



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
**PIRHUA**

# DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN AUDITORIO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

Félix Javier Correa Vigo

Piura, 22 de Agosto de 2003

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una [licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

# **UNIVERSIDAD DE PIURA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**



**“Diseño estructural de un auditorio de estructura metálica”**

**Tesis**

**Que presenta el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería**

**Félix Javier Correa Vigo**

**Para optar el título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**Asesor: Arturo Martínez Ramírez**

**PIURA – PERÚ  
2003**

Dedico esta tesis a mis queridos padres y a mis hermanos agradecido por sus esfuerzos.

## **Prólogo**

Por la misma naturaleza de la Universidad, las actividades protocolares y académicas requieren de espacios amplios para albergar a la numerosa concurrencia. En la actualidad se tienen dos auditorios techados con capacidad máxima de 120 y 300 personas respectivamente, lo cual no permite realizar eventos más concurridos. En casos de ceremonias y actos de asistencia masiva se cuenta con una zona abierta detrás del edificio Principal, la cual cumple bien su función mientras no se tengan días soleados, lluviosos o noches bastante frías.

A partir de los primeros meses del año 2001, se programó el Congreso Mundial INTERCOM en la UDEP por lo que se planteó la posibilidad de que la Universidad de Piura cuente con un Auditorio para el desarrollo de eventos altamente concurridos. Como parte de esa iniciativa, se propuso estudiar la factibilidad y el desarrollo de un proyecto para un auditorio techado con una capacidad de 1000 personas.

Luego de plantear varias alternativas, se escogió una basada en perfiles tubulares soldados que permitan cubrir las grandes luces de la arquitectura planteada. El presente trabajo de tesis trata sobre el proyecto estructural del auditorio, la evaluación económica de la construcción del mismo, así como el desarrollo de planos y documentos que permitan la realización del mismo

La importancia de este estudio es que nos proporciona una forma simplificada de predimensionar y diseñar diversos elementos de acero así como nos da una idea de las diferencias entre los efectos de las diferentes cargas en estructuras livianas. También se presentan algunas conclusiones finales que deberán tenerse en cuenta en la construcción y operatividad de dicha estructura en caso se construyera.

Finalmente quisiera agradecer sinceramente a mi asesor, el ingeniero Arturo Martínez, quien me proporcionó valiosos consejos, la bibliografía principal y la asistencia durante la ejecución de mi tesis, a los arquitectos Ernesto Mavila y Pedro Escajadillo que hicieron posible el diseño arquitectónico del proyecto, así como a las personas que de alguna manera hicieron posible la elaboración de esta tesis.

## **Resumen.**

La tesis plantea el proyecto estructural de un auditorio techado para 1000 personas de capacidad, ubicado en el campus de la UDEP y se ha dividido en ocho partes. La primera es un capítulo donde se describe la configuración arquitectónica de la estructura. La segunda parte presenta la metodología de diseño estructural que se utilizará. Una tercera muestra el predimensionamiento de las diferentes partes de la estructura. La cuarta presenta los diferentes tipos de cargas que actuarán sobre el auditorio. La quinta parte habla sobre la modelación de la estructura en el computador mediante el programa sap2000. La sexta trata sobre el diseño de cada una de las partes del auditorio y de la cimentación. En la séptima se muestra un presupuesto referencial de todo el proyecto.

En la octava parte se concluye que para estructuras livianas como esta, el viento cobra mucha mayor importancia que el sismo y que los resultados de diseño proporcionados por el software sap2000 guardan relación con los obtenidos manualmente. Además, en caso de construirse la estructura se sugiere contar con un plan de mantenimiento y de contingencia contra incendios, pues son las dos mayores desventajas para las estructuras de acero.

## **INDICE:**

### **INTRODUCCION**

### **CAPITULO I: PROYECTO ARQUITECTÓNICO.**

- 1.1 Ubicación y accesos
- 1.2 Descripción y uso de la edificación.
- 1.3 Configuración arquitectónica.
  - 1.3.1 Simetría.
  - 1.3.2 Rigidez Lateral.
  - 1.3.3 Ventilación
  - 1.3.4 Cobertura
  - 1.3.5 Otros servicios.

### **CAPITULO II: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.**

- 2.1 Métodos de diseño propuestos por el AISC.
- 2.2 Método de análisis propuesto por el reglamento E-070.
  - 2.2.1 Coeficientes de amplificación de cargas de servicio.
  - 2.2.2 Factores de reducción de capacidad de carga.
- 2.3 Condiciones para cargas de servicio.
  - 2.3.1 Deflexiones.
  - 2.3.2 Vibraciones.
- 2.4 Materiales

### **CAPITULO III: PREDIMENSIONAMIENTO.**

- 3.1 Predimensionamiento de vigas.
- 3.2 Predimensionamiento de arcos.
- 3.3 Predimensionamiento de columnas.
- 3.4 Predimensionamiento de perfiles canal.

### **CAPITULO IV: CARGAS.**

- 4.1 Cargas de gravedad.
  - 4.1.1 Cargas muertas.
  - 4.1.2 Cargas vivas.
  - 4.1.3 Metrado de cargas.
    - 4.1.3.1 Metrado de vigas.
    - 4.1.3.2 Metrado de arcos.
- 4.2 Análisis de viento.
  - 4.2.1 Dirección del viento en Piura.
  - 4.2.2 Velocidad de diseño.
  - 4.2.3 Cargas de diseño por viento.
    - 4.2.3.1 Cargas de viento en la dirección transversal
    - 4.2.3.2 Cargas de viento en la dirección longitudinal.

- 4.3 Cargