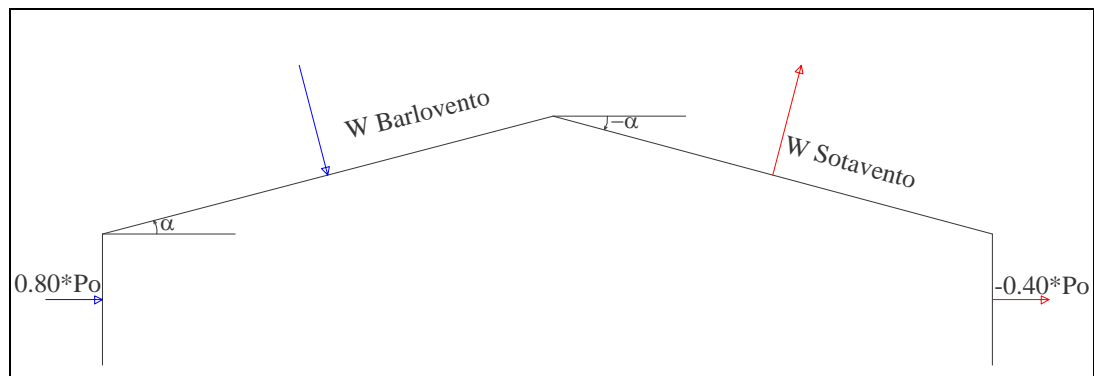


Figura 3.1: Presiones de viento sobre la estructura.



3.2 MÉTODO ASCE 7-98

American Society of Civil Engineers, *ASCE 7-98: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.

Al determinar las cargas accidentales para el diseño estructural, con frecuencia se utilizan equivalencias estáticas simplificadas. Sin embargo, las cargas accidentales, tales como viento y sismo, que afectan a las estructuras considerablemente en la actualidad son objeto de un análisis más detallado tratando de tomar en cuenta aquellos factores que podrían generar incertidumbres y de esta forma obtener modelos estructurales lo mas cercanos a la realidad.

En la actualidad las cargas del viento son significativas debido a la masificación en la construcción de estructuras ligeras, las cuales están conformadas con materiales mucho más eficientes en cuanto a su relación peso - resistencia.

Todo esto ha generado la necesidad de una comprensión más clara del viento y sus efectos sobre las estructuras. Por lo cual la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles preocupada por estos sucesos elaboró el ASCE 7-98, el cual busca mejorar la determinación de los efectos del viento sobre estructuras de todo tipo.

El viento no es constante en altura o tiempo, no es uniforme sobre las fachadas de un edificio, y no causa siempre presión positiva.



De hecho, el viento es un fenómeno muy complicado; es aire en flujo turbulento, lo que significa que los movimientos de las partículas de aire son individuales, provocando movimientos erráticos.

Los ingenieros son responsables no sólo del diseño estructural, sino también de la elección de los materiales y de los componentes exteriores del revestimiento, de la operación de servicios mecánicos tales como calefacción y ventilación, y de los detalles de aberturas para limitar la infiltración de aire. El viento tiene efectos importantes en cada uno de estos aspectos del diseño.

3.2.2 CÁLCULO DE CARGAS MÍNIMAS DE VIENTO PARA EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

Los edificios y otras estructuras son diseñados para resistir las cargas ambientales. Un ejemplo de estas es la carga de viento.

La magnitud de la carga de viento para el diseño puede ser determinada mediante 3 métodos

- Método simplificado,
- Método analítico y
- Procedimiento del túnel de viento.

Para poder aplicar cualquiera de los métodos anteriores es necesario conocer en que se diferencia una estructura flexible de una rígida.



Edificio o estructura flexible

Un edificio o estructura se considera flexible, si esta tiene una reacción dinámica significativa. La respuesta resonante en una estructura depende de los siguientes factores

- La ráfaga de viento que se acerca,
- Las presiones del viento y
- Las características dinámicas del edificio o de la estructura.

Generalmente el edificio es flexible si la relación de altura con anchura es superior a 4.

Edificio o estructura rígida

Es una estructura de frecuencia mayor o igual que 1 hertzio. Como regla general los edificios o las estructuras más rígidos tienen una relación de altura a la anchura, máxima o igual a 4.

3.4.1.1 PROCEDIMIENTO ANALÍTICO DEL DISEÑO DE LA CARGA DE VIENTO

Para el cálculo de la carga de viento en nuestras estructuras se considera el método analítico, ya que en este se aplican las ecuaciones paso por paso, mientras que el método simplificado utiliza constantes válidas sólo para regiones de Estados Unidos de Norteamérica.

En todos nuestros modelos, la relación de altura con respecto a su ancho es menor de 4; por lo tanto nuestras estructuras a analizar son rígidas.

3.4.1.1.1 PRESIÓN POR VELOCIDAD

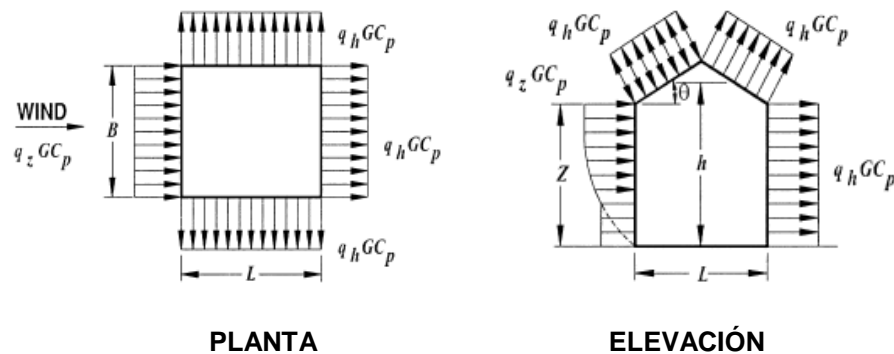


Figura 3.2: Presiones por velocidad sobre la estructura.

La presión por velocidad (Fig. 3.2) q_z , evaluado en la altura z (la altura sobre el nivel de tierra) será calculada con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,00256 * K_Z * K_{Zt} * K_d * V^2 * I \quad (\text{lb} / \text{ft}^2) \quad (3.5)$$

Donde

K_d = factor de la dirección del viento, tabla 6-6 código.

K_z = coeficiente de la exposición de la presión de la velocidad, tabla 6-5 código.

K_{zt} = factor topográfico y tiene la siguiente ecuación:

$$K_{Zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (3.6)$$

K_1 , K_2 y K_3 se encuentran en la Fig 6-2 del ASCE.

V = velocidad del viento, en mph (m /seg), e

I = es el factor de importancia de la estructura, es tomado de la tabla 6-1

3.4.1.1.2 COEFICIENTES DE LA PRESIÓN Y DE LA FUERZA



Las presiones del viento serán determinadas por la siguiente expresión:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad (\text{lb} / \text{ft}^2) \quad (\text{N} / \text{m}^2) \quad (3.7)$$

Donde:

q_h = la presión de velocidad evaluado a la altura $z = h$ (altura media del tejado), en el lb/ft^2 (N/m^2).

q = q_z para las paredes de barlovento.

q = q_h para las paredes de sotavento, las paredes laterales y las azoteas.

q_i = q_h para las paredes de barlovento, las paredes laterales, las paredes de sotavento y las azoteas de edificios incluidos.

q_i = q_z para la evaluación interna positiva de la presión en edificios parcialmente cerrados.

G = Factor de ráfaga, explicado más adelante.

C_p = coeficiente externo de la presión, Fig 6-3 y Tabla 6-8 del código.

(GC_{pi}) = coeficiente de presión interna, Tabla 6-7 del código ASCE.



3.4.1.1.3 FACTOR G DEL EFECTO RÁFAGA

Para las estructuras rígidas, el factor del efecto de la ráfaga será tomado como 0.85 o calculado:

$$G = 0,925 \left(\frac{(1 + 1,7g_Q I_z Q)}{1 + 1,7q_v I_z} \right) \quad (3.8)$$

$$I_z = c \left(33 / \bar{z} \right)^{1/6} \quad (3.9)$$

Donde:

La intensidad I_z de la turbulencia en la altura \bar{z} (altura equivalente de la estructura definida como $0.6h$); el g_Q y el g_v serán tomados como **3,4**.

c = que es Factor de Intensidad de Turbulencia esta en la Tabla 6-4 del código.

Q que es la respuesta de fondo

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,63 \left(\frac{B+h}{L_z} \right)^{0,63}}} \quad (3.10)$$

Donde:

$$L_z = l \left(\bar{z} / 33 \right)^{\bar{\epsilon}} \quad (3.11)$$

Donde l y $\bar{\epsilon}$ son constantes que se dan en la Tabla 6-4 del código.

B es la dimensión horizontal de la estructura perpendicular al viento y h es la altura media del tejado.

3.5 PROCEDIMIENTO DEL TUNEL DE VIENTO

Los túneles de viento representan una alternativa muy válida para la medición de las cargas de viento en una estructura, para este fin se construyen modelos a escala de las estructuras, las cuales se someten a vientos generados mediante turbinas pequeñas, las cuales simulan las acciones del mismo (Fig. 3.3)

Mediante la ayuda de humo, se puede ver la interacción del viento con la estructura, la formación de zonas de turbulencia, así como vórtices, mientras que con la utilización de dispositivos electrónicos se puede medir las presiones, generadas sobre la estructura.

Lastimosamente la construcción de estos dispositivos es muy costosa, y en nuestro medio no se dispone de estas instalaciones, además que este tipo de cargas no son críticas en nuestro medio, por lo cual no sería conveniente el pensar en la implementación de una instalación tan costosa, que sería utilizada para estructuras especiales que aparecen en contadas ocasiones.



Figura 3.3 Ejemplo de cubierta dentro de un túnel de viento

3.6 APLICACIÓN DE LA CARGA DE VIENTO A LOS MODELOS

Para la aplicación de la carga de viento sobre nuestros modelos, las presiones se ejercerán sobre los elementos de tipo shell, los cuales transmitirán las fuerzas generadas hacia los elementos estructurales.

Para la determinación de la carga de viento sobre la estructura, necesitamos los valores de la velocidad del viento, el tipo de exposición al que pertenece nuestra estructura, el factor de importancia y el factor topográfico así como el efecto de ráfaga en función de los valores presentes en el código ASCE, las condiciones geométricas son determinadas con la ayuda del programa al utilizar la opción de aplicación de los coeficientes de presión sobre los elementos área.

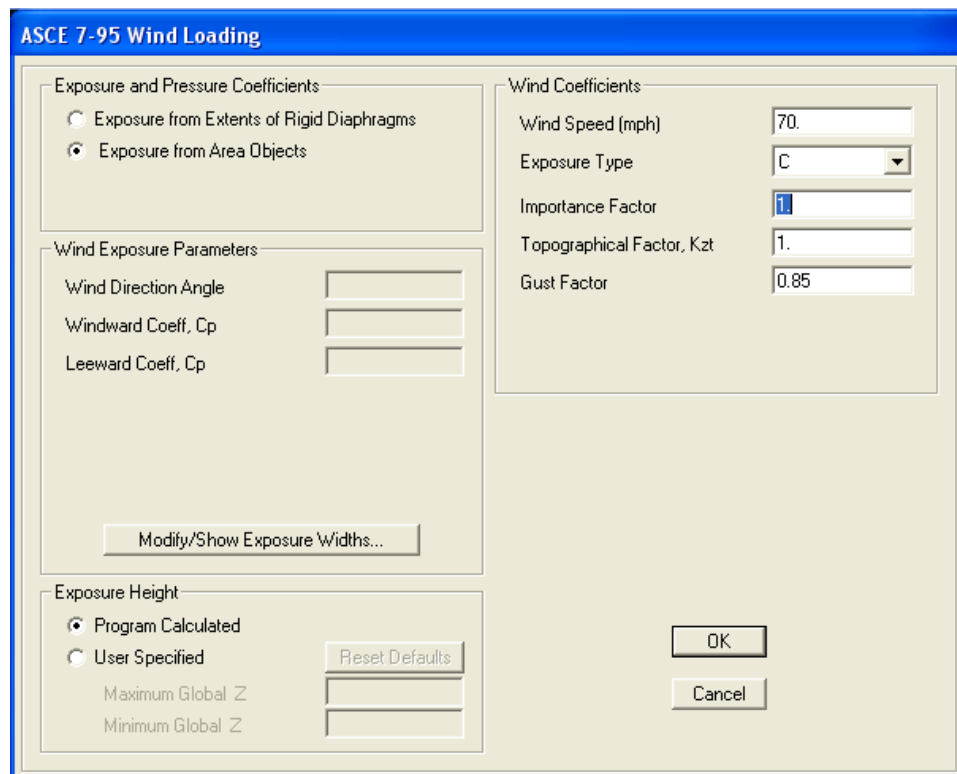


Figura 3.4 Ventana para cálculo de la carga de viento según el ASCE
CAPITULO IV



FUERZAS SÍSMICAS

RESUMEN

En este capítulo se presenta una descripción de los métodos incluidos en el CEC2000 para la aplicación de la carga sísmica en las estructuras, se explica de una forma simplificada la metodología para la obtención de los espectros de respuesta y de diseño.



5.1 DEFINICIÓN

Las cargas sísmicas, son fuerzas de tipo inercial como consecuencia de la aparición de los movimientos sísmicos, estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las características dinámicas del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía.

Las cargas sísmicas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales equivalentes aplicadas en los centros de las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de las mismas, esbeltez o características especiales se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

4.3 USO DEL CEC-2000

Para el análisis de las fuerzas sísmicas, el CEC2000 propone dos métodos de diseño, un análisis estático equivalente mediante la determinación de un cortante Basal, el cual representa a la fuerza lateral total de diseño aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo, y un procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas basado en un espectro de respuesta elástico normalizado.



4.3.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

Considerando a las cubiertas como un caso especial de estructura, el cálculo de las fuerzas laterales mínimas a las que está sujeta este tipo de estructura, viene dada por el mayor valor de las siguientes expresiones.

$$V = 0.48ZIW \quad (4.1)$$

o

$$V = \frac{1.14ZI}{R}W \quad (4.2)$$

Siendo Z, el factor correspondiente a la zona sísmica donde se encuentra la estructura, I el factor de importancia de la estructura, W es el peso de la estructura y R el factor de reducción de las cargas sísmicas, el cual varía según el tipo de estructura.

4.3.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Este análisis se basa en un análisis dinámico elástico de la estructura, los cuales combinan las máximas respuestas de los modos de vibración de la misma, estas respuestas se calculan utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta apropiado, que correspondan a los periodos de los modos de vibración.

Para el diseño de las estructuras, es necesario aplicar un factor de reducción al espectro elástico, tomando en cuenta que en ningún caso se deberán reducir los valores de manera que el cortante basal de diseño sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido para R, esto se aplicará siempre que la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismorresistente.



4.3.2.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO

Se define el espectro como la máxima respuesta en valor absoluto de un conjunto de sistemas de un grado de libertad del mismo material ante un sismo determinado.

Para el caso de un espectro de respuesta elástico, se obtienen a partir de la siguiente ecuación diferencial:

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = -m\ddot{U}_g \quad (4.3)$$

Donde:

m = masa;

c = amortiguamiento;

k = rigidez del sistema de un grado de libertad,

q = respuesta en el tiempo de desplazamiento;

\dot{q} = respuesta en el tiempo de velocidad;

\ddot{q} = respuesta en el tiempo de aceleración y

\ddot{U}_g = aceleración del suelo.

Debido a que la rigidez k es constante, lo que significa que la masa no recibe daño alguno sin importar la intensidad del sismo.

Esto no es cierto, ya que las estructuras generalmente reciben un cierto daño, de manera que al utilizar espectros inelásticos estamos aceptando este daño en nuestras estructuras.



Se pueden obtener espectros de respuesta elásticos de desplazamientos, velocidades y aceleraciones, encontrando las máximas respuestas en valor absoluto de $q(t)$, $\dot{q}(t)$ y $\ddot{q}(t)$, a estas respuestas máximas se las denomina con las letras S_d , S_v y S_a .

Para la obtención de un espectro de diseño, se debe disponer de una serie de registros sísmicos, los cuales son clasificados de acuerdo al lugar en que fueron registrados, debido a que la forma del espectro depende mucho del tipo de suelo

Después de la clasificación se procede a obtener los espectros de respuesta para cada evento, posteriormente con la ayuda de herramientas estadísticas, se procede a determinar el espectro de diseño.

Como podemos darnos cuenta, la elaboración de un espectro de diseño resulta una tarea mecánica, ya que en la actualidad se dispone de paquetes computacionales que facilitan en gran manera el trabajo, sin embargo la dificultad de esto, radica en la disponibilidad de los registros sísmicos, ya que se necesita que estos cumplan ciertos requerimientos, como que su aceleración sea superior a 0.1 veces la aceleración de la gravedad, por lo que en muchos casos es necesario normalizar sismos pequeños a valores mas altos, en el caso del Ecuador, a 0.4g.

En el CEC2000, se tiene un espectro de aceleraciones (Fig. 4.1), el mismo que ha sido calculado para un 10% de probabilidad de excedencia, y asumiendo que el coeficiente de importancia es igual a 1.

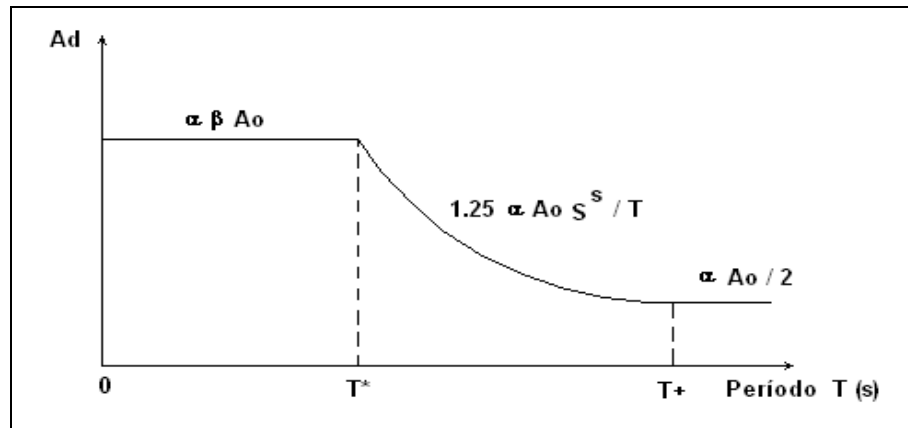


Figura 4.1 Espectro Elástico del CEC 2000

CAPITULO V

MATERIALES

RESUMEN

Se realiza una descripción de los materiales a utilizar en la modelación de las estructuras, su desarrollo, características principales y sus



propiedades, las cuales sirvieron para considerarlos dentro de los modelos, además de una descripción del procedimiento de diseño.



5.4 EL ACERO

Es una aleación de hierro-carbono forjable, el hierro en estado puro no posee la resistencia ni la dureza necesaria para las aplicaciones de uso común, pero al combinarse con el carbono y más aleaciones como el azufre, fósforo, manganeso, nos ofrece un material con grandes propiedades mecánicas. El producto final en la producción del acero se tiene cuando se le elimina todo el óxido que trae de su estado natural convirtiéndose en el material más importante para la construcción.

Los porcentajes de Carbono varían entre el 0,008 y el 2,14% de la composición total, se distinguen también fundiciones en las cuales el porcentaje de carbono puede variar entre el 2,14 y el 6,70%. Sin embargo las aleaciones comerciales generalmente no superan el 4,5%.

La diferencia fundamental entre ambos materiales es que los aceros son, por su ductilidad, fácilmente deformables en caliente utilizando forjado, laminación o extrusión, mientras que las fundiciones son frágiles y se fabrican generalmente por moldeo. Además de los componentes principales indicados, los aceros incorporan otros elementos químicos.

Algunos son perjudiciales (Impurezas) y provienen de la chatarra, el mineral o el combustible empleado en el proceso de fabricación como es el caso del azufre y el fósforo.

Otros se añaden intencionalmente para la mejora de alguna de las características del acero (Aleantes); pueden utilizarse para incrementar la resistencia, la ductilidad, la dureza, etcétera, o para facilitar algún proceso de fabricación como puede ser el mecanizado. Elementos habituales para estos fines son el níquel, el cromo, el molibdeno y otros.

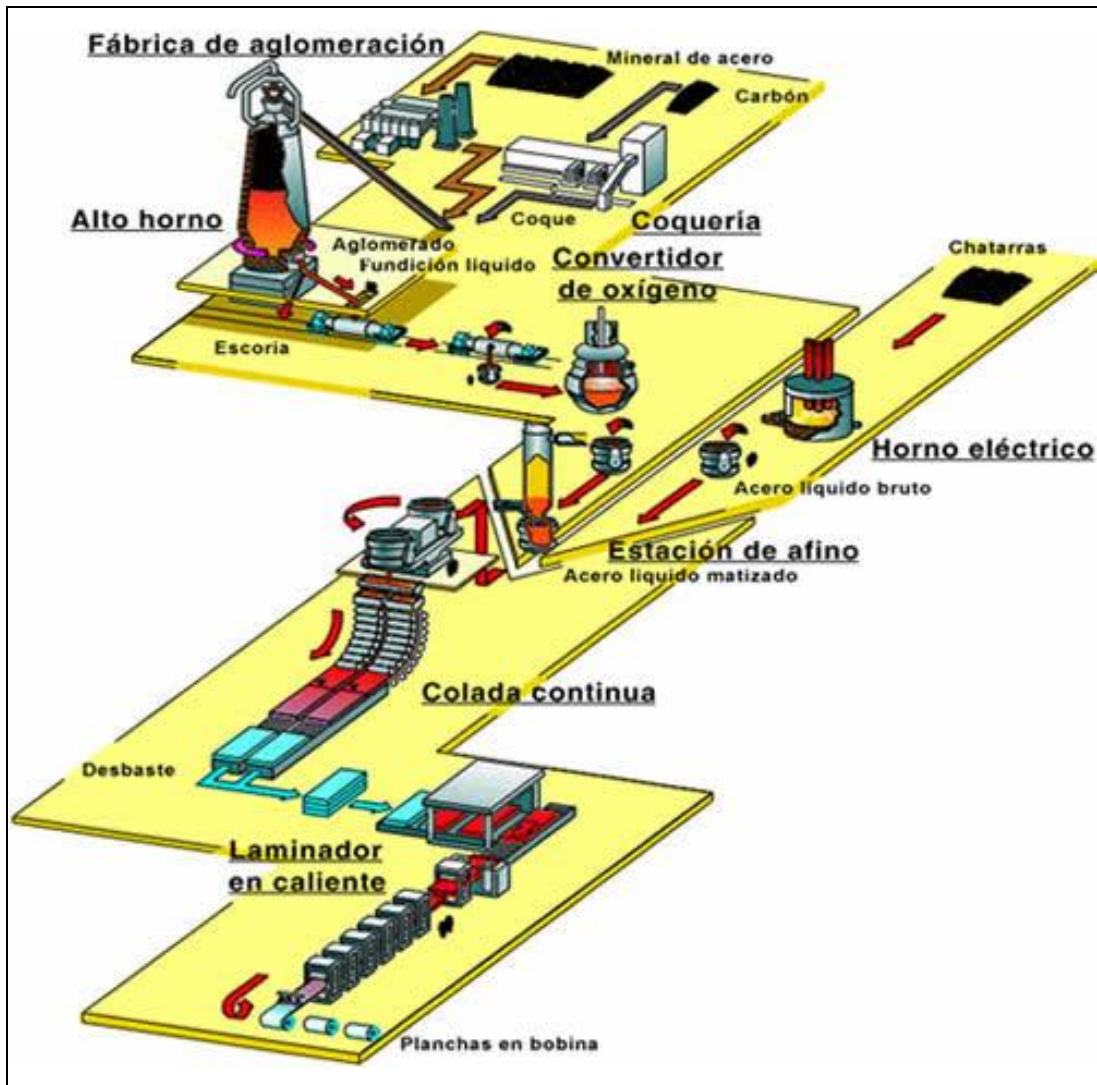


Figura 5.1 Proceso de Fabricación del Acero

5.1.1 DESARROLLO DEL ACERO

Como se ha visto, el desarrollo de los nuevos materiales ha ido de la mano con el progreso y evolución del hombre, el cual desde sus orígenes busca el mejoramiento continuo de sus procesos.

Es así que con descubrimientos básicos como el fuego, la rueda, y el posterior desarrollo de técnicas para el templado de los metales y sus combinaciones, se desarrollaron sus primeras herramientas en base a la metalurgia, las cuales estaban destinadas a la agricultura.

Este uso se fue acrecentando durante la edad media; así la utilización de estas herramientas en los arados, hizo posible un crecimiento sustancial en la extensión de las tierras cultivables.



Figura 5.2 Palacio de Cristal, Londres



A mediados del siglo XIX, con la llegada de la llamada revolución industrial, inicia lo que hoy denominamos “Arquitectura Moderna”, de la cual se desprenden las primeras obras como es el caso del “Palacio de Cristal” Este es uno de los primeros edificios en hierro y vidrio, erigido por el Arquitecto J. Pastón para una exposición internacional en Londres (Fig. 5.2)

De esta manera con la llegada de estos nuevos materiales a la construcción, esta dejó de estar limitada a la mampostería y a la madera.

Claros ejemplos de esta revolución en la construcción se ven en dos edificaciones ejecutadas en el año 1889, estas son “El Hall de la Maquinaria” del arquitecto Dutert, y la “Torre Eiffel” (Fig. 5.3) obra del arquitecto del mismo nombre, de 300 m de altura, convertido en un monumento Nacional de la Ciudad Luz.



Figura 5.3 Torre Eiffel, Paris

La construcción de la primera edificación de altura con la utilización de barras de Acero, fue la de la “Home Insurance Company” en Chicago, la cual constaba de 10 pisos de altura, a cargo del Arquitecto e Ingeniero William Le Baron Jenney .

En relación al uso de del acero en obras de infraestructura vial, podemos decir que el puente de Brooklyn, diseñado por John Roebling, fue el primer puente colgante en los Estados Unidos. En el se utilizaron tensores formados por cables de acero paralelos, metodología que en la actualidad sigue siendo utilizada.



Figura 5.4 Empire State y Chrysler Building



Para finalizar con los inicios del acero en las edificaciones no se puede dejar de mencionar a dos de las principales edificaciones exponentes de esta metodología constructiva, el “Empire State” y el “Chrysler Building”, las cuales en la época en que fueron construidas, presentaron un gran desafío para todos aquellos que estaban inmersos dentro de estos dos grandes proyectos (Fig. 5.4)

5.1.2 PROPIEDADES DEL ACERO

Ventajas

Por ser un material de producción industrializada y controlada, las propiedades estructurales del acero tienen generalmente poca variabilidad. Siendo un material homogéneo, en el cual las propiedades mecánicas no sufren fuertes alteraciones con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.

Los coeficientes de variación son del orden de 10 por ciento para la resistencia y las otras propiedades.

Otra ventaja del acero es que su comportamiento es perfectamente lineal y elástico hasta la fluencia, lo que hace que la respuesta de las estructuras de este material pueda ser fácilmente predecible.

La alta ductilidad del material permite redistribuir concentraciones de esfuerzos, lo que ayuda a soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión y que las fallas sean evidentes.

La alta resistencia en tensión del acero, ha sido aprovechada estructuralmente en una gran variedad de elementos y materiales compuestos, primero entre ellos el concreto reforzado y el presforzado; además en combinación con madera,



plásticos, mampostería y otros. La posibilidad de ser atacado por la corrosión hace que el acero requiera protección y cierto mantenimiento en condiciones ambientales severas.

El acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud. Su alta resistencia por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y cubiertas.

Desventajas

El acero expuesto a intemperie es susceptible de corrosión por lo que es necesaria la utilización de elementos para su protección, sean estos esmaltes anticorrosivos o mediante la aplicación de tratamientos especiales como el galvanizado, exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.

En el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, etc.

Debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicas las columnas de acero.

La resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a

cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).

5.1.2.1 SOLDABILIDAD

Las condiciones de Soldabilidad deben estar claramente establecidas entre el fabricante y el comprador, ya que dependen esencialmente de la composición química del Producto, del tipo de electrodo a ser usado y del proceso de soldadura.

La unión soldada está compuesta de todas las partes que son afectadas por el calor durante la soldadura (Fig. 5.5)

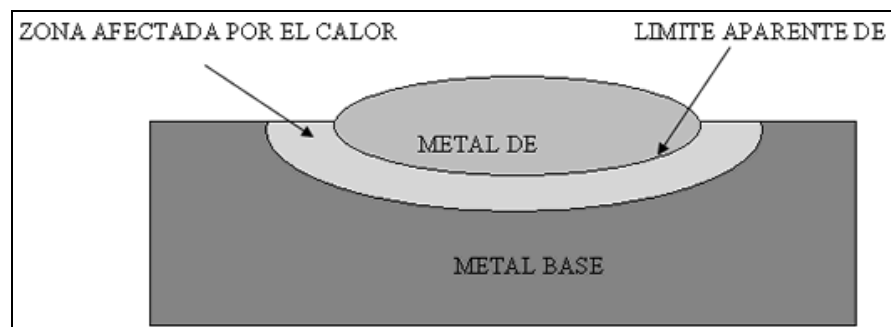


Figura 5.5 Esquema de soldadura

La metalurgia de cada zona de la unión soldada está íntimamente relacionada con el tipo de material, es así que:

- La zona de metal de soldadura está formada por una combinación del metal de aporte y metal base. En realidad esta zona no es muy crítica dependiendo de la cantidad de elementos aleantes del metal



base que pueden formar microestructuras frágiles o humedad que promueva la formación de porosidades.

- La zona afectada por el calor que permanece en estado sólido solamente absorbe el calor generado por la fuente del calor en soldadura, por el efecto de la conducción calorífica sufre un ciclo de calentamiento y enfriamiento ya que las temperaturas para las distintas secciones de esta zona varían desde la temperatura de fusión hasta unos 100 °C, que son los factores que producen cambios en la microestructura y propiedades mecánicas del metal. Estos cambios se producen en aquellos aceros que son tratables térmicamente, y es la zona más crítica en la unión soldada.
- La zona del metal base no sufre ningún cambio permanente en su microestructura.
- Es importante destacar que toda unión soldada en una construcción debe seguir los lineamientos planteados por el Código Ecuatoriano de la Construcción.



5.1.3 ACERO A-36

En lo referente al acero A-36, el manual de la ASTM “American Society for Testing and Materials” cubre lo referente a perfiles, placas y barras de acero al carbono de calidad estructural; estos elementos pueden ser unidos mediante remachado, empernado o soldado, en la construcción de edificios, puentes y en general para propósitos estructurales.

Tabla 5.1 Características mecánicas del Acero

ITEM	VALOR
Peso específico	7.84 Ton/m ³
Esfuerzo de Fluencia F_{ty}	2531 kg/cm ²
Esfuerzo último F_{tu}	4077 kg/cm ²
Módulo de elasticidad E	2038901 kg/cm ²

El acero A-36, debe tener una soldabilidad garantizada sin ser sometido a tratamientos especiales, para facilitar la ejecución en obra bajo las condiciones de la misma.

Se entiende por soldabilidad, a la realizada mediante soldadura eléctrica por arco protegido, efectuada por operarios y con métodos calificados siguiendo las normas correspondientes.

La garantía de la soldabilidad del acero, hace referencia al cumplimiento de las exigencias en la composición química, las cuales se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 5.2** Composición Química del Acero.

Elemento	Composición (%) para el Acero ASTM 36	
	Mínimo	Máximo
Carbono	0.25	0.29
Manganeso	0.60	1.20
Fósforo	-	0.04
Azufre	-	0.05
Silicio	0.15	0.30

5.1.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN AISC-LRFD

Esfuerzo Admisible a tracción

El límite de fluencia para el caso en el que se considera la sección bruta (sin considerar agujeros ni perforaciones), es:

$$P_n = F_y A_g \quad (5.1)$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{con } \phi_t = 0.90 \quad (5.2)$$

Para fractura en la sección neta donde se encuentran agujeros, tornillos o remaches.

$$P_n = F_u A_e \quad (5.3)$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad \text{con } \phi_t = 0.75 \quad (5.4)$$

P_n = fuerza nominal del elemento

P_u = fuerza última

F_y = esfuerzo mínimo de fluencia

F_u = esfuerzo de tensión mínimo especificado

A_g = área bruta

A_e = área efectiva

ϕ_t = factor de reducción para elementos sometidos a tracción



Esfuerzo Admisible a Compresión según LRFD

La resistencia a compresión de un elemento puede determinarse en base a las siguientes fórmulas

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (5.5)$$

$$P_u = \phi_c A_g F_{cr} \quad \text{con } \phi_c = 0.85 \quad (5.6)$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (5.7)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (5.8)$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5.9)$$

Entonces para un caso inelástico el valor de F_{cr} está dado por:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5 \quad (5.10)$$

Para el caso en el que se considera el pandeo elástico, se tiene:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.5 \quad (5.11)$$



5.2 EL ALUMINIO

La combinación de la ligereza con resistencia y alta conductibilidad eléctrica y térmica es la propiedad que convirtió el aluminio y sus aleaciones en materiales importantísimos para la construcción, fabricación de aviones, de automóviles, de máquinas de transporte, para la electrotecnia, la fabricación de motores de combustión interna, etc.

En construcción se lo emplea cuando el factor peso es importante, se lo obtiene en forma de chapas de 0,02 a 5 mm de espesor, alambres de 1 a 5 mm de diámetro y ángulos de lados iguales o desiguales y tubos. El mayor uso es combinado, en especial con el cobre.

Como la película protectora tiene la propiedad de reaccionar con las anilinas y absorberlas, permite el coloreado del metal con tintes atractivos a la para que duraderos, con lo que se tiene un campo de aplicación muy grande para la decoración.

El empleo del aluminio en construcción es cada vez mayor. Se lo está ensayando actualmente para sustituir al hierro en aquellos casos en que la duración de éste impone una atención constante. Así, en la construcción del puente Gras River Bridge de Massena, EEUU, se empleó exclusivamente aleación de aluminio Alcoa 14-S.T de la Aluminium Company of América. Con ello se obtuvo un puente muy liviano y muy resistente a la acción altamente corrosiva de una atmósfera industrial. Las aleaciones ofrecidas al comercio, poseen cualidades mecánicas que dependen de la composición.

**Tabla 5.3** Características mecánicas del Aluminio

ITEM	VALOR
Peso específico	2,71 Ton/m ³
Esfuerzo de Fluencia F_{ty}	2460 kg/cm ²
Esfuerzo último F_{tu}	2671 kg/cm ²
Módulo de elasticidad E	710100 kg/cm ²

También se está empleando el aluminio para aliviar puentes existentes, sustituyendo las vigas de acero de los tableros para vigas de aleación de aluminio, como el puente de Smithfield, en Pittsburg, EEUU, donde se ganaron 3 Ton/m. lo que redundó en una mayor capacidad de carga útil.

5.2.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN AA-ASD

Estas formulas presentadas de la Aluminum Association, son validas para unidades del sistema ingles,

Esfuerzo Admisible a tracción según

$$F = \frac{F_{ty}}{n_y} \quad \text{o} \quad F = \frac{F_{tu}}{k_t n_u} \quad (5.12,5.13)$$

F = esfuerzo admisible a tracción

F_{ty} = esfuerzo de fluencia a tracción

n_y = factor de seguridad a la fluencia en miembros a tracción axial

$n_y = 1.65$

F_{tu} = esfuerzo de rotura por tracción

k_t = factor de reducción en función de aleación a utilizar

n_u = factor de seguridad a la rotura de miembros a tracción axial

$n_u = 1.95$

Esfuerzo Admisible a compresión



El esfuerzo admisible de un elemento sujeto a compresión axial, estará en función de su esbeltez, se establecen dos límites de esbeltez.

$$S_1 = 9.5 \quad (5.14)$$

$$S_2 = 66 \quad (5.15)$$

$$S = \frac{L}{r} \quad (5.16)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.17)$$

Donde L es la longitud del elemento, r es el radio de giro, I la inercia y A, el área de la sección transversal

De esta forma para elementos en los cuales:

$$\frac{L}{r} \leq S_1 \quad (5.18)$$

$$F_c = \frac{F_{cy}}{k_c n_y} \quad (5.19)$$

F_c = esfuerzo admisible a la compresión axial simple

F_{cy} = esfuerzo a la compresión

$k_c = 1.0$ para aleación 606-T6

n_y = factor de seguridad de miembros a compresión axial simple

$n_y = 1.65$

Para elementos en los que:

$$S_1 < \frac{L}{r} < S_2 \quad (5.20)$$

$$F_c = \frac{1}{n_u} \left(B_c - D_c \frac{L}{r} \right) \quad (5.21)$$



donde n_u = factor de seguridad de miembros a compresión con pandeo

$$n_u = 1.95$$

B_c = constante de pandeo en el eje neutro del elemento

$$B_c = F_{cy} \left[1 + \left(\frac{F_{cy}}{1000} \right)^{1/2} \right] \quad (5.22)$$

D_c = constante de pandeo de la fibra más externa del elemento

$$D_c = \frac{B_c}{20} \left(\frac{6B_c}{E} \right)^{1/2} \quad (5.23)$$

Para elementos en los cuales

$$\frac{L}{r} \geq S_2 \quad (5.24)$$

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{n_u (L/r)^2} \quad (5.25)$$



5.3 LÁMINAS DE ACERO COMO MATERIAL DEL TECHADO

La cubierta es una parte vital, dada su función protectora de las personas y sus bienes de las inclemencias del clima, la lluvia, los vientos fuertes. Por lo cual los materiales de la cubierta deben poseer las siguientes características:

- Impermeabilidad
- Duración
- Aislamiento térmico
- Aislamiento acústico
- Peso reducido

Las cubiertas metálicas como complemento de esta construcción se han ido innovando en el mercado, y las alternativas van tomando una gran importancia en la industria de la construcción.

5.3.1 DESARROLLO DEL ACERO COMO MATERIAL DE TECHADO

Los principios compositivos del Movimiento Moderno, la aparición de nuevas láminas impermeables y la simplificación de los procesos constructivos han hecho realidad en nuestro siglo el sueño por lograr un plano horizontal perfecto como remate del edificio, algo que para la ciudad de los primeros rascacielos no era más que una cubierta de geometría imposible. Sin embargo la cubierta inclinada también presenta desafío para el diseñador.

En nuestro medio, las alternativas para las cubiertas dan un paso adelante con la inclusión de nuevos materiales y tecnologías a finales del siglo XX.



La producción y comercialización de las láminas metálicas para su utilización como cubierta se hace evidente en la década de los 80, que es cuando la mayoría de las empresas ponen a disposición de los constructores una tecnología en la producción de productos para cubiertas, aunque muchas de ellas desde décadas anteriores ya comercializaban otro tipo de productos de acero.

Hoy estas empresas cuentan con una maquinaria moderna y con la experiencia adquirida en la concepción y puesta en marcha de las más modernas tecnologías y los últimos avances que permiten, ofrecer productos idóneos a las necesidades del mercado nivel nacional.

5.3.2 CARACTERÍSTICAS

El sistema de techos de láminas metálicas se pueden separar en dos grupos: las cubiertas simples, que están formadas por una lámina de acero galvanizado corrugada, y las cubiertas aislantes, que son paneles prefabricados formados por dos láminas de acero galvanizado de diferentes espesores y un núcleo o relleno de poliuretano inyectado conformando un panel monolítico que garantiza el mayor aislamiento térmico y rigidez estructural, permitiendo grandes ahorros en costos de estructuras.

El sistema para techos tipo panel tiene múltiples ventajas entre las cuales encontramos:

- Fácil manejo, transporte y colocación por su bajo peso.



- Gran durabilidad ya que el recubrimiento de color de ambos aceros es Poliéster Siliconado sobre un “primer” epóxico.
- Excelente aislante térmico.

En el mercado existen varios formatos de la cubierta tipo panel, dependiendo de la compañía que los produce y los comercializa.

Protección y Acabado

Tanto la impermeabilización como los materiales aislantes térmicos necesitan una protección y/o acabado, pues pueden ser atacados por los rayos U.V. Muchos materiales sintéticos ante la acción prolongada del sol, sufren pérdida de su flexibilidad y, por la migración de sus plastificantes, se cuarteán o simplemente se desagregan y degradan.

Las láminas metálicas utilizadas como cubiertas han surgido como una solución al creciente aumento de la construcción en la búsqueda de economía, flexibilidad, rapidez, ligereza y estilo.

Su diseño y concepción, es la de cubiertas livianas, aislantes de calor y ruido, que sean de fácil instalación y capaces de adaptarse a la mayoría de los sistemas constructivos del país.

Hay 3 tipos de recubrimientos del acero (Fig. 5.6) que se usa especialmente para la construcción de planchas para cubiertas y paredes de acero, estos recubrimientos son:

- Galvalume

- Galvanizado
- Prepintado



Figura 5.6 Tipos de terminado para planchas de Acero

Aluzinc o galvalume

El Aluzinc o también conocido como Galvalume es una aleación de aluminio, zinc y silicio con la que se recubre la superficie del panel (Fig. 5.7), otorgándole diversas propiedades:

- resistencia a la corrosión,
- reflectividad lumínica y
- protección a las áreas cortadas o perforadas.

Además, facilita la adherencia de la pintura. Todo esto cumpliendo especificaciones de la norma ASTM –A792, de calidad estructural.

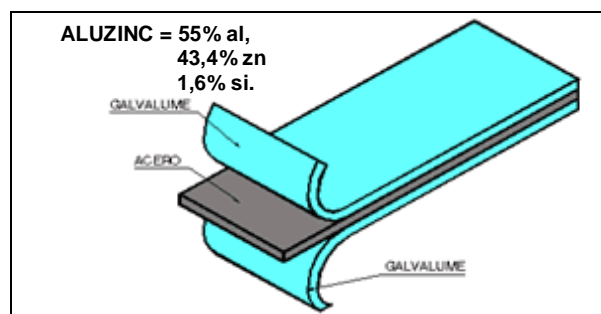




Figura 5.7 Estructura de plancha cubierta con aluzinc

El Aluzinc retiene una superficie atractiva que otorga un aspecto fino, liso, llano y con un brillo ligero, haciendo que el acabado sea más atractivo que el del galvanizado sin necesidad de pintar, tiene unas excelentes propiedades de reflexión, de hasta 315 grados centígrados, debido a su superficie brillante, así como su protección natural es 7 veces mejor que la del galvanizado convencional.

El Aluminio aporta una alta resistencia a la corrosión tanto atmosférica como a la producida por las altas temperaturas y también otorga la reflectividad térmica.

El Zinc protege mediante un fenómeno llamado "acción de sacrificio", oxidándose antes que el acero, también otorga formabilidad y protección galvánica al acero en caso de arañazos, bordes de corte y otras áreas expuestas. El silicio le da una adherencia especial a la mezcla.

Estas planchas se producen con la más alta tecnología, mediante un proceso de inmersión en caliente de acuerdo a norma ASTM-A-792-86 AZ 50.

La vida útil de las planchas cubiertas con Aluzinc supera hasta en 7 veces a la del galvanizado convencional, dependiendo de las condiciones ambientales, incluso en una atmósfera muy industrial o en condiciones marinas extremas.

Prepintado

El Prepintado es un recubrimiento que consiste en un proceso de pintura continua sobre una base de aluzinc o galvalume, que incluye limpieza, pretratamiento químico, primer y un acabado de pintura uniforme y especial de tipo poliéster (Fig. 5.8) Además el Prepintado tiene un foil de protección para evitar rayaduras y maltrato en el manipuleo, el mismo que es retirado una vez instalado. Todo este proceso cumple con las especificaciones de la norma ASTM-A755.



Figura 5.8 Esquema de protección por prepintado

Galvanizado por inmersión en caliente.

El Galvanizado del acero es una práctica común en todo el mundo, en lo referente a la industria de la construcción, para proteger las piezas de acero que van a ser expuestas a condiciones ambientales adversas por un largo tiempo.



Se denomina Galvanizado por Inmersión en Caliente al proceso mediante el cual se obtienen recubrimientos sobre acero u otros materiales féreos por inmersión en un baño de zinc fundido.

Los sistemas que se utilizan para evitar la corrosión del hierro y el acero son esenciales para la utilización económica de estos metales como materiales de construcción. La prescripción en el proyecto de un buen sistema de protección supone una economía considerable, ya que se ahorran gastos de conservación y se evitan las interrupciones en el servicio, además de aumentar la vida útil del equipo, complemento o instalación.

En la mayoría de los casos, el sistema ideal para la protección del acero frente a la corrosión es un recubrimiento de zinc metálico aplicado por inmersión del acero en un baño de zinc fundido. Ningún otro procedimiento puede igualarlo por su seguridad, duración, bajos costos de conservación y economía a largo plazo.

Función del Zinc en la prevención de la corrosión.

El recubrimiento consiste en una progresión de capas de aleación zinc-hierro unidas metalúrgicamente al acero base.



Como una protección-barrera, el galvanizado provee un recubrimiento tenaz de zinc metalúrgicamente unido que cubre completamente la superficie del acero con una capa de aleación zinc-hierro la cual tiene mayor dureza que el acero base. Esto provee una capa exterior flexible con una adhesión más fuerte y una excepcional resistencia a la abrasión.

El recubrimiento de Galvanizado es más resistente al deterioro físico que una capa de pintura.

Aparte de que la totalidad de la superficie de las piezas queda recubierta tanto interior como exteriormente. Igualmente ocurre con las rendijas estrechas, los rincones y las partes ocultas de las piezas, que no quedan bien protegidas por otros tipos de recubrimientos.

Aislamiento

Para conseguir un aislamiento térmico y acústico, es posible colocar entre la lámina exterior y la capa de pendiente, un material aislante en forma de placas aislantes térmicas, que pueden ser de alguno de los tipos siguientes: espumas plásticas (poliuretano, poliestireno extruido, etc.); aglomerados vegetales (corcho, fibras de madera, etc.); placas minerales (vidrio celular, lana de vidrio, etc.)

Uno de los aislantes utilizado en estos paneles, es el poliuretano, que es un material plástico utilizado en la formación de muchas pinturas sintéticas de alto rendimiento y en espumas y en materiales elásticos.

Cuando se necesite proteger térmicamente el impermeabilizante es mejor colocar el aislamiento por encima, para lo cual es preciso que éste presente una absorción de agua mínima, como ocurre por ejemplo, con el poliestireno extruido. Tanto en el caso de que sirvan de base a la



impermeabilización, como cuando la protegen superiormente, las placas aislantes térmicas siempre deben tener una resistencia a la compresión mínima.

5.3.3 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA PLACA A UTILIZAR Y SUS CARACTERÍSTICAS SEGÚN PROVEEDORES

Para determinar el tipo y espesor de la plancha a utilizar, los diferentes proveedores han elaborado tablas en función de la separación entre apoyos (correas) y las pendientes sobre las cuales estarán ubicadas, es así, que considerando estos aspectos en nuestra geometría, se ha propuesto la utilización de un panel del tipo trapezoidal tipo sándwich, para conseguir un aislamiento acústico respecto al exterior, y con espesores de placa de 3mm.

CAPITULO VI

SISTEMAS DE APOYO



RESUMEN

Existe una serie de alternativas para darle soporte a las estructuras, las cuales deben ser traducidas desde los modelos a la realidad de manera que reproduzcan las condiciones que les hemos asignado, en este capítulo se hace una descripción de los sistemas de apoyo, las alternativas para su elaboración y una breve descripción del proceso de diseño.



6.4 INTRODUCCIÓN

Los apoyos constituyen una de las partes más importantes en la modelación de las estructuras, ya que estos a más de dar la base desde la cual se generará el análisis, permiten una serie de combinaciones en función de sus características particulares, con el fin de optimizar los recursos en el diseño de los elementos estructurales.

En nuestros modelos es relativamente fácil el asignar estas restricciones, sean estos giros o desplazamientos con respecto a cualquiera de los ejes coordenados, sin embargo, lo primordial será encontrar los mecanismos para reproducir estas restricciones en la realidad.

6.5 TIPOS DE APOYOS

En las estructuras, cualquiera sea el material de las que están constituidas, reconocemos tres tipos de apoyos principales, móviles, fijos y empotrados.

Apoyo móvil

Los apoyos móviles, son muy utilizados en la construcción de puentes, los cuales son materializados con la utilización de rodillos que permiten el desplazamiento en la dirección longitudinal de estas estructuras, para restringir el desplazamiento en la dirección perpendicular, se utilizan trabes de hormigón.

Para este caso, podemos utilizar una placa deslizante, la cual de igual manera permitirá un pequeño desplazamiento en la dirección longitudinal.

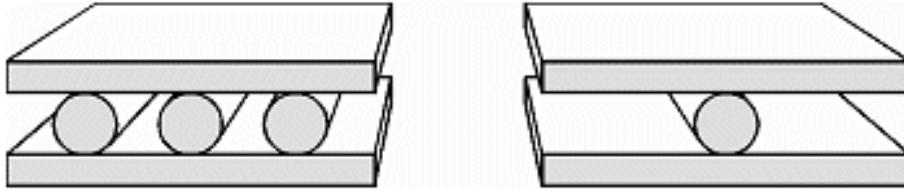


Figura 6.1 Apoyos para puentes con Rodillos

Fijos

Estos apoyos son utilizados mayormente en estructuras metálicas, los cuales son materializados mediante pernos que funcionan como ejes, los cuales restringen los desplazamientos y a la vez dan libertad al giro alrededor de su eje.

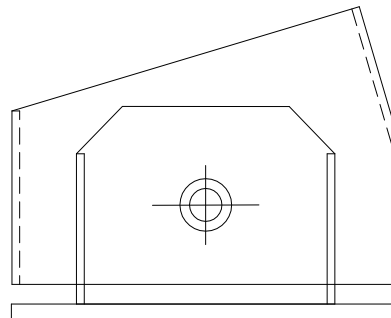


Figura 6.2 Apoyo fijo tipo balancín

Empotramientos



Los empotramientos en estructuras metálicas son utilizados para los apoyos de columnas, ya que estos tienen restringidos los desplazamientos en sus ejes y sus respectivos giros.

Para este caso, utilizaremos empotramientos para los arcos del cuarto modelo, y se diseñarán como un apoyo para una columna, ya que como hemos visto las fuerzas axiales predominan en los elementos de tipo arco.

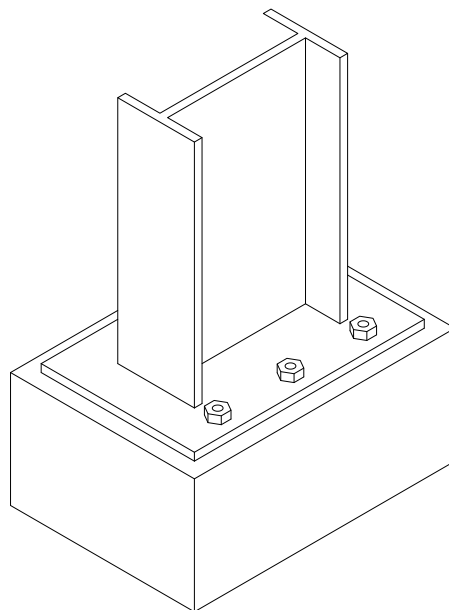


Figura 6.3 Apoyo tipo para columnas metálicas



6.6 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Debido a la configuración en Arco de las estructuras, las cargas axiales predominan el diseño de los apoyos, además de la determinación de un espesor apropiado para resistir las reacciones laterales producidas en los apoyos, y el número de pernos a utilizar.

Se debe tomar en cuenta que la estructura está soportada sobre una estructura de hormigón, para lo cual se necesita de una placa de soporte para evitar que el hormigón bajo esta sufra fisuras.

Con lo cual los apoyos tendrán tres aspectos importantes a resolver:

- Determinación del espesor de la placa base
- Número de pernos a utilizar en el apoyo
- Revisión a tensión y cizallamiento del elemento de anclaje

6.6.1 ESPESOR PLACA BASE

Para determinar este espesor, se supone que la placa está en voladizo, se toman momentos en relación a las dimensiones m , n , $\lambda n'$.

Como primer paso, se procede a determinar un área para la placa base A_1 , la cual en ningún caso será menor que el área de hormigón A_2 a cubrir, de esta manera comparamos con el área necesaria y verificamos.

Cuando el área de la placa es igual al area de hormigón:



$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'_c} \quad (6.1)$$

En el caso de que el área de hormigón sea mayor que el área de la placa, se produce un aumento en la resistencia del hormigón bajo la placa, la cual está definida por la ecuación:

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'_c \sqrt{A_2/A_1}} \quad (6.2)$$

Este aumento de la resistencia, hace que el área de la placa pueda ser reducida.

Posteriormente determinamos en base a la geometría la carga última P_u que puede resistir nuestra placa

$$\phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'_c * A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (6.3)$$

la cual utilizamos para calcular el valor del coeficiente X

$$X = \left[\frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c * P_p} \quad (6.4)$$

con el valor de X , calculamos λ y n'

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \quad (6.5)$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d * bf}}{4} \quad (6.6)$$

Con estos valores determinamos ℓ ,



$$\ell = \text{máx}(m, n, \lambda n) \quad (6.7)$$

Finalmente, el espesor de la placa está dado por la expresión

$$t_{req} = \ell \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * F_y * B N}} \quad (6.8)$$

6.6.2 NÚMERO DE PERNOS A UTILIZAR

El número de pernos a utilizar está en función del aplastamiento producido en los mismos debido a las reacciones laterales, determinamos la resistencia de cada uno y calculamos el número de pernos necesarios

$$P_{u \text{ perno}} = \phi * A_{trans} * F_y \quad (6.10)$$

6.6.3 REVISIÓN DE TENSIÓN Y CIZALLAMIENTO

Este cálculo se basa en dos alternativas, si:

$$F_u * A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv} \quad (6.11)$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] \quad (6.12)$$

En cuyo caso se produce fluencia por cortante y fractura por tensión

$$\text{Si} \quad 0.6 F_u * A_{nv} > F_u * A_{nt} \quad (6.13)$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] \quad (6.14)$$

Se produce fluencia por tensión y fractura por cortante.



Adicionalmente se realiza una revisión de la tensión en el elemento de anclaje, así:

$$\text{a) } P_u = \phi_t F_y A_g \quad (6.15)$$

$$\text{b) } P_u = \phi_t F_u A_e \quad (6.16)$$

Y el valor de tensión que resista nuestro anclaje será el menor de las tres expresiones 6.12, 6.14, 6.15, 6.16

Este control se lo realiza en los dos sentidos del apoyo, ya que las fuerzas en ambas direcciones tienen valores importantes.

CAPITULO VII

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

RESUMEN

Se presenta una descripción detallada de la generación de los cuatro modelos estructurales, su geometría y cargas, a continuación se presenta un resumen de



los resultados de los elementos que conforman cada estructura, así como sus deformaciones.

7.3 GEOMETRÍA BÁSICA DE LA ESTRUCTURA

Tomando en cuenta el diseño arquitectónico del Auditorio, se ha determinado una geometría que pueda acoplarse a este diseño y complementar la estructura, para lo cual nuestra cubierta a más de cumplir la función básica de proteger a los usuarios que se encuentran bajo la misma, intenta constituirse en un elemento principal dentro del conjunto arquitectónico.

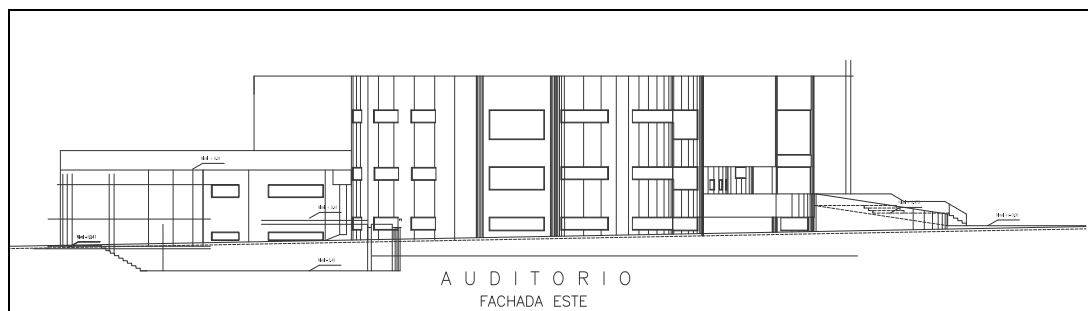


Figura 7.1 Fachada Este Auditorio ESPE

Para la determinación de la geometría de la cubierta, se tomaron en cuenta los siguientes factores.

- Arquitectura del Auditorio de la ESPE.
- Pendientes mínimas.
- Geometría Básica

7.3.1 ARQUITECTURA DEL AUDITORIO DE LA ESPE

La arquitectura de las nuevas edificaciones de la ESPE está basada en una forma geométrica básica, el hexágono, la cual se encuentra presente con algunas variaciones dentro de las edificaciones.

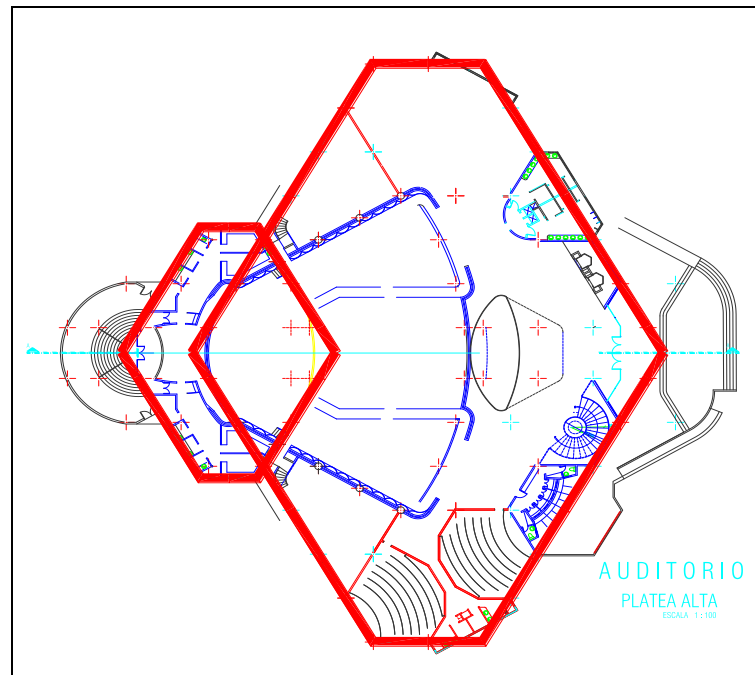


Figura 7.2 Planta Auditorio ESPE

Para el caso de la cubierta del Auditorio, se comenzó por determinar la geometría básica en hormigón armado con el propósito de fijar los elementos estructurales en los cuales se sustentará nuestra estructura, lo cual ayudó a determinar el área a cubrir y las posibles limitaciones en los modelos.

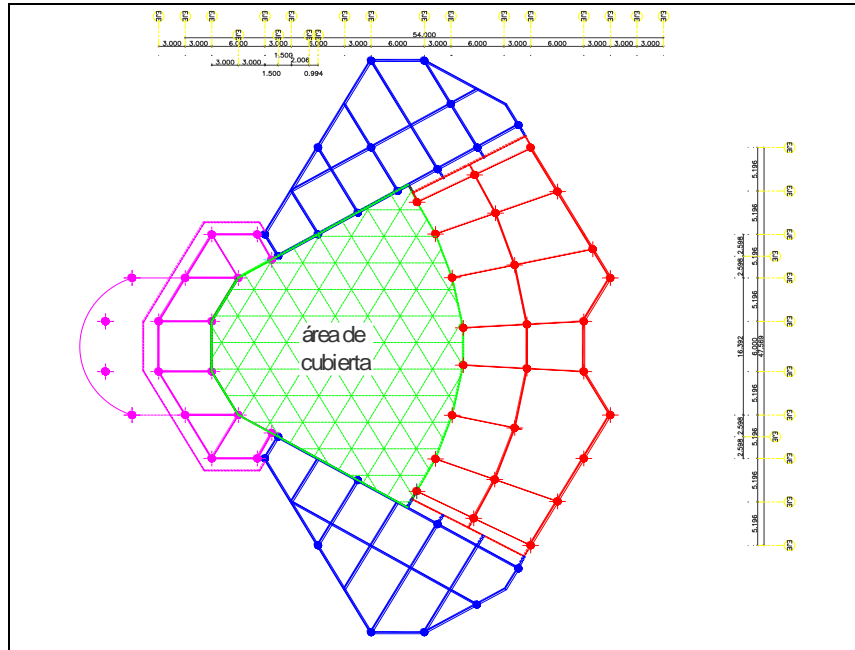


Figura 7.3 Planta Alternativa estructura Auditorio ESPE

7.3.2 PENDIENTES MÍNIMAS

Arquitectónicamente se puede proponer una infinidad de formas y volúmenes para la geometría de las cubiertas, sin embargo, tenemos que considerar las limitaciones que presentan los materiales de cubierta, ya que generalmente requieren de una pendiente mínima para evitar que el agua pueda ingresar por capilaridad dentro de las edificaciones.

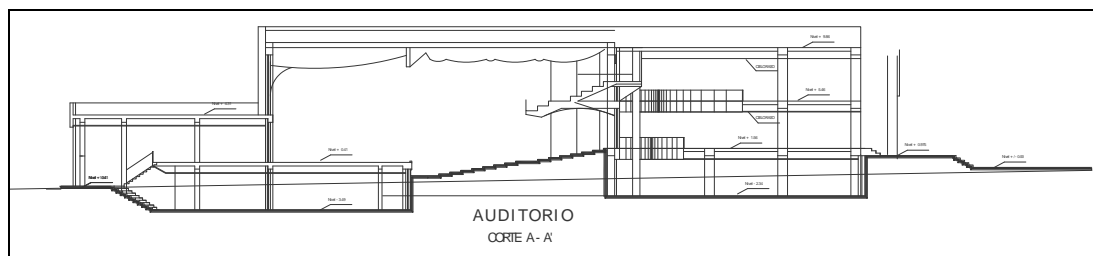


Figura 7.4 Corte Auditorio

Basando los modelos en los parámetros de los fabricantes para determinar la pendiente, se propone unas pendientes mayores a las mínimas para de esta manera darle una geometría adecuada que permita evacuar de manera eficiente la lluvia y el granizo.

7.3.3 GEOMETRÍA BÁSICA

Para determinar los aspectos geométricos fundamentales de la estructura de cubierta, se generó un modelo general de la estructura en hormigón sobre la cual se ubicará nuestra cubierta.

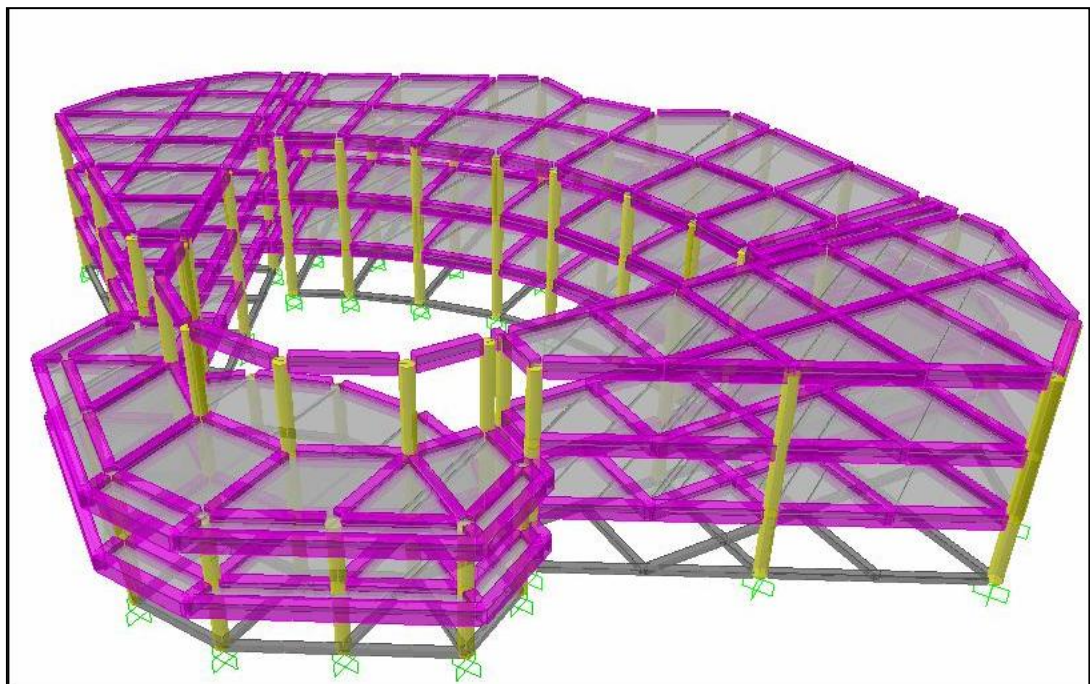


Figura 7.5 Modelo en Hormigón del Auditorio ESPE

El modelo considerado para la estructura del Auditorio, divide al mismo en tres partes para su diseño:



- Escenario
- Hall principal
- Alas simétricas

El modelo en hormigón armado está conformado por columnas de sección circular de 60cm de diámetro y vigas descolgadas de 50x60cm, este modelo fue concebido en base de una distribución radial de los elementos estructurales

De esta forma se cuenta con las luces a salvar y el área a cubrir, teniendo así:

Tabla 7.1 Geometría Básica

Luz mayor M	Luz menor M	Área M²
39.20	29.30	715.40

7.2 GEOMETRÍA MODELOS ESTRUCTURALES

7.2.1 ESTRUCTURA DE CERCHAS EN ARCO EN EL SENTIDO Y-Y

Este primer modelo propuesto está basado en una configuración de cerchas en arco, las cuales están conformadas por tubos rectangulares de Acero A-36 cuyas dimensiones son 150x120x3 y 150x120x4 en el cordón superior e inferior, y el tejido está formado por tubos rectangulares de dimensión 150x50x3 para formar un segmento de cono, el cual permite evacuar de manera eficiente las cargas provocadas por los agentes externos; estas cerchas se encuentran apoyadas sobre soportes fijos, los cuales restringen los desplazamientos en los 3 ejes x, y, z, dejando libres los giros.

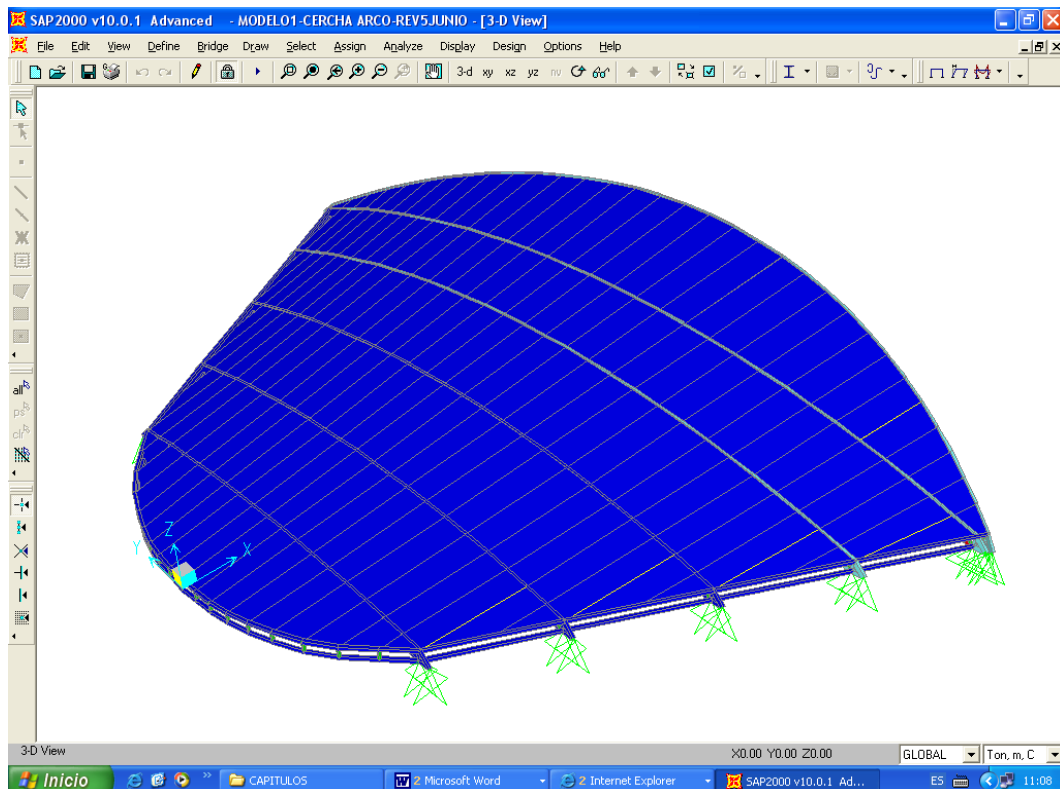


Figura 7.6 Vista en 3D del modelo de la Estructura 1 en el programa SAP2000

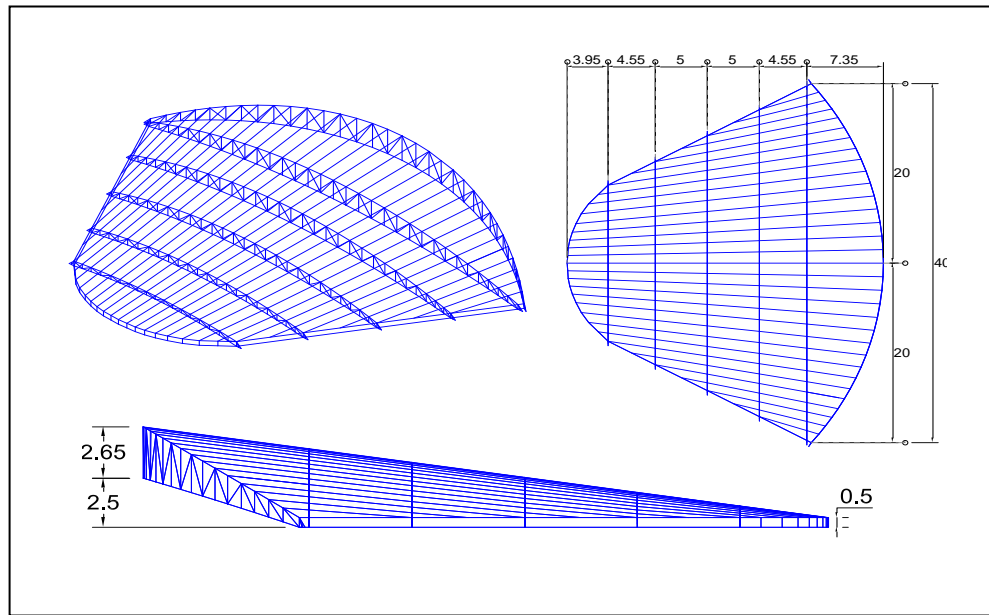


Figura 7.7 Geometría básica de la Estructura 1

La geometría cuenta básicamente con 5 cerchas que describen un segmento de circunferencia paralelo al eje y-y, y en el extremo, una cercha con una doble curvatura, con las siguientes características

Tabla 7.2 Geometría cerchas modelo 1

Cercha	Luz	Flecha	Altura
1	17.40	1.10	0.35
2	22.65	1.80	0.75
3	28.40	2.60	1.20
4	34.20	3.35	1.60
5	39.50	4.05	2.00
6	40.00	5.20	2.65

7.2.2 ESTRUCTURA DE CERCHAS EN ARCO EN EL SENTIDO X-X

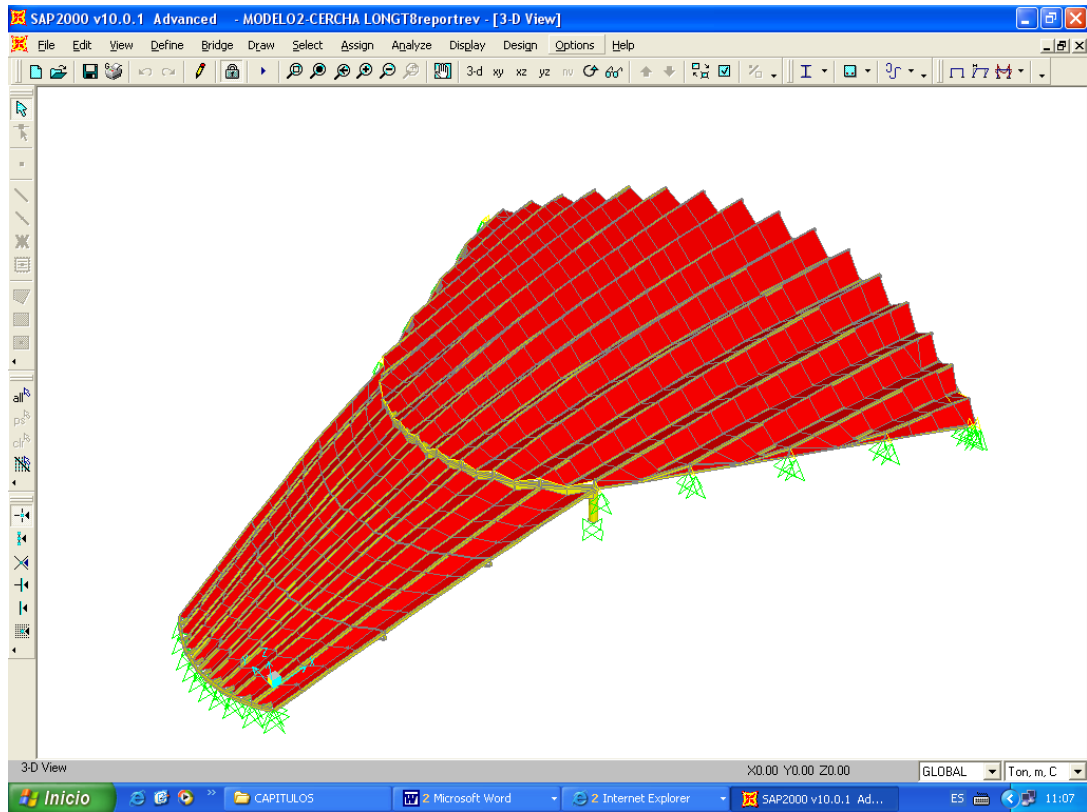


Figura 7.8 Modelo de la Estructura 2 en el programa SAP2000

El segundo modelo está dividido en dos estructuras, una superior y una inferior, esta estructura parte de una distribución radial de sus elementos estructurales principales, teniendo una simetría con respecto al eje x-x; la estructura superior tiene una combinación de cerchas longitudinales formadas por tubos rectangulares en Acero A36, de secciones 150x120x3, alternadas con tubos simples de sección 150x120x4, con variaciones en sus alturas, esto con la finalidad de darle un aspecto aserrado, cuenta con una doble curvatura en el sentido x – x y en el sentido y – y.

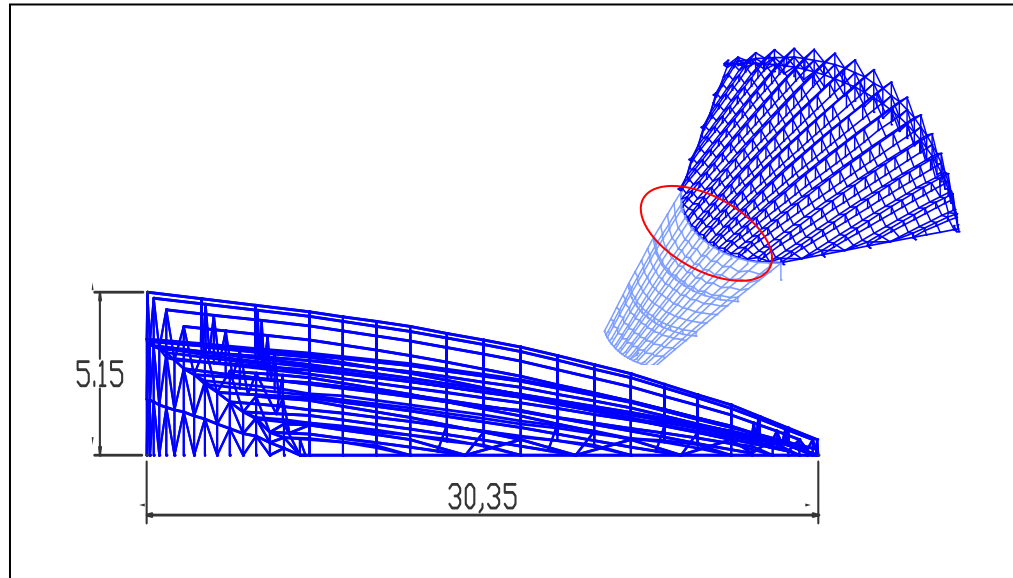


Figura 7.9 Características Geométricas básicas de la Estructura 2

Estas cerchas están separadas 1m en el extremo inicial y en el extremo posterior a 1.50m; tienen una altura que varia desde los 0.50m hasta 1.50m, esta en un principio era de 2.50m, pero en el desarrollo se fue reduciendo para optimizar las secciones. Adicionalmente en la parte posterior, cuenta con una pared transversal en celosía, donde se apoyan las cerchas longitudinales.

La estructura inferior está formada por tubos simples de sección 150x120x3, ésta mantiene la geometría de la estructura superior y su función principal es la de brindar soporte para la viga de hormigón en la cual se sostiene la estructura superior.

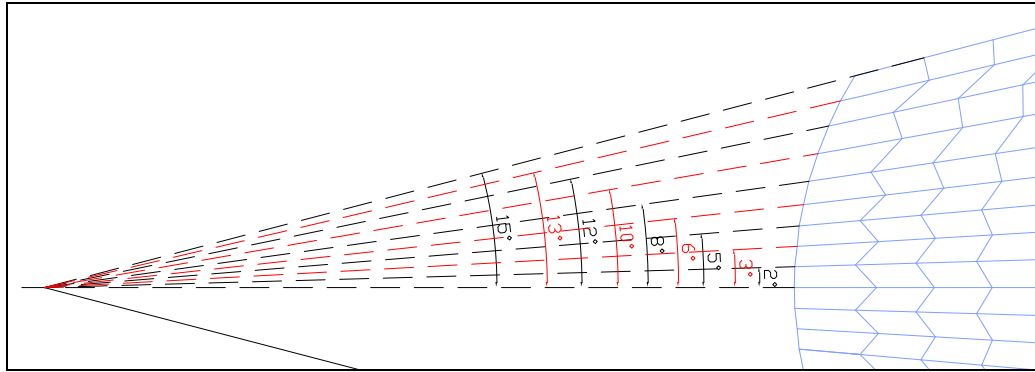


Figura 7.10 Distribución radial de elementos estructurales en la Estructura 2

De esta forma la geometría se simplifica en la siguiente tabla

Tabla 7.3 Geometría cerchas parte superior Modelo 2

Cercha	Longitud M	H final m
2°	30.25	1.65
5°	29.80	1.525
8°	28.60	1.35
12°	26.65	1.325
15°	23.80	1.05
16°	18.15	0.975
18°	11.95	0.70
19°	5.70	0.45

7.2.3 ESTÉREO ESTRUCTURA EN ALUMINIO

Como una alternativa para mantener la geometría del segundo modelo y reducir la magnitud de las reacciones hacia la estructura de hormigón, se propone la utilización de aluminio en forma barras circulares con una configuración tridimensional (Fig. 7.8)

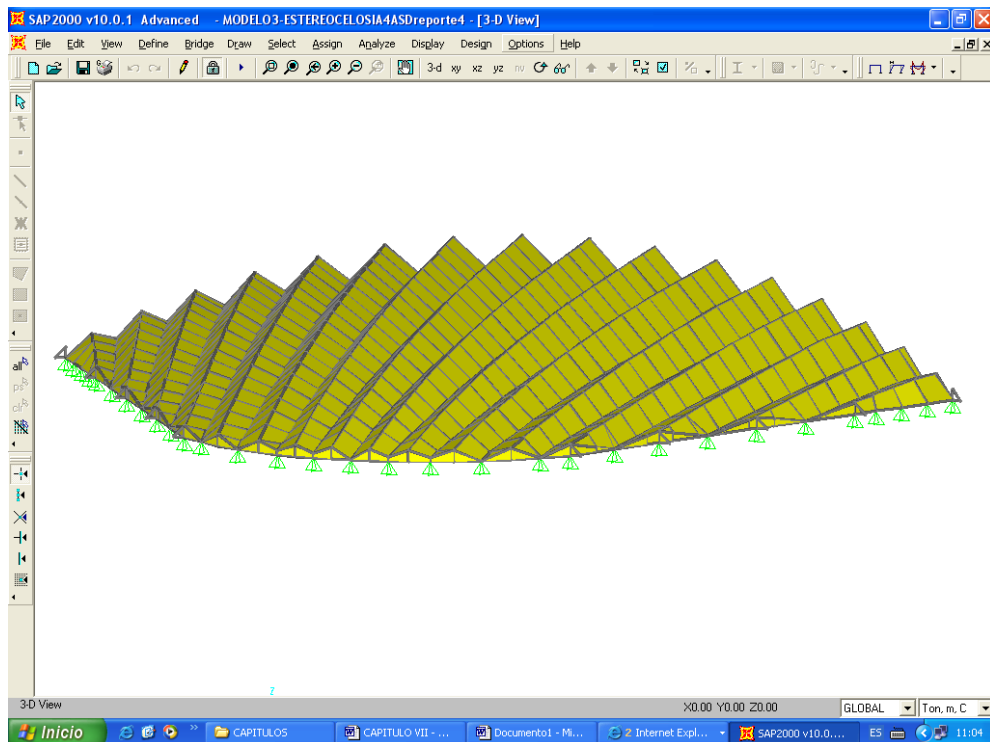


Figura 7.11 Modelo de la Estructura 3 en el programa SAP2000

Las secciones de los tubos utilizados son de 5×0.375 ", con nudos concéntricos, a los cuales se les ha reducido la restricción a momentos en sus dos ejes en un 50%, ya que en un principio esta estructura considera sólo esfuerzos axiales; sin embargo, en la realidad es difícil reproducir una unión completamente articulada, y se considera necesario que los elementos resistan un porcentaje de flexión.

Se determinó una distribución de arcos concéntricos para los elementos, con una separación entre arcos de 1.5 m como se puede apreciar en la figura 7.12; de esta manera se obtiene una estructura uniforme que presenta un funcionamiento muy homogéneo.

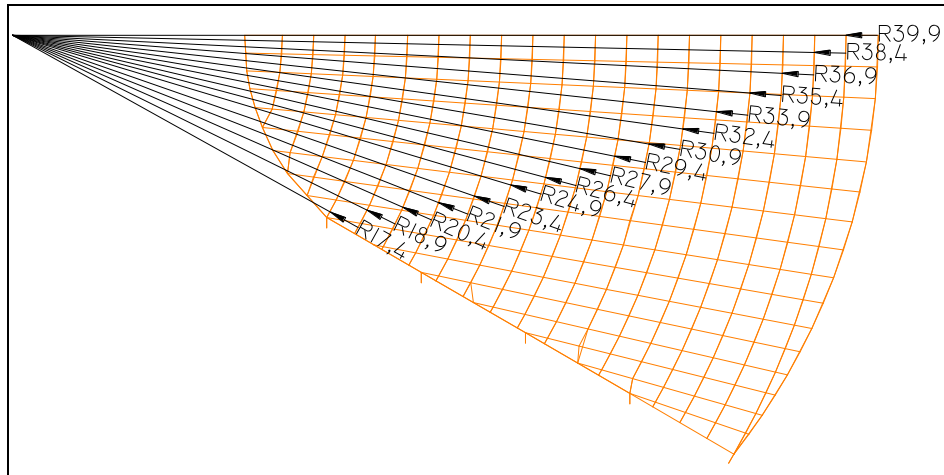


Figura 7.12 Distribución radial de elementos en la Estructura 3

Se compuso a la estructura con 20 arcos concéntricos, sobre los cuales se formaron triángulos con el fin mantener la configuración geométrica angular, la dimensión de cada arco esta tabulada en la tabla 7,4.

Tabla 7.4 Distribución de arcos concéntricos Estéreo Estructura

Arco	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Radio (m)	12,9	14,4	15,9	17,4	18,9	20,4	21,9	23,4	24,9	26,4

Arco	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Radio (m)	27,9	29,4	30,9	32,4	33,9	35,4	36,9	38,4	39,9	41,4

7.2.4 ESTRUCTURA SOSTENIDA POR CABLES

Para este modelo, se parte de la geometría de la primera estructura, se reemplazó las correas por tubos cuadrados cuya dimensión es 100x3mm. Esta estructura esta soportada por dos arcos de radio 21.5m y 35.45m, conformados por secciones de tipo I de dimensiones 500x8x300x10 y 450x6x250x10

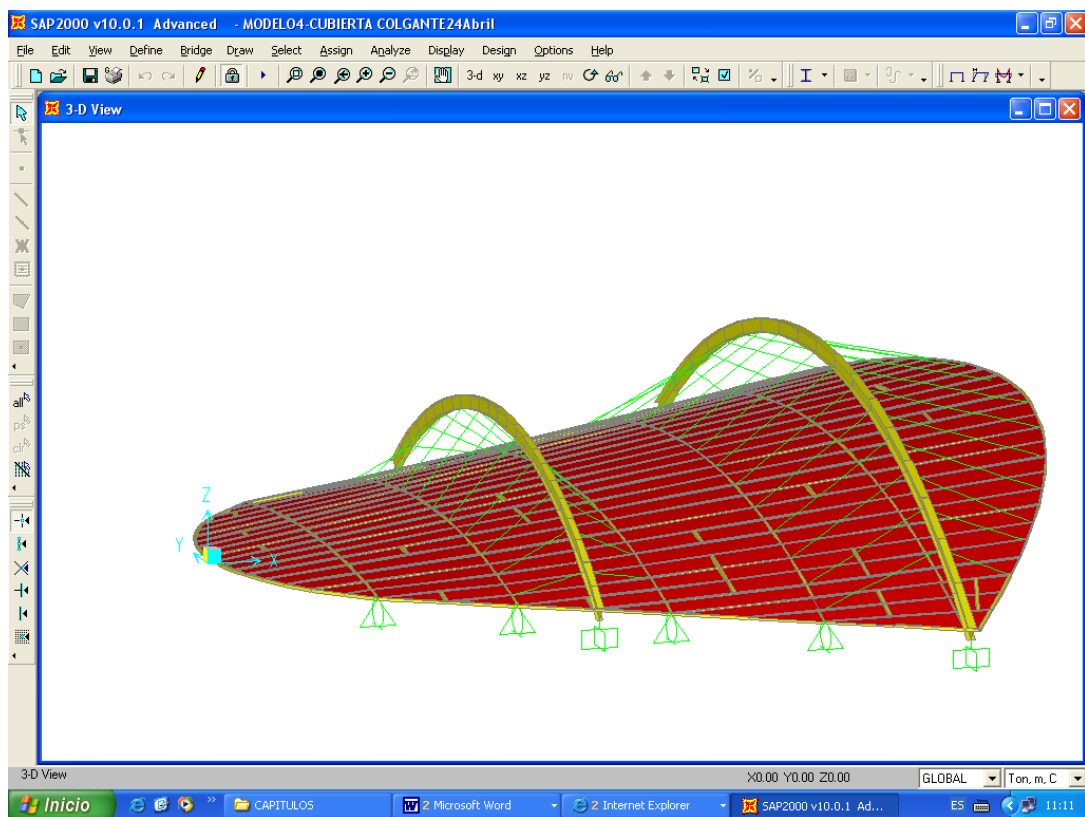


Figura 7.13 Modelo de la Estructura 3 en el programa SAP2000

Adicionalmente a los apoyos que se tienen en los arcos, se colocó una combinación de apoyos fijos y móviles, para controlar los desplazamientos debido a cargas laterales de viento y sismo.



7.3 ANÁLISIS DE CARGAS PARA LAS ESTRUCTURAS

Una de las tareas más importantes es determinar de la manera más precisa posible el valor de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil, así como su posición y también determinar las combinaciones más desfavorables que de acuerdo a los reglamentos pueda presentarse.

TIPOS DE CARGAS

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas accidentales

7.5.2 CARGAS MUERTAS O PERMANENTES

Denominamos cargas muertas aquellas que permanecen constantes en magnitud y ubicación durante la vida útil de la estructura, para los modelos consideraremos dentro de cargas muertas a las siguientes:

- Peso propio
- Instalaciones
- Temperatura

Peso propio

Para este caso, la carga originada por el peso propio se determina con la ayuda del programa SAP2000, tomando en cuenta el peso de todos los elementos estructurales y el peso del panel de cubierta.



Instalaciones

Se tomó un valor estándar de 10 Kg/m^2 distribuido uniformemente en toda la estructura por unidad de área.

Temperatura

Tomando en cuenta las continuas variaciones de temperatura que se producen debido los cambios bruscos del clima en la zona de implantación, se determinó que la carga de temperatura actúe como permanente, con una variación crítica positiva de 12°C , ya que al presentarse una dilatación en los elementos, se producen esfuerzos de compresión que en este caso son los más críticos.

7.5.3 CARGAS VIVAS

Son cargas que varían en magnitud y posición debido a la propia característica de la estructura, se supone que cada estructura está sometida a cargas vivas uniformes, las cuales dependen del propósito para el cual han sido diseñadas.

Para el caso de las estructuras metálicas es necesario establecer que junto con la resistencia, es necesario controlar su funcionamiento ante las cargas de servicio (deformaciones excesivas)

En el CEC2001, se supone que las cargas vivas actúan de forma vertical sobre el área horizontal proyectada, para los modelos utilizados, estas cargas son provocadas por los siguientes elementos



- Mantenimiento
- Granizo
- Ceniza

Estas cargas en la Tabla 7.5, se especifican como uniformemente repartidas por unidad de área, para las estructuras, tomaremos un valor estándar de 60Kg/m^2

Tabla 7.5 Cargas vivas mínimas para cubiertas en Kg/m^2 (CEC2001)

INCLINACION DE LA CUBIERTA	AREA TRIBUTARIA EN METROS CUADRADOS PARA CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL		
	0 – 20	21 – 60	Sobre 60
Plana o con pendiente menor que 1:3 Arco o bóveda con flecha menor que 1/8 de luz	100	80	60
Pendiente de 1:3 a menos de 1:1 Arco o bóveda con flecha de 1/8 de luz a menos de 3/8 de luz	80	70	60
Pendiente de 1:1 y mayor Arco o bóveda con flecha de 3/8 de luz o mayor	60	60	60
Marquesinas excepto cubiertas con tela.	25	25	25
Invernaderos y edificios Agrícolas	50	50	50

7.5.4 CARGAS ACCIDENTALES

Viento

Las cargas de viento están basadas en las especificaciones de la ASCE, las cuales se resumen en la siguiente tabla que contiene la información que el programa SAP2000 requiere para el cálculo de la sollicitación de viento

**Tabla 7.6** Valores de coeficientes necesarios para cálculo de la sollicitación de viento

Velocidad del viento mph	75	
Tipo de Exposición	C	Terreno abierto construcciones dispersas
Factor de Importancia	1	No propenso a huracanes
Factor topográfico, Kzt	1	Coefficiente de exposición a presión de velocidad
Factor de Ráfaga	0.85	

Para la carga de viento se tomo en cuenta un viento con una velocidad de 75mph, equivalente a 120 Km/h, el cual determina las presiones en las estructuras

Tabla 7.7 Valor coeficiente Cp de Presión externa

TECHOS EN ARCO	
FLECHA	4.65
LUZ	30.4
r = Flecha/luz	0.15
Ubicación	techo en una estructura elevada
UBICACIÓN	Cp
Cuarto de Barlovento	-0.90
Mitad Central	-0.92
Cuarto Sotavento	-0.50

Sismo

En la etapa de diseño se consideró el análisis estático equivalente; posteriormente se realizó una revisión de los mediante un análisis dinámico

Análisis estático equivalente



Considerando las cubiertas como un caso especial de estructura, el cálculo de las fuerzas laterales mínimas a las que estará sujeta este tipo de estructura, viene dado por el mayor valor obtenido con las expresiones descritas en el CEC2001, tabulados en la Tabla 7.8

Los valores de Z , R e I , son tomados de las tablas propuestas en el CEC2001, en la parte 1 de Requisitos Generales de Diseño.

Tabla 7.8 Determinación del coeficiente para Cortante Basal

ANÁLISIS LATERAL		
$V = 0.48ZIW$ o $V = \frac{1.14ZI}{R}W$		
Donde:		
R=	Factor por comportamiento plástico	
Z=	Factor de zona	
I=	Índice de importancia	
FACTORES DE ZONA		
Para la Provincia de Pichincha		Z= 0.4
FACTORES DE IMPORTANCIA		
Por tratarse de una estructura común y corriente		I= 1
FACTORES DE COMPORTAMIENTO		
Estructura no especificada en Código		R= 3
		$coef = 0.192 W$
		$coef = 0.152 W$

Análisis dinámico

En principio se planteó la posibilidad de realizar un análisis modal espectral en base al espectro de diseño que incluye el Código Ecuatoriano de la Construcción, sin embargo con la disposición de nueva información sobre registros sísmicos, se propuso realizar una primera comparación

entre el espectro de diseño propuesto en el CEC y un espectro generado en base a uno de los sismos que afectó de forma considerable a nuestro país, el Sismo de Bahía de Caráquez ocurrido en el año 1998, es así que en base a un registro de aceleraciones corregido, se generó un espectro con la ayuda del programa DEGTRA (Fig. 7.14) con un valor de amortiguamiento para estructuras de hormigón del 5%



Figura 7.14 Generación de espectro en el programa DEGTRA

Debido a que el espectro de diseño del CEC esta formado por sismos normalizados a 0.4g, para compararlo con el espectro del sismo de Bahía lo escalamos multiplicándolo por el valor de $Z=0.4$ y $g=9.81m/sec^2$,

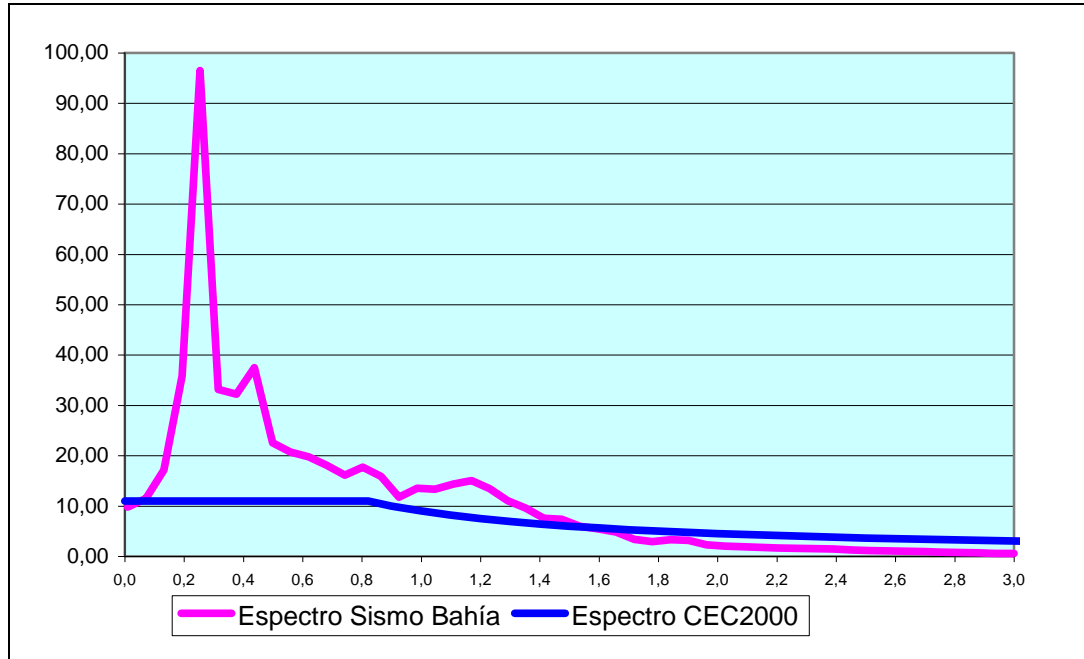


Figura 7.15 Comparación del espectro del sismo de Bahía y el CEC2001

Al obtener estos resultados y considerando que los períodos de las estructuras están en la parte crítica del espectro, se decidió realizar un análisis en función del acelerograma del sismo de bahía, definiendo una función en un periodo de tiempo, este periodo de tiempo es igual a la duración del sismo en la estructura.

Debido a que la cubierta esta soportada sobre una estructura de hormigón, se aplicó el acelerograma en la base de las estructuras que funcionan de soporte de la cubierta en las dos direcciones, X y Y, y con la ayuda del programa ETABS se obtuvieron las aceleraciones en las direcciones X y Y en los nudos de la parte superior de la estructura de hormigón donde se soporta nuestra cubierta (Fig. 7.16), se utilizó intervalos de tiempo iguales de 0,36 segundos hasta completar la duración total del sismo de 36 segundos.

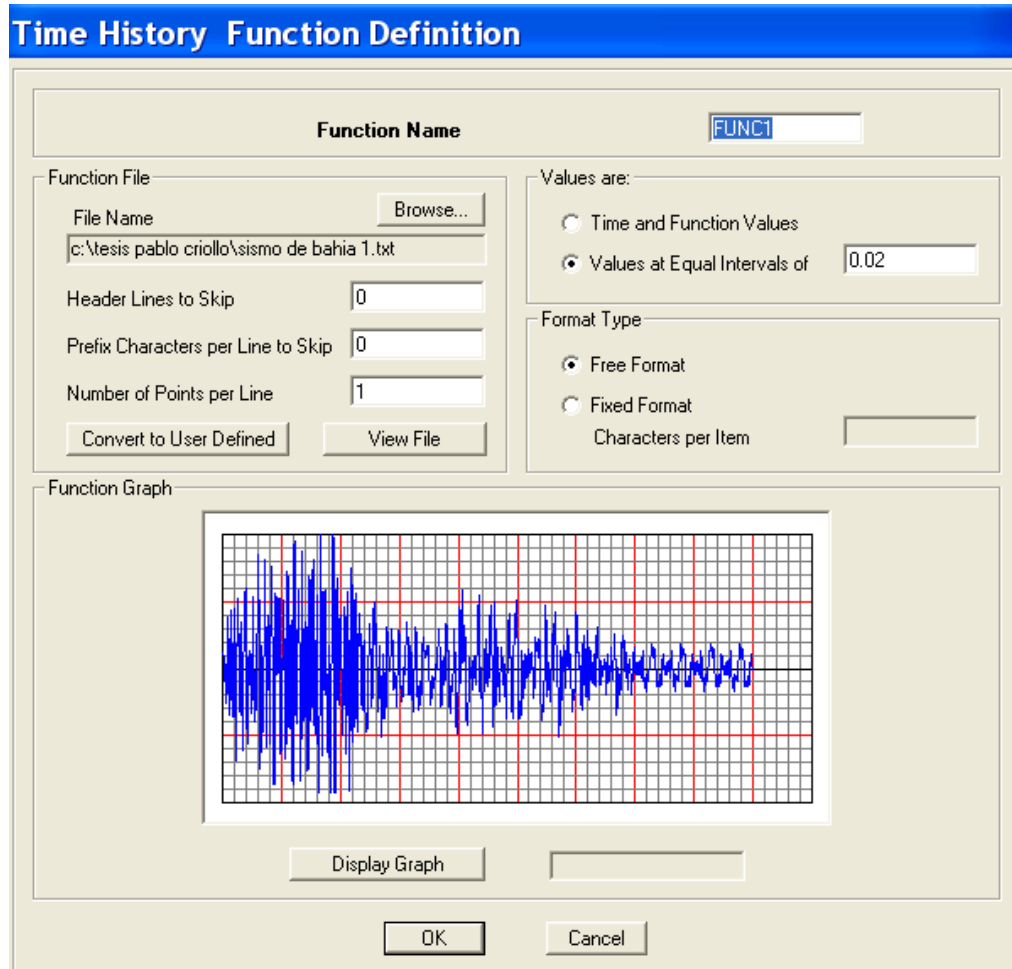


Figura 7.16 Función Time history para la estructura de hormigón

Con las funciones de aceleración (Fig. 7.17), la cual será introducida en los modelos para verificar el funcionamiento de los mismos ante esta acción sísmica, el intervalo de tiempo durante el cual actúa el sismo es de 36 segundos, siendo los momentos iniciales los más críticos para los modelos.

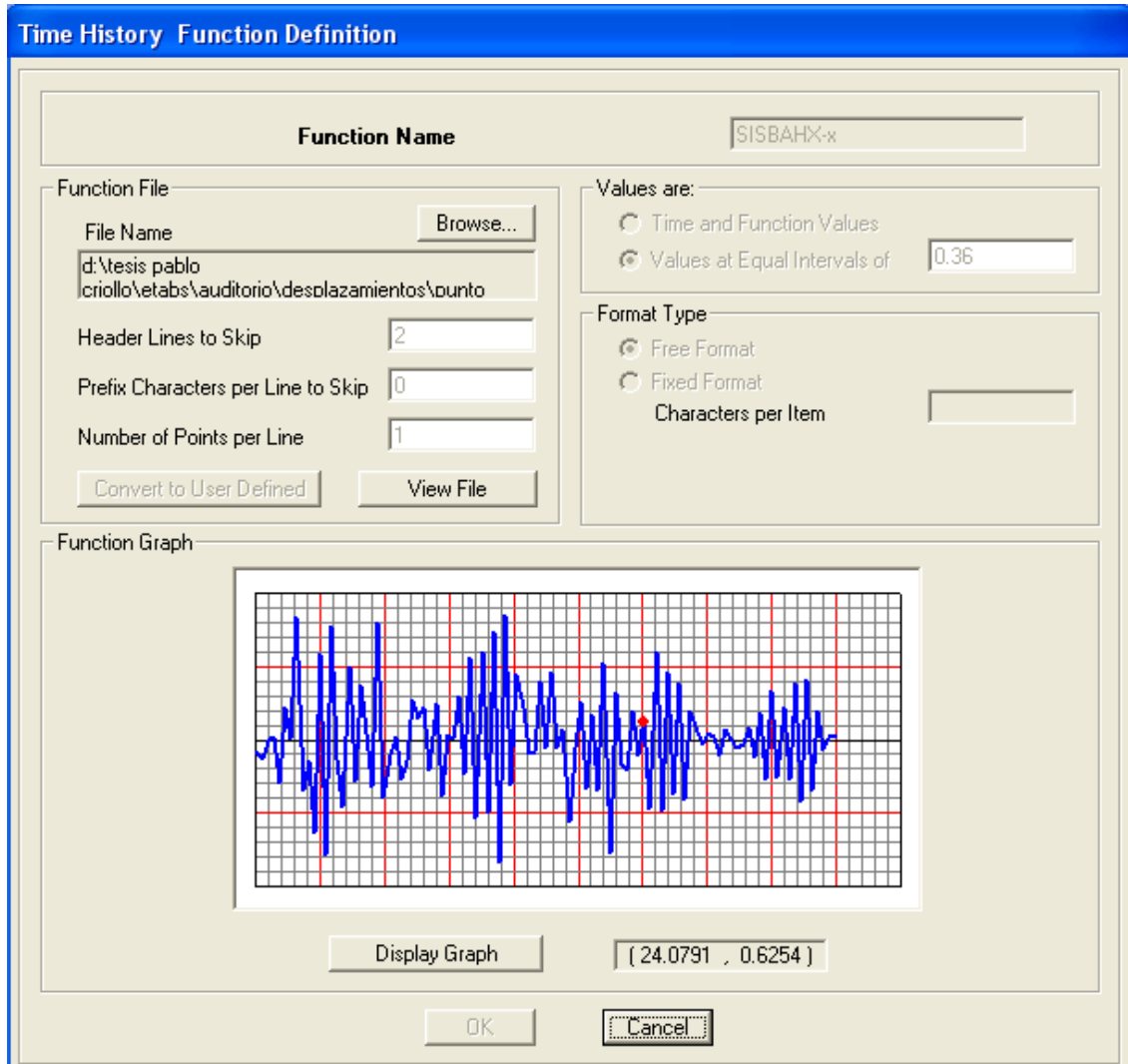


Figura 7.17 Función Time history para las estructura de cubierta



7.6 DEFORMACIONES

Las deflexiones por cargas vivas y muertas en estructuras de acero se limitan a ciertos valores máximos, algunas de las razones para limitarlas deflexiones son las siguientes:

- Deflexiones excesivas pueden dañar los materiales soportados sobre los elementos deformados
- La apariencia de la estructura se puede ver afectada
- La presencia de deformaciones excesivas a la vista de los usuarios hace que esta estructura sea poco apreciable desde el punto de vista de seguridad

Según el CEC2000, la deflexión para elementos estructurales está dada por la Tabla 7.1(a) y 7.1(b) tomando en cuenta los estados de carga y los materiales de los que esta conformada nuestra estructura.

Para nuestro caso, la deflexión máxima esta determinada por la expresión:

$$\Delta = L/240 \quad (7.1)$$

Entonces para nuestros modelos 1, 3 y 4 la deflexión máxima por carga Viva y Muerta será igual a 0.159m, es decir 16 cm, para el caso del modelo 2 será de 12.25 cm.



7.7 RESULTADOS

7.5.1 RESULTADOS ESTRUCTURA N° 1

La configuración en arco de las cerchas de esta estructura, genera esfuerzos de compresión altos en los elementos que se encuentran más próximos a los apoyos.

Para este modelo los apoyos se consideraron de tipo fijo en los dos extremos, restringiendo los 3 desplazamientos y liberando los giros, los nudos de esta estructura están considerados como rígidos, ya que la unión de los elementos se la realiza mediante soldadura, por lo tanto durante la modelación no se liberaron las acciones de flexión presentes en los elementos por acción de las cargas.

Sin embargo a pesar de que se modeló la estructura con nudos rígidos, las fuerzas predominantes para el diseño de los elementos estructurales son las Fuerzas Axiales, ya que representan más del 60% de los esfuerzos totales que resisten nuestros elementos.

A continuación se tabularon los resultados de las cerchas con mayor luz y por lo tanto las que presentan mayores esfuerzos.

7.5.1.1 FUERZAS AXIALES

Cercha N° 4

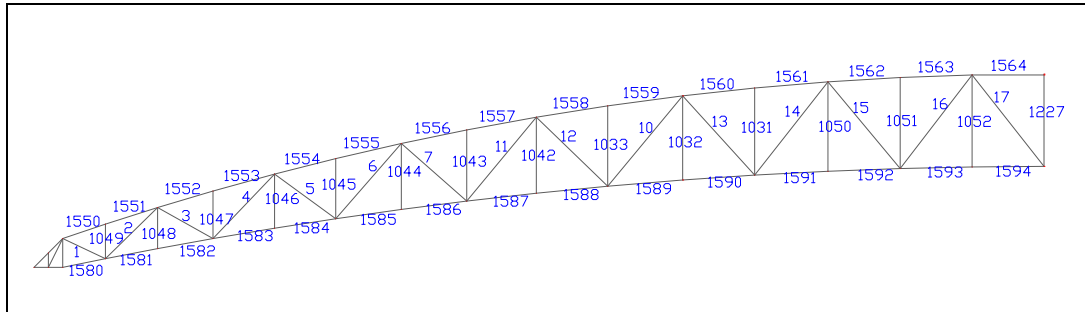


Figura 7.18 Ubicación de elementos críticos Cercha N° 4 Estructura 1

Tabla 7.9 Fuerzas axiales en elementos Cercha N° 4

Elemento	2	4	5	6	7	10	11	12	13	14
P (ton)	-6.32	-4.81	-0.63	-4.42	1.52	-2.37	-3.27	1.73	1.86	1.03
Elemento	15	16	17	173	174	188	189	1031	1032	1033
P (ton)	1.96	-1.74	2.02	0.56	1.19	-8.37	-4.92	1.51	1.46	1.39
Elemento	1042	1043	1044	1045	1046	1047	1048	1049	1050	1051
P (ton)	1.32	1.23	1.14	1.04	0.94	0.82	0.71	0.60	1.55	1.58
Elemento	1052	1227	1236	1550	1551	1552	1553	1554	1555	1556
P (ton)	1.59	1.59	2.20	-4.67	-8.14	-10.77	-12.35	-14.30	-13.21	-14.23
Elemento	1557	1558	1559	1560	1561	1562	1563	1564	1580	1581
P (ton)	-12.92	-12.54	-12.38	-15.00	-18.01	-20.73	-22.02	-22.74	-26.82	-21.91
Elemento	1582	1583	1584	1585	1586	1587	1588	1589	1590	1591
P (ton)	-18.36	-15.00	-14.90	-11.63	-11.59	-9.29	-9.27	-7.69	-7.68	-6.81
Elemento	1592	1593	1594	1680	1681					
P (ton)	-6.80	-6.35	-6.34	-4.52	-6.35					

En esta cercha, las fuerzas de tensión son mínimas, siendo las fuerzas de compresión las predominantes en el diseño, el elemento 1580 es el más crítico, con una fuerza en compresión de 26.82 T, mientras que la mayor tensión se desarrolla en el elemento 1049.

Cercha N° 5

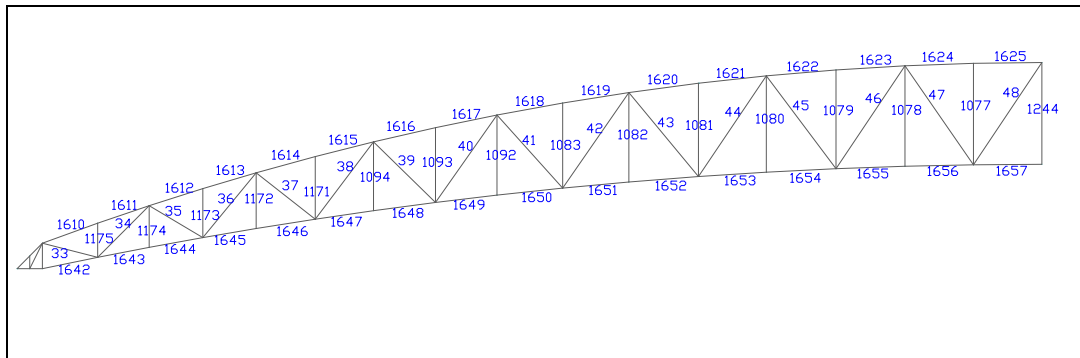


Figura 7.19 Ubicación de elementos críticos Cercha N° 5 Estructura

Tabla 7.10 Fuerzas axiales en elementos cercha N° 5

Elemento	33	34	36	37	38	39	40	41	42	43
P (ton)	-11.39	-7.90	-5.80	1.51	-5.14	1.22	-3.89	0.96	-2.88	0.48
Elemento	177	178	186	1077	1078	1079	1080	1081	1082	1083
P (ton)	0.56	1.90	-6.32	1.99	1.97	1.94	1.89	1.83	1.76	1.67
Elemento	1092	1093	1094	1171	1172	1173	1174	1175	1241	1244
P (ton)	1.57	1.47	1.35	1.23	1.10	0.96	0.82	0.67	4.04	0.23
Elemento	1610	1611	1612	1613	1614	1615	1616	1617	1618	1619
P (ton)	-4.60	-9.60	-	-	-	-	-16.73	-15.24	-	-
Elemento	1620	1621	1622	1623	1624	1625	1642	1643	1644	1645
P (ton)	-12.78	-	-	-	-	-	-33.16	-26.88	-	-
Elemento	1646	1647	1648	1649	1650	1651	1652	1653	1654	1655
P (ton)	-18.36	-	-	-	-	-8.19	-8.17	-6.69	-6.68	-6.12
Elemento	1656	1657	1682							
P (ton)	-6.12	1.35	-6.89							

En la cercha N° 5, de igual manera que en la precedente, el elemento más crítico se encuentra bajo fuerzas de compresión, situado en el extremo de los apoyos de la estructura, la fuerza de compresión que actúa sobre el es de 33.16 T

Cercha N° 6

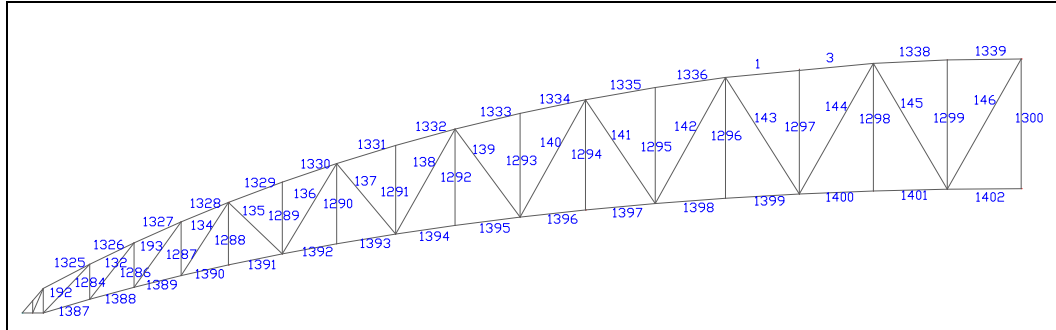


Figura 7.20 Ubicación de elementos críticos Cercha N° 6 Estructura

Tabla 7.11 Fuerzas axiales en elementos cercha N° 6

Elemento	1	3	132	134	135	136	137	138	139	140
(ton)	-17.17	-17.69	-5.21	-4.70	2.39	-4.49	2.08	-3.62	1.78	-2.78
Elemento	141	142	143	144	145	146	181	182	192	192
P (ton)	1.33	-1.93	0.89	-1.06	2.98	-0.79	0.56	0.37	0.10	-6.17
Elemento	193	1284	1286	1287	1288	1289	1290	1291	1292	1293
P (ton)	-4.60	0.71	0.91	1.10	1.27	1.46	1.64	1.81	1.96	2.11
Elemento	1294	1295	1296	1297	1298	1299	1300	1325	1326	1327
P (ton)	2.25	0.41	2.46	2.52	0.18	2.64	2.64	-4.84	-10.26	-12.89
Elemento	1328	1329	1330	1331	1332	1333	1334	1335	1336	1338
P (ton)	-14.65	-17.92	-16.25	-18.26	-16.72	-16.98	-14.60	-12.98	-12.89	-19.35
Elemento	1339	1387	1388	1389	1390	1391	1392	1393	1394	1395
P (ton)	-19.60	-19.88	-16.29	-13.56	-10.92	-11.16	-6.88	-7.05	-3.81	-3.90
Elemento	1396	1397	1398	1399	1400	1401	1402	1697	1698	
P (ton)	-1.41	-1.43	-0.36	-0.37	1.53	1.51	1.13	-6.35	-2.73	

La cercha N° 6, a pesar de tener la mayor luz, según la distribución del mosaico de cargas recibe algo más de la mitad de las cargas de la cercha N° 5, por lo cual las fuerzas axiales son menores, de igual manera las fuerzas de compresión son las predominantes en el diseño, siendo el elemento 1387 el más crítico con una fuerza de 19.88 T en compresión.



7.5.1.2 REACCIONES

Tabla 7.12 Reacciones en Estructura N° 1



JUNTA	CASO	F1	F2	F3
Text	Text	Ton	Ton	Ton
199	DEAD	-0.50	-8.31	3.02
	LIVE	-0.59	-10.31	3.58
	TEMP	0.46	4.50	-3.27
200	DEAD	-0.51	-8.81	3.35
	LIVE	-0.57	-11.03	4.00
	TEMP	0.22	4.53	-2.89
201	DEAD	-0.39	-9.96	4.53
	LIVE	-0.43	-12.48	5.41
	TEMP	-0.10	4.62	-3.28
207	DEAD	-0.67	-13.03	4.35
	LIVE	-0.72	-15.58	4.81
	TEMP	-0.07	4.74	-4.52
211	DEAD	4.88	-8.29	5.73
	TEMP	-8.99	3.82	-1.83
	LIVE	5.01	-8.65	5.61
294	DEAD	-0.06	0.32	-0.90
	LIVE	-0.07	0.38	-1.06
	TEMP	0.00	-9.19	5.22

JUNTA	CASO	F1	F2	F3
Text	Text	Ton	Ton	Ton
301	DEAD	-0.07	-0.08	-0.27
	LIVE	-0.08	-0.10	-0.33
	TEMP	0.03	-7.51	3.41
302	DEAD	-0.09	-0.35	-0.02
	LIVE	-0.10	-0.45	-0.01
	TEMP	0.02	-7.12	2.98
303	DEAD	-0.09	-0.23	-0.49
	LIVE	-0.10	-0.34	-0.54
	TEMP	0.01	-7.93	3.47
304	DEAD	0.03	-1.24	1.05
	LIVE	0.04	-1.51	1.31
	TEMP	-0.01	-7.68	2.99
305	DEAD	0.44	-0.54	0.55
	LIVE	0.57	-0.74	0.82
	TEMP	3.37	-5.78	1.68
307	DEAD	0.42	0.51	0.50
	LIVE	0.56	0.72	0.79
	TEMP	3.35	5.76	1.66

En los apoyos se tiene tres fuerzas a ser resistidas, siendo las más críticas las que van en la dirección Y, ya que producirán un cizallamiento en los apoyos, en el sentido X, existen fuerzas de menor magnitud, y las fuerzas verticales, serán fácilmente absorbidas, las combinaciones más críticas están en la junta 211.

7.5.1.3 DEFORMACIONES

**Tabla 7.13** Resumen de deformaciones Estructura 1

Joint Text	Case Text	U1 m	U2 m	U3 M
192	DEAD	0.00408	8.12E-06	-0.018083
192	LIVE	0.00466	3.60E-06	-0.020577
192	TEMP	-0.00253	-1.42E-07	0.011329
192	SISMOX	-0.00043	-1.32E-07	0.000685
192	SISMOY	-1.90E-07	-0.00016	9.92E-07
192	VIENTO1	-0.00264	-2.92E-06	0.010307

La deformación total en esta estructura es de 3.8cm, inferior al valor máximo de 16 cm.

7.5.1.5 ANÁLISIS DINÁMICO

Debido a la poca masa y la regularidad en la geometría que presenta esta estructura, los resultados del análisis dinámico son similares a los obtenidos mediante el modelo estático equivalente; así, las fuerzas obtenidas en el elemento crítico N° 1580 por la acción dinámica del sismo, es de 0.14T.



7.5.2 RESULTADOS ESTRUCTURA N° 2

7.5.4.5 FUERZAS AXIALES

Tubos a 0° Parte Alta

Tabla 7.14 Fuerzas axiales en elementos a 0°

Elemento	80	81	82	354	355	356	475	476	477	581
P (ton)	-3,03	2,96	7,81	10,28	11,49	11,85	11,70	10,97	9,32	7,28
Elemento	582	583	665	666	667	900	901	902	1518	1561
P (ton)	5,02	1,78	-1,57	-4,60	-8,88	-13,36	-17,50	-23,56	-5,25	-3,19

Tubos a 2° Parte Alta

Tabla 7.15 Fuerzas axiales en elementos a 2°

Elemento	14	16	18	222	223	224	364	365	366
P (ton)	-2,37	-9,40	-15,16	-18,65	-20,58	-21,76	-22,57	-22,77	-22,13
Elemento	488	489	490	590	591	592	897	898	899
P (ton)	-21,32	-20,08	-17,97	-16,20	-14,24	-11,25	-8,56	-5,03	-1,97
Elemento	1589	1590	2297	2299	2301	2303	2305	2307	2309
P (ton)	-2,82	-2,85	-0,07	-0,03	0,03	0,02	0,02	0,05	0,03
Elemento	2311	2313	2315	2317	2319	2321	2323	2325	2327
P (ton)	0,03	0,06	0,03	0,03	0,06	0,03	0,03	0,04	-0,40
Elemento	2329	2645	2785	2895	2896	2897	2898	2899	2900
P (ton)	0,15	0,86	-2,65	2,64	2,66	2,71	2,75	2,78	2,81
Elemento	2901	2902	2903	2904	2905	2906	2907	2908	2909
P (ton)	2,83	2,84	2,84	2,83	2,80	2,76	2,71	2,62	2,49
Elemento	2910	2911							
P (ton)	2,32	2,06							

**Tubos a 3º Parte Alta****Tabla 7.16** Fuerzas axiales en elementos a 3º

Elemento	50	51	52	192	193	194	209	315	316
P (ton)	-2,96	2,84	7,62	-8,01	-10,12	-12,00	-4,14	10,09	11,31
Elemento	317	445	446	447	557	558	559	647	648
P (ton)	11,69	11,55	10,83	9,20	7,20	5,02	2,06	-0,81	-2,97
Elemento	649	1583	1584						
P (ton)	-5,57	-3,07	-4,53						

Tubos a 5º Parte Alta**Tabla 7.17** Fuerzas axiales en elementos a 5º

Elemento	20	22	24	206	208	210	225	226	227
P (ton)	-2,07	-8,73	-14,29	-6,09	-1,89	-0,86	-17,72	-19,64	-20,81
Elemento	367	368	369	491	492	493	593	594	595
P (ton)	-21,58	-21,72	-21,01	-20,06	-18,67	-16,46	-14,46	-12,26	-9,17
Elemento	1587	1588	2331	2333	2335	2337	2339	2341	2343
P (ton)	-3,21	-3,17	-0,26	-0,07	0,02	0,02	0,02	0,05	0,03
Elemento	2345	2347	2349	2351	2353	2355	2357	2359	2361
P (ton)	0,03	0,06	0,03	0,03	0,04	0,03	0,02	0,10	0,12
Elemento	2363	2647	2783	2913	2914	2915	2916	2917	2918
P (ton)	-0,47	1,06	-2,17	1,32	1,99	2,32	2,51	2,65	2,75
Elemento	2919	2920	2921	2922	2923	2924	2925	2926	2927
P (ton)	2,81	2,85	2,88	2,89	2,89	2,88	2,86	2,84	2,81
Elemento	2928	2929	2930						
P (ton)	2,76	2,71	2,72						



Tubos a 6º Parte Alta

Tabla 7.18 Fuerzas axiales en elementos a 6º

Elemento	53	54	55	189	190	191	207	318	319
P (ton)	-2,75	2,59	7,14	-6,68	-8,76	-11,40	-5,60	9,57	10,95
Elemento	320	448	449	450	560	561	562	650	651
P (ton)	11,46	11,44	10,82	9,30	7,37	5,26	2,49	-0,28	-2,08
Elemento	652	1569	1570						
P (ton)	-4,41	-2,66	-3,28						

En la estructura N° 2, se encuentran fuerzas de tensión importantes, sin embargo las fuerzas de compresión son predominantes y duplican el valor de las de tensión, siendo estas las más críticas para el diseño de los elementos.

La mayor fuerza de compresión tiene una magnitud de 23.56 T, aplicada en el elemento 902, mientras que en el elemento 254, existe una fuerza de tensión de 13.29T



7.5.4.6 REACCIONES

Tabla 7.19 Resumen de reacciones Estructura 2

Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	Ton	Ton	Ton
51	DEAD	-0.10	0.00	1.07
51	LIVE	-0.12	0.00	1.07
51	TEMP	-0.13	0.00	0.86
77	DEAD	-0.12	-0.10	1.10
77	LIVE	-0.13	-0.11	1.10
77	TEMP	-0.13	0.05	0.86
446	DEAD	-0.13	-0.03	0.93
446	LIVE	-0.15	-0.02	0.90
446	TEMP	-0.15	0.00	1.04
448	DEAD	-0.15	0.05	0.81
448	LIVE	-0.17	0.06	0.76
448	TEMP	-0.15	0.11	1.18
450	DEAD	-0.06	0.02	1.10
450	LIVE	-0.08	0.02	1.19
450	TEMP	-0.04	0.01	-1.53
455	DEAD	-0.15	0.18	0.87
455	LIVE	-0.18	0.18	0.82
455	TEMP	-0.22	0.01	1.43
457	DEAD	-0.08	0.02	1.06
457	LIVE	-0.09	0.03	1.13
457	TEMP	-0.06	0.02	-1.91
462	DEAD	-0.08	0.36	0.85
462	LIVE	-0.09	0.41	0.81
462	TEMP	-0.43	-0.28	1.91
467	DEAD	-0.10	0.04	0.92
467	LIVE	-0.11	0.04	0.96
467	TEMP	-0.11	0.04	-2.35
469	DEAD	-0.07	0.48	1.04
469	LIVE	-0.07	0.54	1.03
469	TEMP	-0.41	0.13	2.68
474	DEAD	-0.10	0.05	0.62
474	LIVE	-0.10	0.05	0.62
474	TEMP	-0.19	0.09	-3.32
533	DEAD	-0.17	0.55	1.10
533	LIVE	-0.19	0.60	1.10
533	TEMP	-0.83	0.56	3.46

Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	Ton	Ton	Ton
534	DEAD	-0.04	0.05	0.19
534	LIVE	-0.04	0.05	0.14
534	TEMP	-0.28	0.62	-2.55
537	DEAD	-0.04	0.00	1.06
537	LIVE	-0.04	0.00	1.14
537	TEMP	-0.03	0.00	-1.10
542	DEAD	-0.04	0.00	1.19
542	LIVE	-0.05	0.00	1.29
542	TEMP	-0.03	0.00	-1.24
544	DEAD	-0.05	0.01	1.15
544	LIVE	-0.06	0.01	1.25
544	TEMP	-0.04	0.01	-1.37
1387	DEAD	0.00	0.00	0.00
1387	LIVE	0.00	0.00	0.00
1387	TEMP	1.40	2.38	0.12
1389	DEAD	0.33	0.78	0.57
1389	LIVE	0.36	0.85	0.61
1389	TEMP	3.48	11.80	7.40
1391	DEAD	-3.82	3.98	3.42
1391	LIVE	-4.24	4.43	3.66
1391	TEMP	-12.82	2.10	0.54
1489	DEAD	-7.19	9.80	6.58
1489	LIVE	-6.52	10.24	7.64
1489	TEMP	-0.67	-4.57	0.37
1490	DEAD	-4.57	7.38	5.95
1490	LIVE	-4.79	8.17	6.16
1490	TEMP	-4.34	-2.56	0.65
1847	DEAD	0.00	-2.14	-3.02
1847	LIVE	0.00	-2.24	-3.19
1847	TEMP	0.00	0.87	-2.39
1848	DEAD	0.01	-2.55	-3.58
1848	LIVE	0.01	-2.81	-3.98
1848	TEMP	0.00	1.57	-1.51
1849	DEAD	-0.01	3.68	-4.58
1849	LIVE	0.00	0.41	-4.92



1849	TEMP	-0.01	-0.78	1.65
------	------	-------	-------	------



En esta estructura las reacciones en los apoyos tienen valores mucho menores, debido a que en la parte posterior se colocó una serie de apoyos y elementos que ayudaron a absorber las fuerzas.

La junta más crítica, en la cual se producen las mayores reacciones es la N° 1489, para la cual se realizará el diseño del apoyo tipo.

7.5.4.7 DEFORMACIONES

Tabla 7.20 Resumen Deformaciones en junta Modelo N° 2

Joint Text	Case Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 M
1422	DEAD	LinStatic	0.005	0.0009	-0.028
1422	LIVE	LinStatic	0.0058	-0.0011	-0.032
1422	TEMP	LinStatic	0.0033	0.0032	0.0062
1422	SISMOX	LinStatic	-0.0002	0.00002	0.0005
1422	SISMOY	LinStatic	0.00001	0.00009	0.00007
1422	VIENTO	LinStatic	-0.0028	0.0005	0.015

La deformación total de este modelo debido a carga muerta y viva es de 6cm, y es inferior a la deformación máxima permitida por el código.

7.5.2.4 ANÁLISIS DINÁMICO

Al igual que en la estructura anterior las fuerzas desarrolladas mediante el análisis dinámicos son mínimas, así en el caso del elemento crítico N° 902, se generan fuerzas de 0.16 y -0.13T.





7.5.5 RESULTADOS ESTRUCTURA 3

7.5.5.1 FUERZAS AXIALES

Tabla 7.21 Tabla de resumen fuerzas axiales en Modelo N° 3

Frame	16	24	30	32	33	34	36	39	40
P (ton)	-3.82	-17.31	-19.08	-16.79	-14.14	-12.06	-11.05	-9.40	-6.74
Frame	60	64	89	90	91	104	127	128	129
P (ton)	-1.10	-0.52	-8.78	-5.53	-5.98	-12.01	-4.39	-3.62	-6.69
Frame	130	132	133	148	149	151	152	154	155
P (ton)	-5.954	-3.485	-6.029	-11.86	-12.81	-14.22	-15.93	-17.4	-17.16
Frame	156	159	160	161	163	164	165	166	167
P (ton)	-14.81	-13.24	-17	-17.61	-16.83	-15.65	-14.36	-13.63	-13.42
Frame	186	187	188	189	195	198	201	202	203
P (ton)	-5.13	-5.13	-5.13	-5.13	-7.25	-19.54	-16.88	-17.39	-3.63
Frame	204	205	206	208	210	212	218	258	259
P (ton)	-17.38	-6.24	-4.40	-16.56	-15.45	-14.83	-14.56	-15.24	-15.56
Frame	260	261	262	263	264	265	266	267	268
P (ton)	-16.13	-17.01	-17.45	-15.74	-10.38	-2.28	-21.62	-18.48	-18.15
Frame	269	270	271	272	273	274	275	276	278
P (ton)	-16.93	-16.48	-1.76	-1.55	-1.41	-1.32	-16.19	-1.19	-1.04
Frame	279	280	281	286	287	288	289	291	292
P (ton)	-1.07	-16.00	-1.19	-1.78	-1.81	-1.58	-1.21	-1.15	-1.17
Frame	293	297	309	310	315	316	317	319	320
P (ton)	-1.27	-1.42	-1.82	-1.63	-1.45	-1.38	-1.40	-1.47	-1.60
Frame	321	322	323	324	325	326	327	328	329
P (ton)	-1.66	-1.68	-1.58	-1.47	-1.43	-1.49	-1.59	-1.67	-1.76
Frame	331	332	335	336	337	338	340	341	343
P (ton)	-1.971	-2.214	-1.37	-1.358	-1.504	-1.774	-1.978	-2.167	-2.194
Frame	344	345	347	348	349	351	352	353	355
P (ton)	-1.97	-2.32	-1.13	-1.27	-1.76	-2.14	-2.30	-2.39	-2.33
Frame	357	358	364	365	366	367	369	370	371
P (ton)	-2.26	-2.51	-2.20	-3.03	-3.01	-3.11	-2.23	-2.29	-2.01
Frame	372	373	374	375	377	378	379	380	381



P (ton)	-16.59	-1.12	-0.71	0.88	-0.89	-16.54	-3.49	-4.80	-6.80
Frame	386	388	392	396	400	406	410	414	418
P (ton)	-16.22	-15.06	-11.16	-9.32	-3.80	-3.71	-7.06	-9.34	-9.41
Frame	423	427	436	490	491	492	494	495	496
P (ton)	-9.72	-9.85	-9.86	-1.68	-1.64	-1.66	-1.96	-1.88	-1.76
Frame	498	502	503	504	505	507	508	509	511
P (ton)	-1.59	-1.61	-1.55	-1.50	-1.50	-1.51	-1.54	-1.55	-1.51
Frame	512	514	515	516	517	519	520	521	523
P (ton)	-1.44	-1.47	-1.34	-1.30	-1.28	-1.23	-1.24	-1.25	-1.21
Frame	524	527	528	529	530	532	533	534	536
P (ton)	-1.25	-1.27	-1.08	-0.93	-0.89	-0.90	-0.95	-1.03	-1.13
Frame	537	540	541	542	544	545	546	548	549
P (ton)	-1.37	-0.99	0.83	1.57	2.08	2.07	1.72	-1.19	-1.42
Frame	550	558	559	560	562	563	564	566	567
P (ton)	-1.72	-0.59	2.04	3.32	3.17	2.57	1.89	-1.90	-2.50
Frame	568	571	572	671	672	673	675	676	677
P (ton)	-2.37	1.46	3.77	4.29	3.60	3.27	-1.69	-1.64	-1.70
Frame	678	680	681	682	683	685	707	708	727
P (ton)	-1.74	-1.84	-1.96	-2.03	-1.96	-1.72	-3.23	-2.81	-6.85
Frame	730	734	748	874	875	879	880	881	901
P (ton)	-2.45	0.91	-1.10	-1.93	-1.77	0.42	-0.11	-0.95	-5.09
Frame	903	904	905	906	907	908	1080	1083	1085
P (ton)	-6.10	-8.78	-11.32	-14.51	-18.88	-25.96	-9.64	-7.14	-5.36
Frame	1087	1089	1221	1225	1227	1568	1569	1570	1571
P (ton)	-4.22	-3.86	-22.05	-12.67	-16.51	-1.04	-1.17	-0.88	-1.37
Frame	1572	1573	1574	1575	1576	1577	1578	1579	1580
P (ton)	-0.62	-1.46	-0.49	-1.53	-0.33	-1.54	0.18	-1.67	0.35
Frame	1581	1582	1583	2212	2214	2256	2261	2269	2276
P (ton)	-2.01	0.42	-4.15	-0.23	0.47	-4.72	-1.54	-3.47	-1.16
Frame	2278	2282	2284	2286	2288	2290	2292	2294	2295
P (ton)	-2.44	-1.05	-2.04	-1.16	-2.04	-1.22	-2.34	-1.67	-2.16
Frame	2296	2298	2300	2334	2336	2338	2340	2342	2344
P (ton)	-2.03	-2.05	-2.09	-9.00	-1.90	-3.73	-2.14	-2.15	-2.13
Frame	2346	2348	2350	2352	2354	2356	2358	2360	2362
P (ton)	-1.86	-2.08	-2.03	-1.94	-1.76	-2.31	-1.43	-2.74	-2.09



Frame	2380	2381	2382	2383	2384	2385	2386	2387	2388
P (ton)	-2.40	-1.69	-3.46	-1.17	-6.29	-1.05	-9.94	-1.97	-2.17
Frame	2389	2390	2391	2392	2393	2394	2444	2445	2446
P (ton)	-2.09	-2.17	-2.14	-2.41	-2.00	-2.25	-2.26	-2.24	-2.51
Frame	2447	2448	2449	2450	2451	2452	2453	2454	2455
P (ton)	-2.09	-2.42	-2.05	-2.60	-1.71	-3.28	-1.26	-4.80	-0.98
Frame	2456	2457	2458	2484	2486	2488	2490	2492	2494
P (ton)	-7.71	-0.93	-8.59	-2.37	-2.29	-2.61	-2.06	-2.73	-1.90
Frame	2496	2498	2500	2501	2502	2503	2504	2505	2541
P (ton)	-3.12	-1.50	-3.93	-1.08	-5.63	-1.06	-8.62	-2.14	-2.47
Frame	2542	2543	2544	2546	2548	2550	2552	2554	2556
P (ton)	-2.23	-2.63	-2.04	-2.95	-1.82	-3.48	-1.43	-4.43	-0.83
Frame	2558	2561	2562	2563	2587	2588	2589	2591	2592
P (ton)	-6.56	-0.50	-8.95	1.91	-2.52	-2.25	-2.77	-1.95	-3.21
Frame	2593	2594	2604	2613	2614	2620	2625	2626	2628
P (ton)	-1.62	-3.97	-1.49	-4.99	-1.32	-7.40	-8.12	-0.48	-7.77
Frame	2630	2632	2634	2636	2639	2643	2648	2652	2654
P (ton)	-0.79	-6.24	-0.56	-4.57	-1.15	-3.55	-1.76	-2.97	-2.20
Frame	2656	2763	2765	2779	2780	2782	2788	2789	2790
P (ton)	-2.59	-0.46	-7.24	-0.69	-5.08	-1.50	-4.31	-1.46	-3.49
Frame	2791	2796	2809	2815					
P (ton)	-1.77	-2.95	-2.15	-2.54					

Para esta estructura existen un numero elevado de elementos, sin embargo las mayores fuerzas se desarrollan en la parte posterior de mayores luces, siendo las fuerzas de compresión las predominante para el diseño, así la mayor fuerza en tensión, 4.29T se presenta en el elemento 671, mientras que la mayor fuerza de compresión se presenta en el elemento 908, con una magnitud de 25.96T.



7.5.5.2 REACCIONES

Tabla 7.22 Tabla resumen de reacciones Modelo 3

Joint	Case	F1	F2	F3
Text	Text	Ton	Ton	Ton
107	DEAD	8.29	-15.23	6.42
107	LIVE	9.83	-18.03	7.49
107	TEMP	-4.21	-17.53	8.57
115	DEAD	0.11	-8.36	2.28
115	LIVE	0.12	-9.76	2.57
115	TEMP	-5.74	-1.36	-1.47
316	DEAD	-1.98	-5.26	-0.46
316	LIVE	-2.29	-6.18	-0.63
316	TEMP	-0.37	1.66	-2.69
319	DEAD	0.66	-2.71	-1.87
319	LIVE	0.78	-3.22	-2.18
319	TEMP	3.92	-5.53	0.81
320	DEAD	-0.93	-4.51	-0.30
320	LIVE	-1.04	-5.30	-0.45
320	TEMP	-1.79	0.89	-2.30
351	DEAD	-0.57	-3.54	2.24
351	LIVE	-0.67	-4.10	2.53
351	TEMP	9.50	0.43	1.73
353	DEAD	-3.26	-2.37	-0.43
353	LIVE	-3.79	-2.76	-0.56
353	TEMP	8.50	-1.42	1.79
355	DEAD	-1.01	-1.20	0.14
355	LIVE	-1.18	-1.39	0.09

Joint	Case	F1	F2	F3
Text	Text	Ton	Ton	Ton
355	TEMP	3.27	-1.51	-0.41
359	DEAD	-0.61	-0.02	-0.15
359	LIVE	-0.72	-0.03	-0.22
359	TEMP	2.58	-0.02	-0.49
363	DEAD	-0.26	-0.01	0.78
363	LIVE	-0.30	-0.01	0.86
363	TEMP	4.43	0.00	1.66
1086	DEAD	0.03	-10.15	4.98
1086	LIVE	0.07	-11.91	5.77
1086	TEMP	0.30	4.85	-0.14
1089	DEAD	-1.08	-13.07	5.06
1089	LIVE	-1.40	-15.33	5.82
1089	TEMP	-3.18	3.27	-1.00
1091	DEAD	-2.38	-6.97	3.29
1091	LIVE	-2.61	-8.09	3.79
1091	TEMP	7.85	5.66	0.30
1415	DEAD	1.07	-5.58	2.16
1415	LIVE	1.16	-6.43	2.43
1415	TEMP	-5.93	-0.51	-1.71
1420	DEAD	0.88	-5.95	1.99
1420	LIVE	0.93	-6.86	2.22
1420	TEMP	-7.89	-1.69	-1.99
1423	DEAD	0.83	-6.67	2.31
1423	LIVE	0.87	-7.75	2.62
1423	TEMP	-8.90	-3.52	-1.83

Las reacciones en esta estructura son más críticas en los apoyos que cubren los sectores de mayor luz, así el apoyo más crítico es el N° 107.



7.5.5.3 DEFORMACIONES

Tabla 7.23 Tabla de resumen desplazamientos Modelo N° 3

Joint Text	Case Text	U1 m	U2 m	U3 m
201	DEAD	0.006943	0.001072	-0.037361
201	LIVE	0.008342	0.001384	-0.045756
201	TEMP	0.000644	-0.000783	0.026232
201	SISMOX	-0.000141	9.48E-06	0.000188
201	SISMOY	-0.000152	-0.000247	0.001008
201	VIENTO	-0.004087	-0.000545	0.020891

La deformación de este modelo es de 9.2 cm, y esta bajo el valor de la deformación máxima permitida.

7.5.3.4 ANÁLISIS DINÁMICO

En el análisis dinámico de esta estructura, se determinó que las fuerzas producidas eran mínimas, así en el elemento 908, se desarrollan fuerzas de 0.23 y -0.27T.



7.5.6 RESULTADOS ESTRUCTURA 4

7.5.6.1 FUERZAS AXIALES

Tabla 7. 24 Fuerzas axiales Estructura de cubierta Modelo 4

Elemento	19	28	30	32	39	46	52	53	54
P (ton)	-3.59	1.33	-2.61	-2.65	1.33	1.35	1.35	1.37	1.38
Elemento	55	70	71	72	85	86	87	88	89
P (ton)	1.40	1.42	1.43	1.43	-2.20	-0.91	-0.90	-0.88	-0.87
Elemento	90	92	93	94	95	96	97	98	99
P (ton)	-0.85	-0.84	-0.84	-0.83	-0.83	-0.82	-0.82	-0.81	-0.81
Elemento	100	118	119	120	121	122	123	124	136
P (ton)	-0.81	-6.86	-6.65	-6.55	-6.47	-6.41	-6.36	-6.35	-0.75
Elemento	137	138	139	140	141	142	143	144	145
P (ton)	-0.85	-1.24	-1.56	-1.81	-2.04	-2.23	-2.39	-2.52	-2.63
Elemento	146	147	148	149	150	151	165	172	173
P (ton)	-2.71	-2.79	-2.85	-2.92	-2.96	-2.98	-3.58	-4.93	-5.17
Elemento	174	175	176	177	178	179	180	181	182
P (ton)	-5.33	-5.39	-5.43	-5.44	-5.44	-5.44	-5.43	-5.43	-5.44
Elemento	183	184	185	234	235	236	237	238	239
P (ton)	-5.45	-5.46	-5.47	4.71	4.76	4.80	4.84	4.86	4.90
Elemento	240	241	242	243	244	245	285	286	287
P (ton)	4.94	4.99	5.04	5.07	5.10	5.10	3.91	3.92	2.68
Elemento	288	289	290	291	292	293	294	295	296
P (ton)	2.68	-0.68	-0.68	-0.98	-0.97	-2.38	-2.37	-1.27	-1.28
Elemento	297	298	299	300	301	302	303	304	305
P (ton)	-1.75	-1.74	-1.22	-1.21	-1.69	-1.68	-1.60	-1.59	-2.00
Elemento	306	307	308	309	310	311	312	313	313
P (ton)	-2.01	-2.68	-2.65	-2.98	-2.96	-3.34	-5.99	4.50	-0.64
Elemento	314	321	322	323	324	325	326	327	328
P (ton)	4.48	-2.96	-2.91	-4.52	-4.47	-2.99	-2.96	-1.33	-1.31
Elemento	329	330	331	332	333	334	335	336	337
P (ton)	-0.93	-0.92	2.08	2.13	-1.74	-2.64	-1.02	-2.04	-0.54
Elemento	338	339	340	341	342	343	344	345	346



P (ton)	-0.56	1.68	1.62	-1.07	-1.08	-2.28	-2.28	-4.55	-4.54
----------------	-------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------



Elemento	347	348	349	350	351	352	371	372	389
P (ton)	-4.51	-4.54	-1.60	-1.60	-0.93	-0.29	-0.81	-0.82	-1.83
Elemento	390	391	392	393	394	395	396	397	398
P (ton)	-1.97	-1.94	-2.09	-3.20	-3.39	-3.17	-3.33	-2.73	-2.86
Elemento	399	400	401	402	403	404	405	406	407
P (ton)	-2.34	-2.47	-1.84	-1.94	-2.04	-2.24	-1.62	-1.53	-2.30
Elemento	408	409	410	411	412	413	414	423	424
P (ton)	-2.19	-2.52	-2.40	-2.89	-2.76	-2.12	-1.98	-2.03	-1.88
Elemento	435	436	437	438	439	440	441	442	443
P (ton)	-4.39	-4.93	-5.07	-4.24	-2.12	-2.13	-1.76	-1.77	-1.24
Elemento	444	445	446	447	448	449	450	451	452
P (ton)	-1.26	-1.27	-0.90	-0.63	-0.74	-0.71	-0.71	1.06	1.08
Elemento	453	454	455	456	457	458	459	460	461
P (ton)	0.73	1.06	1.10	0.79	2.34	2.28	2.10	2.10	1.11
Elemento	462	463	464	465	466	467	468	469	470
P (ton)	1.45	1.21	0.86	2.52	2.50	2.41	2.41	0.91	0.94
Elemento	482	484	529	530	531	532	534	535	537
P (ton)	-3.35	-3.37	-3.14	-3.14	-3.10	-3.12	-2.40	-2.41	-2.54
Elemento	538	539	540	542	543	544	545	546	547
P (ton)	-2.56	-1.31	-1.32	-1.26	-1.28	-0.66	-0.66	1.83	1.85
Elemento	548	549	550	551	552	553	554	555	556
P (ton)	-0.63	-0.63	2.27	2.25	3.00	2.98	1.10	0.76	2.47
Elemento	557	558	559	560	561	581	614	623	1186
P (ton)	2.45	2.84	2.83	-7.15	-7.15	-4.02	-4.50	-0.90	-11.40
Elemento	1187	1188	1189	1190	1191	1192	1193	1194	1323
P (ton)	-11.40	-11.32	-10.30	-8.88	-7.09	-11.38	-11.56	-11.53	1.63
Elemento	1340	1341	1343	1344	1345	1346	1347	1348	1349
P (ton)	-2.97	-3.50	-1.78	-2.32	-2.97	-1.20	-1.01	0.60	0.84
Elemento	1350	1351	1352	1353	1354	1428	1429	1430	1431
P (ton)	1.87	2.93	4.41	5.67	4.91	-2.47	-2.99	-3.42	-3.79
Elemento	1432	1433	1434	1435	1465	1466	1467	1468	1469
P (ton)	-3.58	-1.81	-1.38	-2.44	10.58	10.19	7.99	6.55	3.74
Elemento	1470	1471	1472	1473	1474	1475	1511	1512	1513
P (ton)	3.4818	4.2251	5.7956	7.5852	8.1544	9.4917	11.884	10.233	8.9326

Elemento	1514	1515	1516	1517	1518	1519	1520	1521	1522
P (ton)	6.19	4.37	2.01	1.43	1.95	1.98	3.61	3.62	6.12
Elemento	1523	1565	1566	1567	1568	1569	1570	1571	1572
P (ton)	7.27	-2.77	-2.31	-1.84	-1.09	-1.65	-3.36	-5.19	-7.00
Elemento	1573	1574	1575	1576	1577	1578	1579	1626	1627
P (ton)	-7.51	-9.65	-10.22	-12.23	-12.83	-14.42	-19.99	-17.12	-14.84
Elemento	1628	1629	1630	1631	1632	1633	1634	1635	1636
P (ton)	-11.11	-6.99	-5.19	-6.09	-8.21	-9.37	-10.38	-10.55	-10.73
Elemento	1637	1638	1639	1640	1641				
P (ton)	-9.99	-10.28	-9.36	-5.36	-2.48				

En los elementos de la estructura, debido a la geometría en arco, se mantienen las fuerzas en compresión, así en el elemento 1579, existe una fuerza a compresión de 19.99 T

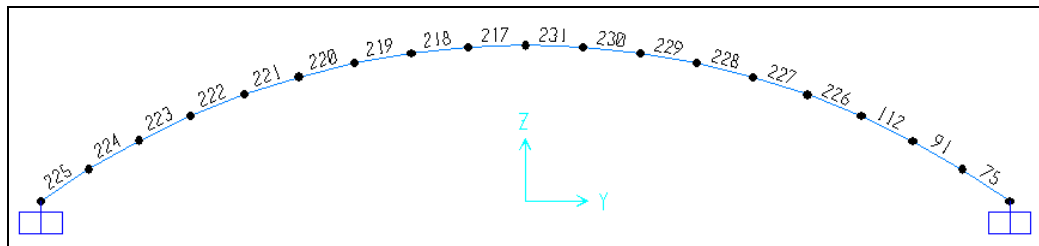


Figura 7.21 Identificación de elementos del arco N° 1 Modelo 4

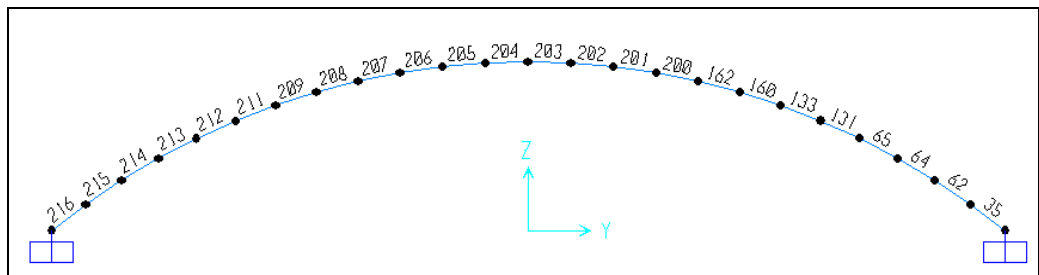


Figura 7.22 Identificación de elementos del arco N° 1 Modelo 4

Tabla 7.25 Fuerzas axiales en Arcos Modelo 4

Estructura	Frame Text	P Ton
Arco 2	204	-54.68
	205	-54.71
	206	-54.92
	207	-54.99
	208	-55.44
	209	-55.55
	211	-56.46
	212	-56.58
	213	-57.26
	214	-57.27
	215	-57.09
	216	-56.76

Estructura	Frame Text	P Ton
Arco 1	217	-47.04
	218	-47.76
	219	-49.27
	220	-51.62
	221	-54.66
	222	-58.15
	223	-60.25
	224	-62.30
	225	-62.03

Las fuerzas de compresión en los arcos, se mantienen de manera uniforme, a lo largo de su longitud en los dos casos.

Tabla 7.26 Resumen Momentos en Arcos Modelo 4

Estructura	Frame Text	M2 Ton-m	M3 Ton-m
Arco 2	204	0.00	5.49
	205	-0.04	4.49
	206	-0.04	4.44
	207	0.17	2.00
	208	0.17	1.89
	209	-0.05	-1.74
	211	0.07	-5.57
	212	0.07	-5.59
	213	0.04	-6.64
	214	0.06	-6.63
	215	-0.15	-3.77
	216	-0.03	12.61

Estructura	Frame Text	M2 Ton-m	M3 Ton-m
Arco 1	217	0.45	9.33
	218	0.25	8.65
	219	0.01	5.97
	220	-0.44	-2.78
	221	-0.16	-7.49
	222	-0.03	-10.09
	223	-0.03	-10.59
	224	0.03	-8.21
	225	0.00	19.38

Los momentos desarrollados tienen valores máximos de 12.61T-m y 19.38 T-m, en el otro sentido los valores son relativamente bajos, ya que las cargas están en cierta forma equilibradas.

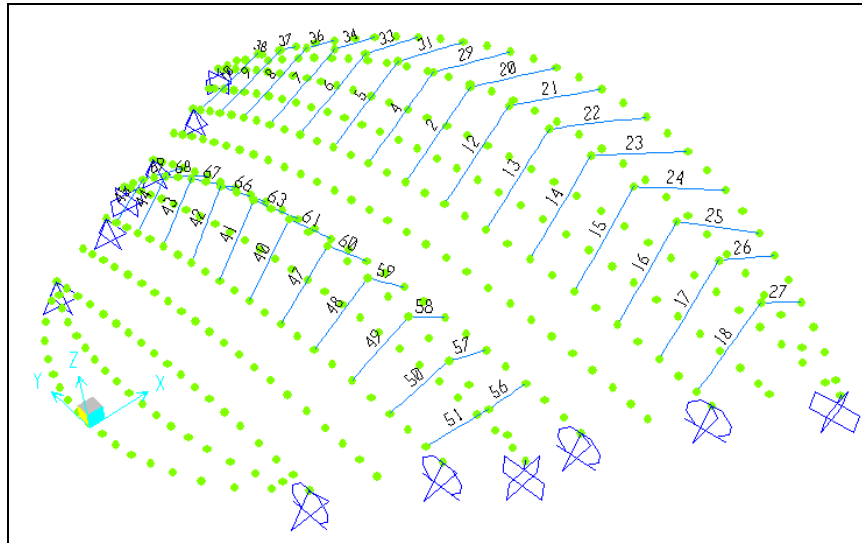


Figura 7.23 Identificación de elementos tipo cables en el Modelo 4

Tabla 7.27 Fuerzas axiales en Cables Modelo 4

Estructura	Frame Text	P Ton	Estructura	Frame Text	P Ton	
Cables Arco N° 1	2	4.75	Cables Arco N° 2	40	4.78	
	12	4.78		47	4.85	
	13	4.81		48	5.04	
	14	4.84		49	5.23	
	15	4.69		50	4.25	
	16	4.30		51	0.43	
	17	3.45		56	0.41	
	18	2.95		57	3.78	
	20	3.97		58	4.54	
	21	3.99		59	4.26	
	22	4.00		60	4.09	
	23	4.14		61	4.06	
	24	4.21				
	25	4.26				



	26	3.26
	27	3.46

Las fuerzas de tensión desarrolladas en los cables, presentan valores uniformes, salvo el caso de los cables N° 51 y N° 56, los cuales presentan valores bajos

7.5.6.2 REACCIONES

Tabla 7.28 Resumen reacciones en apoyos estructura de cubierta Modelo 4

Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	Ton	Ton	Ton
487	DEAD	4.89	-7.25	3.76
487	LIVE	6.54	-10.03	5.00
487	TEMP	-9.53	-4.86	-0.33
490	DEAD	-5.48	-3.43	0.94
490	LIVE	-7.29	-3.63	1.04
490	TEMP	9.36	3.03	0.49
517	DEAD	0.88	0.00	0.96
517	LIVE	1.47	0.00	1.38
517	TEMP	-1.31	0.00	-0.23
523	DEAD	-5.02	0.00	-0.74
523	LIVE	-6.49	0.00	-0.92
523	TEMP	1.63	0.00	0.47
529	DEAD	-4.03	0.00	0.55
529	LIVE	-5.81	0.00	0.59
529	TEMP	7.85	0.00	0.67
571	DEAD	-0.39	6.51	-1.56
571	LIVE	-0.77	8.33	-2.01
571	TEMP	1.32	0.88	0.23
589	DEAD	0.24	4.28	-0.50
589	LIVE	0.28	5.35	-0.53
589	TEMP	-2.57	0.95	-0.82
593	DEAD	9.05	0.00	2.33
593	LIVE	12.17	0.00	3.00
593	TEMP	-6.65	0.00	-1.24

Las reacciones en los apoyos auxiliares de la estructura, presentan valores considerables en el sentido X e Y, como es el caso de los apoyos N° 487 y 593, siendo las reacciones verticales relativamente bajas.

Tabla 7.29 Resumen reacciones en apoyos de Arcos principales Modelo 4



	Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Arco Nº 1	313	DEAD	-0.023	-16.16	9.61	6.99	-0.089	-0.115
	313	LIVE	0.016	-19.39	11.25	8.67	-0.109	-0.162
	313	TEMP	-0.052	0.56	-0.74	1.34	0.018	0.048
	341	DEAD	-0.041	16.35	9.19	-8.11	-0.108	0.138
	341	LIVE	0.004	19.64	10.77	-9.99	-0.122	0.180
	341	TEMP	-0.067	-0.60	-0.62	-0.91	-0.008	-0.020
Arco Nº 2	351	DEAD	-0.062	17.31	9.04	-9.73	-0.056	0.060
	351	LIVE	-0.077	20.17	9.85	-12.79	-0.069	0.070
	351	TEMP	0.003	2.39	1.11	-2.30	0.008	-0.010
	318	DEAD	-0.025	-17.62	8.86	11.21	0.000	0.012
	318	LIVE	-0.035	-20.45	9.56	14.64	0.005	0.027
	318	TEMP	0.019	-2.36	1.00	2.71	0.021	0.021

Los valores de las reacciones en los apoyos de los arcos, son prácticamente similares, debiendo tomarse en cuenta las componentes horizontales para la revisión de cizallamiento.

7.5.6.3 DEFORMACIONES

Tabla 7.30 Resumen desplazamientos Estructura 4

Joint	Case	Type	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	M
192	DEAD	NonStatic	0.00514	-0.00386	-0.034394
192	LIVE	LinStatic	0.007463	-0.004897	-0.04888
192	TEMP	LinStatic	0.001944	-0.000468	0.004312
192	SISMOX	LinStatic	-0.000416	0.00005	0.001272
192	SISMOY	LinStatic	-0.000024	-0.000666	-0.000042
192	VIENTO1	LinStatic	-0.003751	0.002143	0.022902

La deflexión de ésta estructura es de 8.4cm, la cual está bajo el valor de la deformación máxima.



7.5.4.4 ANÁLISIS DINÁMICO

Las fuerzas generadas en los arcos mediante este análisis, presentan valores relativamente bajos, así, tenemos en el arco menor $0.179T$ y $-0.173T$, mientras que en el arco superior, 0.46 y $-0.47T$, teniendo en cuenta que en el análisis estático equivalente se tenían fuerzas de $\pm 0.53T$.

CAPÍTULO VIII

DISEÑO

RESUMEN

En este capítulo se hace una revisión de los resultados de diseño de los elementos estructurales básicos de las estructuras, comparando los resultados de los elementos críticos con la ayuda de hojas de cálculo elaboradas en base de los códigos de diseño aplicables a los diferentes materiales.





8.5 ESTRUCTURA 1 CERCHAS EN ARCO SENTIDO Y-Y

8.5.1 COMPROBACIÓN RESULTADOS DE DISEÑO EN BARRAS

Elemento crítico cercha N° 5

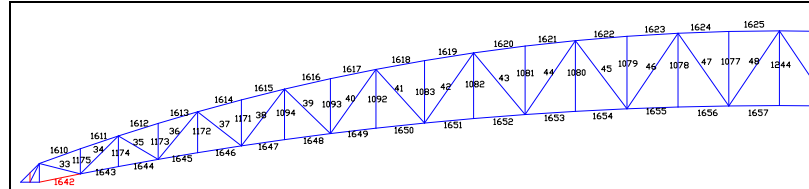


Figura 8.1 Ubicación elemento Critico cercha N° 5 en Estructura 1

Hoja de resultados programa SAP2000 Elemento N° 1642 Estructura 1

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK		Units Kgf, cm, C	
Combo	: DSTL2		
Units	: Kgf, cm, C		
Frame	: 1642	Design Sect:	TR150X120X4
X Mid	: 2300.000	Design Type:	Brace
Y Mid	: -1920.344	Frame Type:	Moment Resisting Frame
Z Mid	: 11.138	Sect Class:	Non-Compact
Length	: 111.559	Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000
Area	: 20.960	SMajor	: 93.680
IMajor	: 702.598	SMInor	: 82.917
IMInor	: 497.502	ZMajor	: 110.400
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 94.688
rMajor	: 5.790	AVMajor	: 12.000
rMinor	: 4.872	AVMinor	: 9.600
E	: 2038901.916	Fy	: 2531.051
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Pu	Mu33	Mu22
0.000	-33161.532	-29915.543	6835.293
			Uu2
			-301.965
			Uu3
			73.831
			Tu
			583.251
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO			
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio
(H1-1a)	0.894	= 0.756	+ 0.106
			+ 0.032
			Ratio Limit
			0.950
			Status Check
			OK
AXIAL FORCE DESIGN			
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-33161.532	43865.499	47745.740
MOMENT DESIGN			
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor
Major Moment	-29915.543	251503.417	0.566
Minor Moment	6835.293	187615.596	0.518
			B1 Factor
			1.000
			B2 Factor
			1.000
			K Factor
			1.000
			L Factor
			1.000
			Cb Factor
			1.786
SHEAR DESIGN			
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio
Major Shear	301.965	16401.208	0.018
Minor Shear	73.831	13120.967	0.006
			Status Check
			OK
			Tu Torsion
			0.000

Figura 8.2 Hoja de resultados SAP2000 para el elemento 1642 EST 1



Hoja de Cálculo para comprobación de resultados Elemento 1642 Estructura 1

Tabla 8.1 Datos de la sección

DATOS				
PERFIL	T150X120X4			
	INGLES		CGS	
$P=$	70.55	KIPS	32068.648	Kg
$M=$	25.91	K-in	29915.543	Kg-cm
$L=$	43.92	In	111.559	Cm
$r_{min}=$	1.92	In	4.872	Cm
$r_{max}=$	2.28	In	5.79	
$K=$	1.00		1.00	
$E=$	28939.20	KSI	2038901.916	kg/cm ²
$F_y=$	35.92	KSI	2531.051	kg/cm ²
$F_r=$	16.50	KSI	1162.502325	kg/cm ²
$G=$	11200.00	KSI	789092.4873	kg/cm ²
$A=$	3.25	in ²	20.96	cm ²
$I_{max}=$	16.88	in ⁴	702.598	cm ⁴
$I_{min}=$	11.95	in ⁴	497.502	cm ⁴
$J=$	21.04	in ⁴	875.811	cm ⁴
$S_{min}=$	5.06	in ³	82.917	cm ³
$S_{max}=$	5.72	in ³	93.68	cm ³
$Z_{min}=$	5.78	in ³	94.688	cm ³
$Z_{max}=$	6.74	in ³	110.408	cm ³

Tabla 8.2 Verificación de la compacidad

VERIFICACION DE LA COMPACIDAD			
Para las alas		Para el alma	
$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} =$	31.79	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} =$	68.69
$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y - 10}} =$	46.78	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} =$	161.78
$\lambda = b/t \leq \lambda_r$		$\lambda = h/t_w \leq \lambda_r$	
λ_r	λ	λ_r	λ
46.78	> 28	68.69	> 34.5
sección compacta		sección compacta	

Tabla 8.3 Verificación Diseño a compresión

**VERIFICACIÓN DISEÑO A COMPRESIÓN**

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.26 \quad \text{pandeo inelástico}$$

Cuando $\lambda_c < 1.5$ pandeo inelástico
 Cuando $\lambda_c > 1.5$ pandeo elástico

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

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] * F_y, \text{ para } \lambda_c > 1.5$$

$$F_{cr} = 34.95 \text{ KSI} \qquad 2462.14 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$P_n = 113.53 \text{ K} \qquad 51606.52 \text{ Kg}$$

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

$$P_u = 96.50 \text{ K} \qquad 43865.54 \text{ Kg}$$

$$70.55 \text{ K} < 96.50 \text{ K} \quad \text{cumple}$$

Tabla 8.4 Verificación Diseño a flexión**VERIFICACIÓN DISEÑO A FLEXION**

Si la sección es compacta:

$$M_n = M_p \leq 1.5 M_y$$

$$M_p = F_y \cdot Z_{\max} = 242.04 \text{ K-in} \qquad 279448.28 \text{ Kg-cm}$$

$$M_y = F_y \cdot S_{\max} = 205.37 \text{ K-in} \qquad 237108.86 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 242.04 \text{ K-in} \qquad 279448.28 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = 217.84 \text{ K-in} \qquad 251503.45 \text{ Kg-cm}$$

$$25.91 \text{ K-in} < 217.84 \text{ K-in} \qquad \text{Cumple}$$

8.5.2 DISEÑO DE APOYOS**Tabla 8. 5** valores críticos de reacciones en junta N° 211

Tipo	X	Y	Z
DEAD	4.88	-8.29	5.73
TEMP	-8.99	3.82	-1.83
LIVE	5.01	-8.65	5.61

Determinación del espesor de la placa base

Tabla 8.6 Calculo del espesor de la placa base **Parte1**

DISEÑO PLACAS DE APOYO

PM = 5.73 kips
 PT = 1.83 kips
 PV = 5.61 kips
 $f'c = 4$ ksi
 $f_y = 36$ ksi
 $N_c = 19.69$ in
 $B_c = 11.81$ in
 $B = 11.81$ in
 $N = 15.75$ in
 $bf = 11.81$ in
 $d = 13.78$ in
 $n = 1.3$ in
 $m = 1.2$ in

$U = 1.2DL + 1.6LL$

$P_{Udato} = 18.0$ kips
 $A_2 = 232.5$ in²
 $A_{1dato} = 186.0$ in²
 $\phi_c = 0.6$

$P_u = \phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'c * A_1)$

$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'c}$ o $A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'c \sqrt{A_2/A_1}}$

$A_2/A_1 = 1.25$ $(A_2/A_1)^5 = 1.12$

$A_1 = 7.913$ in² **Caso 2**
 $A_{1dato} > A_{1calc}$ **ok**

Tabla 8.7 Calculo del espesor de la placa base **Parte 2**



Espesor de la Placa

$$\phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'_c * A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$P_{u \text{ resis}} = 424,2 \text{ kips}$$

$$X = \left[\frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c * P_p}$$

$$X = 0,04$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} =$$

$$\lambda = 0,208$$

$$\lambda = 0,208$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d * bf}}{4}$$

$$\lambda n' = 0,66 \text{ in}$$

$$l = \text{máx}(m, n, \lambda n')$$

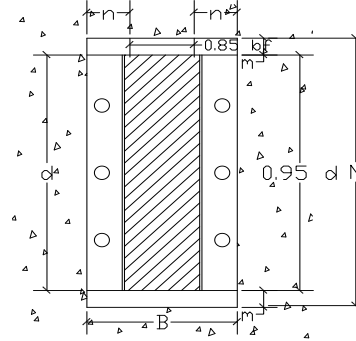
$$l = 1,33 \text{ in}$$

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * F_y * BN}}$$

$$t_{req} = 0,10 \text{ in}$$

**Tabla 8.7** Determinación del número de pernos para los apoyos

Número de Pernos de anclaje ángulo		
	X	Y
PM =	4.88	8.29 kips
PT =	8.99	3.82 kips
PV =	5.01	8.65 kips
fy =	50 ksi	
fu =	65 ksi	
ϕ_{per} =	0.75 in	
ϕ_{agu} =	0.88 in	
ϕ =	0.75	
$P_{u\ dato}$ =	24.66	28.37 kips
datos ángulo		
L1 =	6.0 in	
L2 =	4.0 in	
t =	0.50 in	
A =	4.75 in ²	
L =	0.0	
A_{trans} =	0.375	in ²
$P_{u\ perno} = \phi * A_{trans} * F_y$		
$P_{u\ perno}$ =	14.063	kips
	1.75 pernos	2.02 pernos
	2 pernos	# pern Y = 3 pernos

**Tabla 8.8** Revisión cizallamiento y tensión sentido X en junta Parte 1



Revisión cizallamiento y tensión en anclaje de ángulo sentido X		
PM =	4.88 kips	1.5
PT =	8.99 kips	2.5
PV =	5.01 kips	
fy =	36 ksi	
fu =	50 ksi	
ϕ_{per} =	0.75 in	
ϕ_{agu} =	0.88 in	
ϕ =	0.75	
$P_{u\ dato}$ =	24.66	
datos ángulo		
L1 =	4.0 in	
L2 =	4.0 in	
t =	0.24 in	
A =	1.83 in ²	
x =	1.09 in	
L =	9.2	
		Ag = 3.26
A_{gv} =	1.63 in ²	Area gruesa a cortante
A_{gt} =	2.17 in ²	Area gruesa a tensión
A_{nv} =	1.32 in ²	Area neta a cortante
A_{nt} =	1.76 in ²	Area neta a tensión
$F_u * A_{nt}$ =	87.99 kips	
$0,6 * F_u * A_{nv}$ =	39.60 kips	
$F_u * A_{nt}$ =	87.99	
Si		
Caso 1		
$F_u * A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}$	Fluencia por cortante y Fractura por tensión	
$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] =$		
Caso 2		
$0.6 F_u * A_{nv} > F_u * A_{nt}$	Fluencia por tensión y fractura por cortante	
$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] =$		
$\phi R_n =$	92.40 kips	caso 1

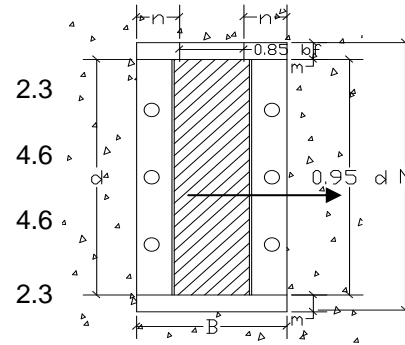


Tabla 8.8 Revisión cizallamiento en junta Parte 2



Resistencia por tensión del ángulo

$$a) \quad P_u = \phi_t F_y A_g = 105.62 \text{ kips}$$

b)

$$A_n = 3.05$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 0.88$$

$$A_e = UA_n = 2.69$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 121.15 \text{ kips}$$

P_u = menor valor de ϕR_n o P_u

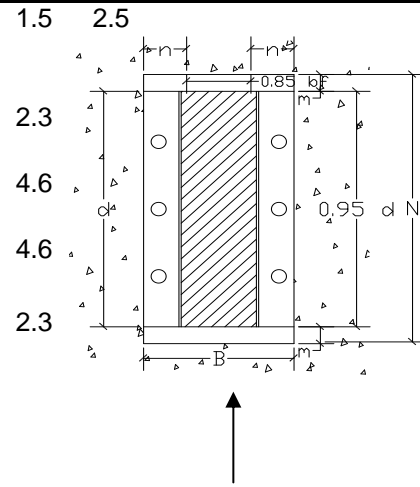
$$P_{u \text{ calc}} = 92.40 \text{ kips}$$

$$P_{u \text{ calc}} > P_{u \text{ dato}} \quad \text{resiste}$$



Tabla 8.9 Revisión cizallamiento sentido Y en junta Parte 1

Revisión cizallamiento y tensión en anclaje de ángulo sentido Y		
PM =	8.29 kips	1.5 2.5
PT =	3.82 kips	
PV =	8.65 kips	
fy =	36 ksi	2.3
fu =	50 ksi	4.6
ϕ_{per} =	0.75 in	4.6
ϕ_{agu} =	0.88 in	2.3
ϕ =	0.75	
P_u dato =	28.37	
datos ángulo		
L1 =	4.0 in	
L2 =	4.0 in	
t =	0.24 in	
A =	1.86 in ²	
x =	1.09 in	
L =	9.2	
	$A_{gv} = 2.76 \text{ in}^2$	Area gruesa a cortante
	$A_{gt} = 0.36 \text{ in}^2$	Area gruesa a tensión
	$A_{nv} = 2.24 \text{ in}^2$	Area neta a cortante
	$A_{nt} = 0.26 \text{ in}^2$	Area neta a tensión
	$F_u * A_{nt} = 12.75 \text{ kips}$	
	$0.6 * F_u * A_{nv} = 67.05 \text{ kips}$	
	$F_u * A_{nt} = 12.75$	
Si		
Caso 1		
	$F_u * A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}$	Fluencia por cortante y Fractura por tensión
	$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] =$	
Caso 2		
	$0.6 F_u * A_{nv} > F_u * A_{nt}$	Fluencia por tensión y fractura por cortante
	$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] =$	
$\phi R_n =$	60.01	caso 2



**Tabla 8.9** Revisión cizallamiento sentido Y en junta parte 2

Resistencia por tensión del ángulo			
a)	$P_u = \phi_t F_y A_g =$	60.34	kips
b)	$A_n =$	1.65	
	$U = 1 - \frac{x}{L} =$	0.88	
	$A_e = UA_n =$	1.46	
	$P_u = \phi_t F_u A_e =$	65.56	kips
Pu = menor valor de ϕR_n o Pu			
	$P_{u \text{ calc}} =$	60.01	kips
	$P_{u \text{ calc}} >$	$P_{u \text{ dato}}$	resiste

8.6 ESTRUCTURA 2 CERCHAS EN EL SENTIDO X – X

8.6.1 COMPROBACIÓN RESULTADOS DE DISEÑO EN BARRAS

Elemento N ° 902 ESTRUCTURA 2

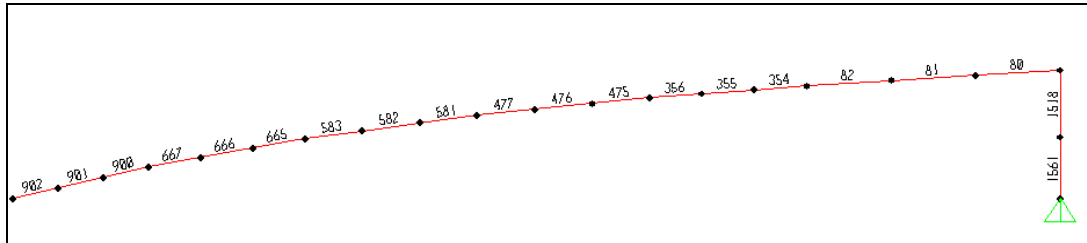


Figura 8.3 Ubicación de elemento crítico en estructura 2

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK								
Units: Kgf, cm, C								
Combo : ENVOLVENTE								
Units : Kgf, cm, C								
Frame : 902	Design Sect: TR150X120X4							
X Mid : 1212.461	Design Type: Brace							
Y Mid : -0.034	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : 1001.190	Sect Class : Non-Compact							
Length : 134.476	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 134.476	RLLF : 1.000							
Area : 20.960	SMajor : 93.680	rMajor : 5.790	AUMajor: 12.000					
IMajor : 702.598	SMinor : 82.917	rMinor : 4.872	AUMinor: 9.600					
IMinor : 497.502	ZMajor : 110.408	E : 2038901.916						
Ixy : 0.000	ZMinor : 94.688	Fy : 2531.051						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu		
134.476	-23562.535	-13347.968	334.268	59.612	-4.163	-50.368		
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation (H1-1a)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
	0.593	= 0.544	+ 0.047	+ 0.002	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity					
Axial	-23562.535	43320.350	47745.740					
MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	-13347.968	251503.417	0.850	1.000	1.000	1.000	1.000	1.238
Minor Moment	334.268	187615.596	0.830	1.000	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN								
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	59.612	16401.208	0.004	OK	0.000			
Minor Shear	4.163	13120.967	0.000	OK	0.000			

Figura 8.4 Hoja de resultados SAP2000 para el elemento 902 Estructura 2

Hoja de Cálculo para comprobación de resultados Elemento 902 Estructura

**Tabla 8.10** Verificación Diseño a compresión

VERIFICACIÓN DISEÑO A COMPRESIÓN			
$\lambda c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} =$	0.26	pandeo inelástico	
Cuando $\lambda c < 1.5$		pandeo inelástico	
Cuando $\lambda c > 1.5$		pandeo elástico	
$F_{cr} = (0.658^{\lambda c^2}) * F_y, para \lambda c < 1.5$			
$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda c^2} \right] * F_y, para \lambda c > 1.5$			
$F_{cr} =$	34.95 KSI	2431.55 kg/cm ²	
$P_n = A_g * F_{cr}$			
$P_n =$	112.12 K	50965.19 Kg	
$P_u = \phi_c * A_g * F_{cr}$			
$P_u =$	96.50 K	43320.41 Kg	
51.84 K	<	96.50 K	Cumple

Tabla 8.11 Verificación Diseño a Flexión

VERIFICACIÓN DISEÑO A FLEXION			
Si la sección es compacta:	$M_n = M_p \leq 1.5 M_y$		
$M_p = F_y \cdot Z_{max} =$	242.04 K-in	279448.28 Kg-cm	
$M_y = F_y \cdot S_{max} =$	205.37 K-in	237108.86 Kg-cm	
$M_n =$	242.04 K-in	279448.28 Kg-cm	
$M_u =$	217.84 K-in	251503.45 Kg-cm	
25.91 K-in	<	217.84K-in	Cumple

8.6.2 DISEÑO DE APOYOS

Tabla 8.12 Valores críticos de reacciones en junta N° 1489

Nudo	Carga	X	Y	Z
1489	DEAD	-7.19	9.80	6.58
1489	LIVE	-6.52	10.24	7.64
1489	TEMP	-0.67	-4.57	0.37

Tabla 8.12 Determinación del espesor de la placa de apoyo Parte 1

DISEÑO PLACAS DE APOYO

PM = 6.58 kips
 PT = 0.37 kips
 PV = 7.64 kips
 $f'c = 4$ ksi
 $f_y = 36$ ksi
 $N_c = 19.69$ in
 $B_c = 11.81$ in
 $B = 11.81$ in
 $N = 15.75$ in
 $bf = 11.81$ in
 $d = 13.78$ in
 $n = 1.3$ in
 $m = 1.2$ in

$P_{Udato} = 20.6$ kips
 $A_2 = 232.5$ in²
 $A_{1dato} = 186.0$ in²
 $\phi_c = 0.6$

$P_u = \phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'c * A_1)$

$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'c}$ o $A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'c * \sqrt{A_2/A_1}}$

$A_2/A_1 = 1.25$ $(A_2/A_1)^5 = 1.12$

$A_1 = 9.016$ in² Caso 2

The diagram shows a cross-section of a support plate. It features a central shaded rectangular area representing the plate. Dimensions are indicated on all sides: vertical dimensions of 50, 30, 30, 30, 40, 30, and 35; horizontal dimensions of 0.85, 0.95, n, m, and B. A width dimension bf is also shown.

Tabla 8.12 Determinación del espesor de la placa de apoyo Parte 2



Espesor de la Placa

$$\phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'_c * A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$P_{u \text{ resis}} = 424,2 \text{ kips}$$

$$X = \left[\frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c * P_p}$$

$$X = 0,05$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} =$$

$$\lambda = 0,222$$

$$\lambda = 0,222$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d * bf}}{4}$$

$$\lambda n' = 0,71 \text{ in}$$

$$l = \text{máx}(m, n, \lambda n')$$

$$l = 1,33 \text{ in}$$

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * F_y * BN}}$$

$$t_{req} = 0,11 \text{ in}$$

Tabla 8.13 Determinación del Número de pernos para los apoyos



Número de Pernos de anclaje ángulo		
	X	Y
PM =	7.19	9.8 kips
PT =	0.67	4.57 kips
PV =	6.52	10.24 kips
fy =	50 ksi	
fu =	65 ksi	
φ per =	0.75 in	
φ agu =	0.88 in	
φ =	0.75	
P _{u dato} =	19.86	33.63 kips
datos ángulo		
L1 =	6.0 in	
L2 =	4.0 in	
t =	0.50 in	
A =	4.75 in ²	
L =	0.0	
A _{trans} =	0.375	in ²
$P_{u \text{ perno}} = \phi * A_{trans} * F_y$		
P _{u perno} =	14.063	kips
	Sentido X	Sentido Y
	1.41 pernos	2.39 pernos
# pern X =	2 pernos	# pern Y = 3 pernos

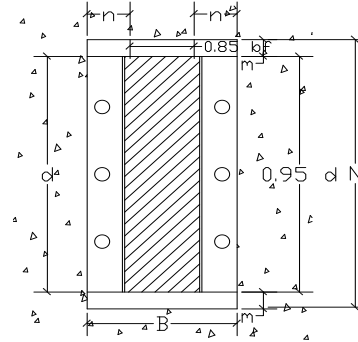


Tabla 8.14 Revisión cizallamiento y tensión sentido X en junta Parte 1



Resistencia por tensión	
a)	$P_u = \phi_t F_y A_g = 105.62 \text{ kips}$
b)	$A_n = 3.05$
	$U = 1 - \frac{x}{L} = 0.88$
	$A_e = UA_n = 2.69$
	$P_u = \phi_t F_u A_e = 121.15 \text{ kips}$
Pu = menor valor de ϕR_n o Pu	
	$P_{u \text{ calc}} = 92.40 \text{ kips}$
	$P_{u \text{ calc}} > P_{u \text{ dato}} \text{ resiste}$

Tabla 8.15 Revisión cizallamiento y tensión sentido Y en junta Parte 1

Revisión cizallamiento y tensión en anclaje de ángulo sentido Y		
PM =	9.80 kips	1.5 2.5
PT =	4.75 kips	
PV =	10.24 kips	
fy =	36 ksi	
fu =	50 ksi	
$\phi_{per} =$	0.75 in	
$\phi_{agu} =$	0.88 in	
$\phi =$	0.75	
$P_{u \text{ dato}} =$	33.84	
datos ángulo		
L1 =	4.0 in	
L2 =	4.0 in	
t =	0.24 in	
A =	1.86 in ²	
x =	1.09 in	
L =	9.2	
$A_{gv} =$	2.76 in ²	Area gruesa a cortante
$A_{gt} =$	0.36 in ²	Area gruesa a tensión
$A_{nv} =$	2.24 in ²	Area neta a cortante
$A_{nt} =$	0.26 in ²	Area neta a tensión
$F_u * A_{nt} =$	12.75 kips	
$0,6 * F_u * A_{nv} =$	67.05 kips	
$F_u * A_{nt} =$	12.75	

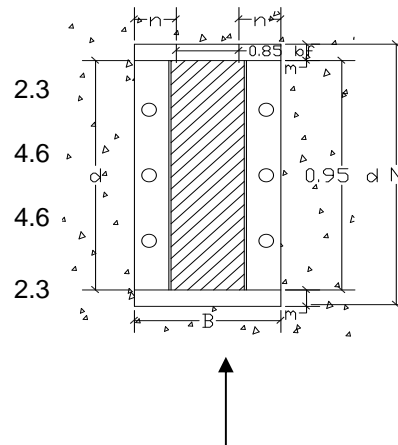


Tabla 8.15 Revisión cizallamiento y tensión sentido Y en junta Parte 2



Si

Caso 1

$$F_u * A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv} \quad \text{Fluencia por cortante y Fractura por tensión}$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] =$$

Caso 2

$$0.6 F_u * A_{nv} > F_u * A_{nt} \quad \text{Fluencia por tensión y fractura por cortante}$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] =$$

$$\phi R_n = 60,0075$$

Resistencia por tensión del ángulo

a) $P_u = \phi_t F_y A_g = 60,34 \text{ kips}$

b)

$$A_n = 1,65$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 0,88$$

$$A_e = U A_n = 1,46$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 65,56 \text{ kips}$$

$P_u =$ menor valor de ϕR_n o P_u

$$P_{u \text{ calc}} = 60,01 \text{ kips}$$

$$P_{u \text{ calc}} > P_{u \text{ dato}} \quad \text{resiste}$$

8.7 ESTRUCTURA 3 ESTÉREO ESTRUCTURA EN ALUMINIO

8.7.1 COMPROBACIÓN RESULTADOS DE DISEÑO DE BARRAS

Elemento N ° 908 ESTRUCTURA 3

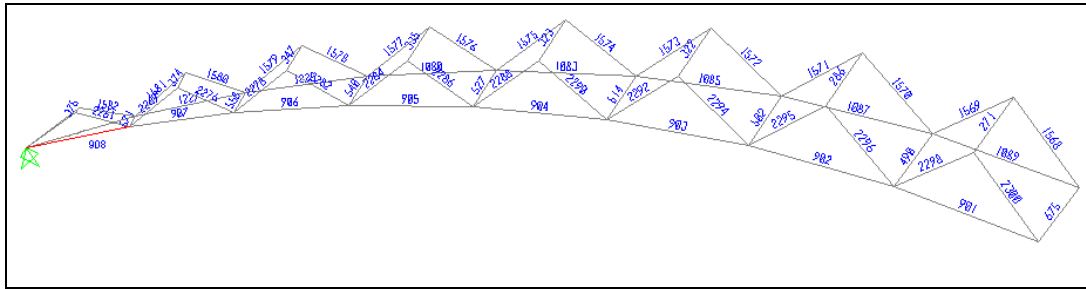


Figura 8.5 Ubicación de elemento crítico en la estructura 3

File		Units: Kip, in, F	
AA-ASD 2000 ALUMINUM SECTION CHECK			
Frame ID:	908	Station Loc:	45,704
Section ID:	T1N5X0.375		
Element Type:	Moment Resisting	Classification:	Non-Compact
Lateral Factor:	1,000	Use Lateral Factor:	No
Bridge-Structure:	No	Near-Weld Section:	No
Safety Factors:	Nu=1,950	Ny=1,650	Na=1,200
kt:	1,000		
L:	91,409		
A:	5,449	i22:	14,665
i33:	14,665	s22:	5,866
s33:	5,866	r22:	1,641
r33:	1,641		
Designation:	6061-T6 Wrought Alloy		
E:	10100,000	Fcy:	35,000
Fty:	35,000	Fsy:	20,000
Fy:	35,000	Ftu:	38,000
Fsu:	24,000		
Buckling Constants	Bc =39,365	Dc =0,246	Cc =65,673
Bp =45,043	Dp =0,301	Cp =61,395	
Bt =43,191	Dt =1,558	Ct =N/C	Bbr=66,762
Dbr=0,665	Cbr=66,951	Btb=64,787	Dtb=4,458
Ctb=55,435	Bs =25,837	Ds =0,131	Cs =81,062
K1c=0,350	K2c=2,270	K1b=0,500	K2b=2,040
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is	0,845 = 0,837 + 0,008 + 0,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS	P	M33	M22
Combo	DALM4	-60,036	0,423
			0,008
			2,312E-04
			-9,679E-04
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (4.1.1-1)	fa	Fa	Ft
Axial	Stress	Allowable	Allowable
	11,018	13,165	15,590

Figura 8.6 Hoja de resultados programa SAP2000 para elementos de aluminio



Hoja de Cálculo para comprobación de resultados elemento 908 EST 3

Tabla 8.17 Datos del tubo circular 5x0.375"

PERFIL	T5x0,375			
	INGLES		CGS	
$P=$	0,00	KIPS	27289,09	Kg
$M=$	0,42	K-in	486,943	Kg-cm
$L=$	91,41	in	232,178	Cm
$r_{min}=$	1,64	in	4,167	Cm
$r_{max}=$	1,64	in	4,167	Cm
$K=$	0,00		1	
$E=$	10100,00	KSI	711592,33	kg/cm ²
$F_{ty}=F_{cy}=F_y=$	35,00	KSI	2465,91	kg/cm ²
$F_{sy}=$	20,00	KSI	1409,09	kg/cm ²
$F_{tu}=$	38,00	KSI	2677,28	kg/cm ²
$F_{su}=$	24,00	KSI	1690,91	kg/cm ²
$A=$	5,45	in ²	35,15	cm ²
$I_{max}=$	14,66	in ⁴	610,39	cm ⁴
$I_{min}=$	14,66	in ⁴	610,39	cm ⁴
$S_{min}=$	5,87	in ³	96,12	cm ³
$S_{max}=$	5,87	in ³	96,12	cm ³
$Z_{min}=$	5,72	in ³	93,73	cm ³
$Z_{max}=$	9,28	in ³	152,13	cm ³
$K_{1c}=$	1,00			
$K_{2c}=$	2,27			
$n_y=$	1,65			
$n_u=$	1,95			

Tabla 8.18 Verificación diseño a compresión

**VERIFICACIÓN DISEÑO A COMPRESIÓN**

$$S_1 = 9,5$$

$$S_2 = 66,00$$

$$S = \frac{L}{r} = 55,72$$

Cuando $S \leq S_1$

$$F_c = \frac{F_{cy}}{k_c n_y} = 21,21 \text{ KSI}$$

Cuando $S_1 < S < S_2$

$$F_c = \frac{1}{n_u} \left(B_c - D_c \frac{L}{r} \right)$$

$$B_c = F_{cy} \left[1 + \left(\frac{F_{cy}}{1000} \right)^{1/2} \right] = 39,367$$

$$D_c = \frac{B_c}{20} \left(\frac{6B_c}{E} \right)^{1/2} = 0,246$$

$$F_c = 13,16 \text{ KSI}$$

60,04 kips < 71,71 kips Resiste

8.7.2 DISEÑO DE APOYOS

Tabla 8.19 Valores críticos de reacciones en junta N° 107

Nudo	Caso	F1	F2	F3
107	DEAD	8.29	-15.23	6.42
107	LIVE	9.83	-18.03	7.49
107	TEMP	-4.21	-17.53	8.57

Tabla 8.20 Determinación espesor placa base Parte 1

DISEÑO PLACAS DE APOYO

PM = 6.42 kips
 PT = 8.57 kips
 PV = 7.49 kips
 $f'c = 4$ ksi
 $f_y = 36$ ksi
 $N_c = 15.75$ in
 $B_c = 11.81$ in
 $N = 11.81$ in
 $B = 11.81$ in
 $bf = 7.87$ in
 $d = 7.87$ in
 $n = 2.2$ in
 $m = 2.8$ in

$U = 1.2DL + 1.6LL$

$P_{Udato} = 30.0$ kips
 $A_2 = 186.0$ in²
 $A_{1dato} = 139.5$ in²
 $\phi_c = 0.6$

$P_u = \phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'c * A_1)$

$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'c}$ o $A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'c * \sqrt{A_2/A_1}}$

$A_2/A_1 = 1.333$ $(A_2/A_1)^{0.5} = 1.15$

$A_1 = 12.72$ in² **Caso 2**

$A_{1dato} > A_{1calc}$ **ok**

Tabla 8.20 Determinación espesor placa base Parte 2



Espesor de la Placa

$$\phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'_c * A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$P_{u \text{ resis}} = 328.6 \text{ kips}$$

$$X = \left[\frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c * P_p}$$

$$X = 0.09$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} =$$

$$\lambda = 0.309$$

$$\lambda = 0.309$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d * bf}}{4}$$

$$\lambda n' = 0.61 \text{ in}$$

$$l = \text{máx}(m, n, \lambda n')$$

$$l = 2.76 \text{ in}$$

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * F_y * BN}}$$

$$t_{req} = 0.32 \text{ in}$$



Tabla 8.21 Cálculo del numero de pernos

Número de Pernos de anclaje		
	X	Y
PM =	8.29	15.23 kips
PT =	4.21	17.53 kips
PV =	9.83	18.03 kips
fy =	50	ksi
fu =	65	ksi
ϕ_{per} =	0.75	in
ϕ_{agu} =	0.88	in
ϕ =	0.75	
$P_{u \text{ dato}}$ =	30.73	68.16 kips
datos ángulo		
t =	0.50	in
A_{trans} =	0.375	in ²
$P_{u \text{ perno}} = \phi * A_{trans} * F_y$		
$P_{u \text{ perno}}$ =	14.063	kips
	Sentido X	Sentido Y
	2.19 pernos	4.85 pernos
	3 pernos	# pern Y = 5 pernos

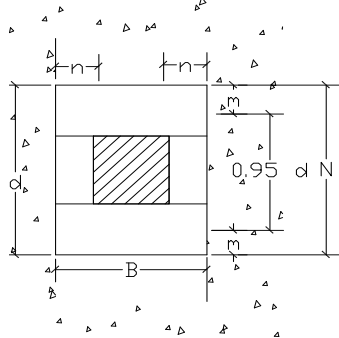


Tabla 8.22 Revisión cizallamiento y tensión sentido X en junta Parte 1



Revisión cizallamiento y tensión en apoyos sentido X		
PM =	8.29 kips	1.5 2.5
PT =	4.20 kips	
PV =	9.83 kips	
fy =	36 ksi	2.3
fu =	50 ksi	
φper =	0.75 in	4.6
φagu =	0.88 in	
φ =	0.75	4.6
P _{u dato} =	30.72	2.3
datos ángulo		
L1 =	4.0 in	
L2 =	4.0 in	
t =	0.50 in	Ag = 6.90
A =	3.75 in ²	
x =	1.18 in	
L =	9.2	
	A _{gv} = 3.45 in ²	Area gruesa a cortante
	A _{gt} = 4.60 in ²	Area gruesa a tensión
	A _{nv} = 2.79 in ²	Area neta a cortante
	A _{nt} = 3.73 in ²	Area neta a tensión
	F _u * A _{nt} = 186.25 kips	
	0,6 * F _u * A _{nv} = 83.81 kips	
	F _u * A _{nt} = 186.25	
	Si	
	Caso 1	
	F _u * A _{nt} ≥ 0.6 F _u A _{nv}	Fluencia por cortante y Fractura por tensión
	φR _n = φ [0.6 F _y A _{gv} + F _u A _{nt}] =	
	Caso 2	
	0.6 F _u * A _{nv} > F _u * A _{nt}	Fluencia por tensión y fractura por cortante
	φ R _n = φ [0.6 F _u A _{nv} + F _y A _{gt}] =	
	φR _n = 195.58 kips	caso 1

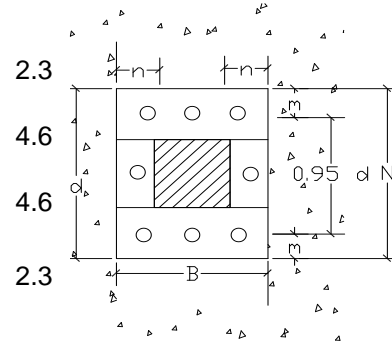


Tabla 8.22 Revisión cizallamiento y tensión sentido X en junta Parte 2



Resistencia por tensión del ángulo

$$a) \quad P_u = \phi_t F_y A_g = 223.56 \text{ kips}$$

b)

$$A_n = 6.46$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 0.87$$

$$A_e = UA_n = 5.63$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 253.41 \text{ kips}$$

P_u = menor valor de ϕR_n o P_u

$$P_{u \text{ calc}} = 195.58 \text{ kips}$$

$$P_{u \text{ calc}} > P_{u \text{ dato}} \quad \text{resiste}$$

Tabla 8.23 Revisión cizallamiento y tensión sentido Y en junta Parte 1

Revisión cizallamiento y tensión en anclaje de ángulo sentido Y			
PM =	15.23 kips	1.5	2.5
PT =	17.53 kips		
PV =	18.03 kips		
f_y =	36 ksi		
f_u =	50 ksi		
ϕ_{per} =	0.75 in		
ϕ_{agu} =	0.88 in		
ϕ =	0.75		
$P_{u \text{ dato}}$ =	68.16		
datos placa			
t =	0.50 in		
A =	3.75 in ²		
x =	1.18 in		
L =	10.5		
A_{gv} =	6.5625 in ²		Area gruesa a cortante
A_{gt} =	0.75 in ²		Area gruesa a tensión
A_{nv} =	5.47 in ²		Area neta a cortante
A_{nt} =	0.53 in ²		Area neta a tensión
$F_u * A_{nt}$ =	26.56 kips		
$0.6 * F_u * A_{nv}$ =	164.063 kips		
$F_u * A_{nt}$ =	26.5625		

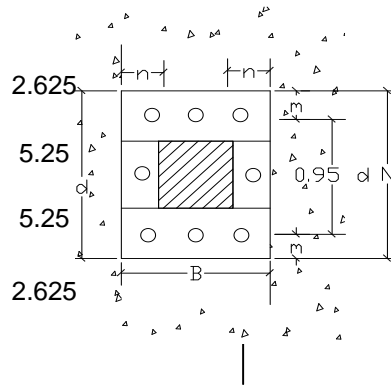


Tabla 8.23 Revisión cizallamiento y tensión sentido Y en junta Parte 2



Si

Caso 1

$$F_u * A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv} \quad \text{Fluencia por cortante y Fractura por tensión}$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] =$$

Caso 2

$$0.6 F_u * A_{nv} > F_u * A_{nt} \quad \text{Fluencia por tensión y fractura por cortante}$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] =$$

$$\phi R_n = 143.30 \quad \text{caso 2}$$

Resistencia por tensión del ángulo

$$a) \quad P_u = \phi_t F_y A_g = 121.50 \text{ kips}$$

b)

$$A_n = 3.31$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 0.89$$

$$A_e = U A_n = 2.94$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 132.26 \text{ kips}$$

P_u = menor valor de ϕR_n o P_u

$$P_{u \text{ calc}} = 132.26 \text{ kips}$$

$$P_{u \text{ calc}} > P_{u \text{ dato}} \quad \text{resiste}$$

8.8 ESTRUCTURA 4, CUBIERTA SOSTENIDA POR CABLES

8.8.1 COMPROBACIÓN RESULTADOS DE DISEÑO EN BARRAS

Elemento de arco N° 35 Estructura 4

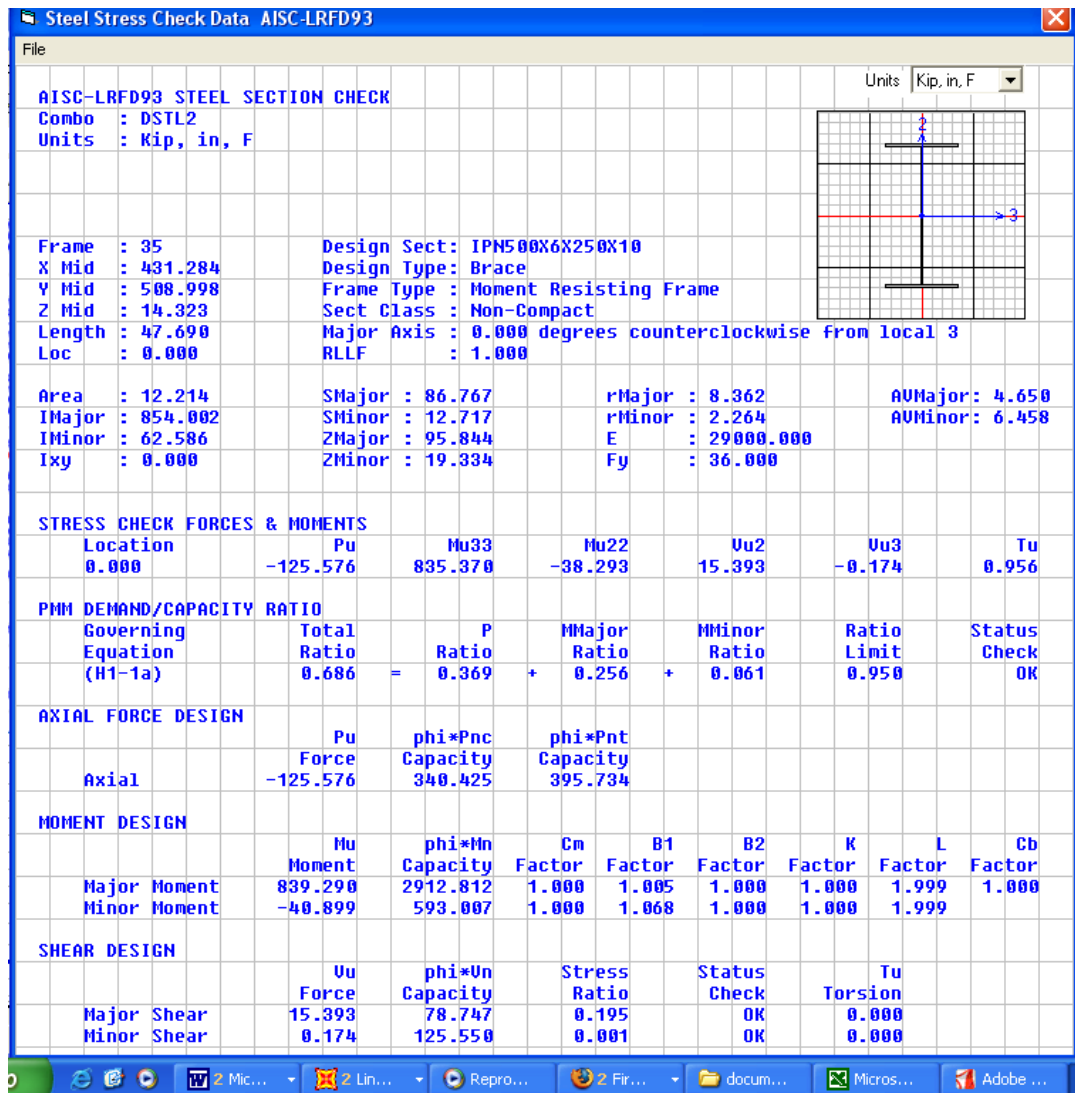


Figura 8.7 Hoja de resultados programa SAP2000 elemento N° 35 Estructura 4



Tabla 8.24 Datos del elemento N° 35 Estructura 4

DATOS				
PERFIL	I500x6x250x100			
P=	125,31	KIPS	56960,25	Kg
M=	837,53	K-in	966966,576	Kg-cm
L=	47,64	In	121	cm
r _y =	2,26	In	5,75	cm
r _x =	8,36	In	21,239	cm
K=	1		1	
E=	29000,00	KSI	2043185,90	kg/cm ²
F _y =	36,00	KSI	2536,37	kg/cm ²
F _r =	16,5	KSI	1162,50	kg/cm ²
G=	11200,00	KSI	789092,49	kg/cm ²
A=	12,21	in ²	78,8	cm ²
I _{xx} =	62,59	in ⁴	2605,031	cm ⁴
I _{yy} =	854,00	in ⁴	35546,267	cm ⁴
J=	23,30	in ⁴	969,977	cm ⁴
S _x =	12,72	in ³	208,402	cm ³
S _y =	86,77	in ³	1421,851	cm ³
Z _x =	19,33	in ³	316,82	cm ³
Z _y =	95,84	in ³	1570,6	cm ³

Tabla 8.25 Verificación de la Compacidad elemento N° 35

VERIFICACION DE LA COMPACIDAD	
En las alas	
$\lambda = b/t \leq \lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
$\lambda =$	12,5
	⇒ sección compacta
$\lambda_r =$	26,96
En el alma	
$\lambda = h/t_w \leq \lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
$\lambda =$	80,00
	⇒ sección no compacta
$\lambda_r =$	42,29

**Tabla 8.26** Verificación diseño a compresión

VERIFICACIÓN DISEÑO A COMPRESIÓN			
$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} =$	0,24		pandeo inelástico
Cuando $\lambda_c < 1.5$			pandeo inelástico
Cuando $\lambda_c > 1.5$			pandeo elástico
$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y, \text{ para } \lambda_c < 1.5$			
$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] * F_y, \text{ para } \lambda_c > 1.5$			
$F_{cr} =$	35,17 KSI		2477,92 kg/cm ²
$P_n = A_g * F_{cr}$			
$P_n =$	429,57 K		195260,39 Kg
$P_u = \phi_c * A_g * F_{cr}$			
$P_u =$	365,14 K		165971,33 Kg
125,31 K	<	365,14 K	Cumple



Tabla 8.27 Verificación diseño a flexión

VERIFICACIÓN DISEÑO A FLEXIÓN			
Para las alas		Para el alma	
$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} =$	10,79	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} =$	106,72
$\lambda_r = 0.83 \sqrt{\frac{E}{F_y - 10}} =$	27,72	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} =$	161,78
Si la sección es compacta:			
$M_n = M_p = M_y$			
$M_y = F_y \cdot Z_x =$	3450,38 K-in		3983620,69 Kg-cm
$M_n =$	5175,57 K-in		5975431,04 Kg-cm
$M_u =$	4368,18 K-in		5043263,80 Kg-cm
Si la sección es no compacta			
$M_n = M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_p$			
$M_r = (F_y - F_r) * S_x =$ 1691,95 K-in			
$M_n =$	3485,22 K-in		4023843,82 Kg-cm
$M_u =$	2912,25 K-in		
	837,53 K	<	2912,25 K Cumple

8.8.2 DISEÑO DE APOYOS

**Tabla 8.28** Resumen de Fuerzas en apoyo de Arco N° 1

Arco N° 1	Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1
	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m
	341	DEAD	-0.041	16.35	9.19	-8.11
	341	LIVE	0.004	19.64	10.77	-9.99
	341	TEMP	-0.067	-0.60	-0.62	-0.91

Tabla 8.29 Determinación espesor placa base Parte 1

DISEÑO PLACAS DE APOYO

PM = 8.86 kips
PT = 1 kips
PV = 9.56 kips
f'c = 4 ksi
fy = 36 ksi
Nc = 23.62 in
Bc = 17.72 in
B = 17.72 in
N = 23.62 in
bf = 9.84 in
d = 19.69 in
n = 2.5 in
m = 4.9 in

$U = 1.2DL + 1.6LL$

$P_{Udato} = 27.1$ kips
 $A_2 = 418.5$ in²
 $A_{1dato} = 418.5$ in²
 $\phi_c = 0.6$

$P_u = \phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'c * A_1)$

$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'c}$ o $A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'c * \sqrt{A_2/A_1}}$

$A_2/A_1 = 1$ $(A_2/A_1)^5 = 1.00$

$A_1 = 13.3$ in² **Caso 1**

$A_{1dato} > A_{1calc}$ **ok**

Tabla 8.29 Determinación espesor placa base Parte 2



Espesor de la Placa

$$\phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'_c * A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$P_{u \text{ resis}} = 853.7 \text{ kips}$$

$$X = \left[\frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c * P_p}$$

$$X = 0.03$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} =$$

$$\lambda = 0.169$$

$$\lambda = 0.169$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d * bf}}{4}$$

$$\lambda n' = 0.59 \text{ in}$$

$$l = \text{máx}(m, n, \lambda n')$$

$$l = 4.92 \text{ in}$$

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * F_y * BN}}$$

$$t_{req} = 0.31 \text{ in}$$

Tabla 8.30 Determinación del número de pernos



Número de Pernos de anclaje Arco 1		
	X	Y
PM =	0.041	16.35 kips
PT =	0.067	0.6 kips
PV =	0.004	19.64 kips
fy =	50	ksi
fu =	65	ksi
ϕ_{per} =	0.75	in
ϕ_{agu} =	0.88	in
ϕ =	0.75	
$P_{u\ dato}$ =	0.14	51.76 kips
datos placa		
t =	0.50	in
A_{trans} =	0.375	in ²
$P_{u\ perno} = \phi * A_{trans} * F_y$		
$P_{u\ perno}$ =	14.063	kips
	Sentido X	Sentido Y
	0.01 pernos	3.68 pernos
# pern X =	1 pernos	# pern Y = 4 pernos

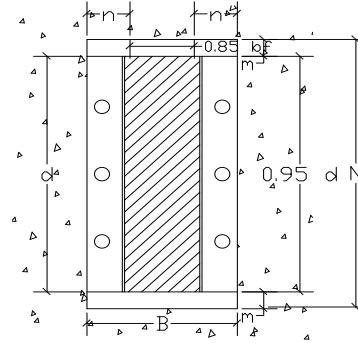


Tabla 8.31 Revisión de cizallamiento y tensión en placa Parte 1

Revisión cizallamiento y tensión en anclaje de ángulo sentido Y		
PM =	16.35 kips	1.5 2.5
PT =	0.60 kips	
PV =	19.64 kips	
fy =	36 ksi	
fu =	50 ksi	
φper =	0.75 in	
φagu =	0.88 in	
φ =	0.75	
P _{u dato} =	51.76	
datos placa		
L1 =	4.0 in	
L2 =	0.0 in	
t =	0.75 in	
A =	2.44 in ²	
x =	0.38 in	
L =	17.1	
	$A_{gv} = 15.9938 \text{ in}^2$ $A_{gt} = 1.125 \text{ in}^2$ $A_{nv} = 14.35 \text{ in}^2$ $A_{nt} = 0.80 \text{ in}^2$	Area gruesa a cortante Area gruesa a tensión Area neta a cortante Area neta a tensión
	$F_u * A_{nt} = 39.84 \text{ kips}$ $0.6 * F_u * A_{nv} = 430.594 \text{ kips}$ $F_u * A_{nt} = 39.8438$	
	Si	
	Caso 1	
	$F_u * A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}$	Fluencia por cortante y Fractura por tensión
	$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] =$	
	Caso 2	
	$0.6 F_u * A_{nv} > F_u * A_{nt}$	Fluencia por tensión y fractura por cortante
	$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] =$	
	$\phi R_n = 353.32$	

Tabla 8.31 Revisión de cizallamiento y tensión en placa Parte 2



Resistencia por tensión del ángulo

$$a) \quad P_u = \phi_t F_y A_g = 78.98 \text{ kips}$$

b)

$$A_n = 1.78$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 0.98$$

$$A_e = UA_n = 1.74$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 78.39 \text{ kips}$$

P_u = menor valor de ϕR_n o P_u

$$P_{u \text{ calc}} = 78.39 \text{ kips}$$

$$P_{u \text{ calc}} > P_{u \text{ dato}} \quad \text{resiste}$$



8.8.3 DISEÑO DE CABLES

Tabla 8.32 Resumen cargas últimas en cables

Estructura	Frame Text	P Ton
Cables Arco N° 1	2	4.75
	12	4.78
	13	4.81
	14	4.84
	15	4.69
	16	4.30
	17	3.45
	18	2.95
	20	3.97
	21	3.99
	22	4.00
	23	4.14
	24	4.21
	25	4.26
26	3.26	
27	3.46	

Estructura	Frame Text	P Ton
Cables Arco N° 2	40	4.78
	47	4.85
	48	5.04
	49	5.12
	50	4.25
	51	0.43
	56	0.41
	57	3.78
	58	4.54
	59	4.26
60	4.09	
61	4.06	

Para la determinación del diámetro necesario para resistir estas fuerzas los fabricantes recomiendan la utilización de Tablas con factores de seguridad según la finalidad del cable. Para este caso, se propone un factor de seguridad de 4 - 5, del que tomaremos el menor valor, con lo cual al multiplicarlo por el valor de tensión del elemento más crítico se obtiene una tensión de rotura de 20.48 T, la cual será resistida por un cable de 3/4", en configuración 6X7, cuyo esfuerzo de rotura es de 20,59 T.

En cuanto a los accesorios, se necesitarán de guardacables, templadores y grapas para complementar el trabajo de los cables.



CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RESUMEN

Como resultado de la modelación y diseño de las estructuras alternativas para la cubierta, se produjeron las siguientes conclusiones las cuales aparecen siguiendo el orden que se presentó en los capítulos, así se hace referencia al cálculo y aplicación de las cargas de viento, cargas sísmicas según el análisis estático equivalente y la alternativa dinámica, los parámetros de diseño de los elementos estructurales y la modelación de los elementos tipo cable.

.



9.1 CONCLUSIONES

- Las estructuras metálicas presentan una gran versatilidad en cuanto a las diferentes configuraciones que pueden adoptar con el fin de dar solución a un requerimiento arquitectónico, debido a que los materiales que lo constituyen tienen un comportamiento de tipo homogéneo, lo cual permite aprovechar sus características mecánicas bordeando su capacidad máxima.
- En lo referente al diseño de los elementos de acero, al utilizar el método LRFD, lo que se busca es aprovechar de mejor manera las características del material, rebasando el límite de elasticidad el material y ubicarse dentro del rango plástico, lo cual supone un cierto daño en los elementos y las consecuentes deformaciones que deben ser supervisadas, manteniéndolas por debajo de las máximas permitidas.
- Para el aluminio se realizó el diseño mediante esfuerzos admisibles, siguiendo los lineamientos de la Aluminum Association, obteniéndose resultados de deformaciones menores a los permitidos.
- Como consecuencia de la consideración de la carga temperatura como un estado de carga permanente, se obtuvieron fuerzas en los elementos así como reacciones en los apoyos importantes, debido a la variación de longitud en los elementos por los constantes cambios de temperatura en la zona de implantación,
- En cuanto a la aplicación de las cargas de viento, con la utilización de la normativa de cálculo presentada por el ASCE, el objetivo de ésta es eliminar varias incertidumbres presentes en el cálculo de estas fuerzas,



con lo cual nos acercamos a un comportamiento mas real de nuestros modelos, teniendo en cuenta su geometría, elevación y factores de tipo topográfico.

- La aplicación de las cargas sísmicas, mediante el análisis estático equivalente en este tipo de estructuras, dio como resultados esfuerzos y deformaciones mínimas, debido a la reducida masa que presentan estas estructuras, a pesar de que se obtuvieron coeficientes de cortante basal elevados, estas acciones fueron comprobados con el análisis dinámico descrito en el capítulo de análisis estructural, los cuales sirvieron para verificar estos resultados.
- En la determinación del material para la cubierta, se utilizó un panel metálico trapezoidal con aislante acústico, ya que los otros materiales, como es el caso del policarbonato o el acrílico, no nos brindan esta posibilidad; además constructivamente presentan una mayor facilidad en la construcción.
- En la mayor parte de los modelos, en los cuales se utilizó una configuración en arco, el cálculo de los apoyos estuvo regido por las reacciones laterales de los mismos, para lo cual hubo que revisar la tensión y el cizallamiento debido a las reacciones.
- De los modelos probados, el modelo de cerchas en Arco, fue el que tuvo un comportamiento más uniforme, ya que al manejar una figura geométrica básica, se necesitó de un número de elementos inferior que en el caso del modelo con cerchas longitudinales o en la estéreo celosía. Así, se utilizaron dos secciones tipo, un tubo rectangular de 200x100x3 y 4mm para los cordones superior e inferior, y un tubo cuadrado de 100x3.



- En el caso de la estructura con cerchas longitudinales, debido a que existe un mayor número de elementos de soporte, las reacciones de los mismos disminuyeron de manera considerable, al igual que las secciones de los tubos a utilizar se disminuyeron, sin embargo, en conjunto esta estructura es mucho mas pesada y requiere de un mayor número de elementos para su elaboración.
- Como respuesta al elevado peso del modelo 2, se planteó la utilización de tubos circulares de aluminio formando una estereo estructura, mas este modelo presenta elementos que deben ser supervisados en forma más detenida para su verificación.
- El cuarto modelo, una cubierta colgante, tiene un elemento básico, los cables, los cuales son analizados desde una geometría sin deformación, esto supone la aplicación de una carga de tensión en uno de los extremos, además de considerar un análisis no lineal, por la aparición de fuerzas por la deformación en el cable, así se tomó en cuenta el efecto $P-\Delta$, en la aplicación de la carga muerta, y considerando los demás casos de análisis, partiendo de las condiciones finales de este caso.
- Finalmente en la revisión de los valores de diseño de los elementos por los distintos métodos de diseño para cada material, pudimos ver que estos se encuentran dentro de un rango aceptable de variación, tomando en cuenta los efectos de pandeo lateral torsional.

9.2 RECOMENDACIONES

- Dentro de la modelación de las estructuras se debe considerar una serie de factores que a simple vista pueden pasar desapercibidos, como es el



caso de las condiciones climáticas, viento, variaciones de temperatura, así como la topografía circundante de la zona de implantación.

- Para evitar los efectos del pandeo local, es necesaria la utilización de secciones compactas, de manera que se pueda aprovechar las propiedades mecánicas del material del cual esta conformada, además de controlar la esbeltez en los elementos, ya que esta puede hacer que nuestros elementos fallen aún dentro del rango elástico.
- En lo referente al análisis de cargas sísmicas, puede ser muy importante cuando se tratan de estructuras con mayores alturas o irregularidades, la utilización de un análisis dinámico no lineal, sean estos mediante la utilización de espectros de diseño inelástico, o con la utilización de registros de aceleraciones debidamente normalizados.
- Al utilizar el método de diseño por factores de diseño para carga y resistencia, es necesario comprobar que las deformaciones máximas obtenidas en la estructura no superen los límites propuestos.
- Finalmente, como acotación final, se recomienda la construcción de la estructura con cerchas de acero en Arco, ya que presenta un comportamiento más uniforme, y se enmarca dentro del concepto general de este tipo de estructuras, bajo peso y rapidez en la construcción.



BIBLIOGRAFIA

- AGUIAR FALCONÍ, Roberto “Análisis Matricial de Estructuras”, Editorial ESPE, Ecuador 1995.
- Computers and Structures, Inc., “SAP2000 Steel Design Manual”, University Avenue Berkeley, California USA, 1995.
- MCCORMAC, Jack C. “Diseño de Estructuras de Acero”, 2da. Edición, Clemson University, México 2002.
- American Society of Civil Engineering, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” ASCE 7-98.
- American Institute of Steel Construction, “Specification for Structural Steel Buildings”, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Marzo 2005.
- Pablo Caiza, Manual de SAP2000
- SÁNCHEZ Liliana, SÁNCHEZ MOYA, Victor, “Análisis no lineal de estructuras de cables y aplicaciones en el SAP2000 versión 8” XIV CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA CIVIL, Iquitos 2003
- <http://www.novacero.com/>
- <http://www.dipacmanta.com/>
- <http://www.lanik.com/>
- <http://www.arqhys.com/>
- <http://www.luminum.com/>



Anexos





Anexo 1: Figura 6-2 del ASCE 7-98

Topographic Factor, K_{zt}						
Figure 6-2 (con't)						
Equations:						
$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$						
K_1 determined from table below						
$K_2 = \left(1 - \frac{ x }{\mu L_h}\right)$						
$K_3 = e^{-\gamma z/L_h}$						
Parameters for Speed-Up Over Hills and Escarpments						
Hill Shape	$K_1/(H/L_h)$			γ	μ	
	Exposure				Upwind of Crest	Downwind of Crest
	B	C	D			
2-dimensional ridges (or valleys with negative H in $K_1/(H/L_h)$)	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
2-dimensional escarpments	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
3-dimensional axisym. hill	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5



Anexo 2: Figura 6-3 del ASCE 7-98

Main Wind Force Resisting System		All h											
Figure 6-3 (con't)		External Pressure Coefficients, C_p											
Enclosed, Partially Enclosed Buildings		Walls & Roofs											
Wall Pressure Coefficients, C_p													
Surface	L/B	C_p	Use With										
Windward Wall	All values	0.8	q_z										
Leeward Wall	0-1	-0.5	q_h										
	2	-0.3											
	≥ 4	-0.2											
Side Wall	All values	-0.7	q_h										
Roof Pressure Coefficients, C_p, for use with q_h													
Wind Direction	Windward									Leeward			
	Angle, θ (degrees)												
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\#$	10	15	≥ 20	
Normal to ridge for $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0*	0.4	0.4	0.01 θ	-0.3	-0.5	-0.6
	0.5	-0.9	-0.7	0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.4	0.4	0.01 θ	-0.5	-0.5	-0.6
	≥ 1.0	-1.3**	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0*	0.3	0.01 θ	-0.7	-0.6	-0.6
Normal to ridge for $\theta < 10^\circ$ and Parallel to ridge for all θ	≤ 0.5	Horiz distance from windward edge			C_p	*Value is provided for interpolation purposes. **Value can be reduced linearly with area over which it is applicable as follows							
		0 to h/2			-0.9								
		h/2 to h			-0.9								
		h to 2 h			-0.5								
	≥ 1.0	0 to h/2			-1.3**	Area (sq ft)				Reduction Factor			
$> h/2$			≤ 100 (9.29 sq m)				1.0						
			200 (23.23 sq m)				0.9						
$> h/2$			≥ 1000 (92.9 sq m)				0.8						



Anexo 3: Tabla 6-1 del ASCE 7-98

Importance Factor, I (Wind Loads)		
Table 6-1		
Category	Non-Hurricane Prone Regions and Hurricane Prone Regions with V = 85-100 mph and Alaska	Hurricane Prone Regions with V > 100 mph
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

Note:

1. The building and structure classification categories are listed in Table 1-1.

**Anexo 4:** Tabla 6-4 del ASCE 7-98

Terrain Exposure Constants										
Table 6-4										
Exposure	α	z_g (ft)	\hat{a}	\hat{b}	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	c	ℓ (ft)	\bar{e}	z_{min} (ft)*
A	5.0	1500	1/5	0.64	1/3.0	0.30	0.45	180	1/2.0	60
B	7.0	1200	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	320	1/3.0	30
C	9.5	900	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	500	1/5.0	15
D	11.5	700	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	650	1/8.0	7

* z_{min} = minimum height used to ensure that the equivalent height \bar{z} is greater of $0.6h$ or z_{min} .
For buildings with $h \leq z_{min}$, \bar{z} shall be taken as z_{min} .





Anexo 5: Tabla 6-5 del ASCE 7-98

Velocity Pressure Exposure Coefficients, K_h and K_z							
Table 6-5							
Height above ground level, z		Exposure (Note 1)					
		A		B		C	D
ft	(m)	Case 1	Case 2	Case 1	Case 2	Cases 1 & 2	Cases 1 & 2
0-15	(0-4.6)	0.68	0.32	0.70	0.57	0.85	1.03
20	(6.1)	0.68	0.36	0.70	0.62	0.90	1.08
25	(7.6)	0.68	0.39	0.70	0.66	0.94	1.12
30	(9.1)	0.68	0.42	0.70	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.68	0.47	0.76	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.68	0.52	0.81	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.68	0.55	0.85	0.85	1.13	1.31
70	(21.3)	0.68	0.59	0.89	0.89	1.17	1.34
80	(24.4)	0.68	0.62	0.93	0.93	1.21	1.38
90	(27.4)	0.68	0.65	0.96	0.96	1.24	1.40
100	(30.5)	0.68	0.68	0.99	0.99	1.26	1.43
120	(36.6)	0.73	0.73	1.04	1.04	1.31	1.48
140	(42.7)	0.78	0.78	1.09	1.09	1.36	1.52
160	(48.8)	0.82	0.82	1.13	1.13	1.39	1.55
180	(54.9)	0.86	0.86	1.17	1.17	1.43	1.58
200	(61.0)	0.90	0.90	1.20	1.20	1.46	1.61
250	(76.2)	0.98	0.98	1.28	1.28	1.53	1.68
300	(91.4)	1.05	1.05	1.35	1.35	1.59	1.73
350	(106.7)	1.12	1.12	1.41	1.41	1.64	1.78
400	(121.9)	1.18	1.18	1.47	1.47	1.69	1.82
450	(137.2)	1.24	1.24	1.52	1.52	1.73	1.86
500	(152.4)	1.29	1.29	1.56	1.56	1.77	1.89

Notes:

- Case 1:** a. All components and cladding.
 b. Main wind force resisting system in low-rise buildings designed using Figure 6-4.
- Case 2:** a. All main wind force resisting systems in buildings except those in low-rise buildings designed using Figure 6-4.
 b. All main wind force resisting systems in other structures.
- The velocity pressure exposure coefficient K_z may be determined from the following formula:
 For $15 \text{ ft.} \leq z \leq z_g$ For $z < 15 \text{ ft.}$
 $K_z = 2.01 (z/z_g)^{2/\alpha}$ $K_z = 2.01 (15/z_g)^{2/\alpha}$
- Note: z shall not be taken less than 100 feet for Case 1 in exposure A or less than 30 feet for Case 1 in exposure B.
- α and z_g are tabulated in Table 6-4.
- Linear interpolation for intermediate values of height z is acceptable.
- Exposure categories are defined in 6.5.6.

**Anexo 6:** Tabla 6-6 del ASCE 7-98

Wind Directionality Factor, K_d	
Table 6-6	
Structure Type	Directionality Factor K_d *
Buildings	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85
Arched Roofs	0.85
Chimneys, Tanks, and Similar Structures	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Round	0.95
Solid Signs	0.85
Open Signs and Lattice Framework	0.85
Trussed Towers	
Triangular, square, rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

*Directionality Factor K_d has been calibrated with combinations of loads specified in Section 2. This factor shall only be applied when used in conjunction with load combinations specified in 2.3 and 2.4.





Anexo 8: Tabla 6-8 del ASCE 7-98

Main Wind Force Resist. Sys. / Components & Cladding		All h		
Table 6-8	External Pressure Coefficients, C_p	Arched Roofs		
Enclosed, Partially Enclosed Buildings				
Conditions	Rise-to-span ratio, r	C_p		
		Windward quarter	Center half	Leeward quarter
Roof on elevated structure	$0 < r < 0.2$	-0.9	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.2 \leq r < 0.3^*$	$1.5r - 0.3$	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.3 \leq r \leq 0.6$	$2.75r - 0.7$	$-0.7 - r$	-0.5
Roof springing from ground level	$0 < r \leq 0.6$	$1.4r$	$-0.7 - r$	-0.5

*When the rise-to-span ratio is $0.2 \leq r \leq 0.3$, alternate coefficients given by $6r - 2.1$ shall also be used for the windward quarter.

Notes:

- Values listed are for the determination of average loads on main windforce resisting systems.
- Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- For wind directed parallel to the axis of the arch, use pressure coefficients from Fig. 6-3 with wind directed parallel to ridge.
- For components and cladding: (1) At roof perimeter, use the external pressure coefficients in Fig. 6-5B with θ based on spring-line slope and (2) for remaining roof areas, use external pressure coefficients of this table multiplied by 0.87.

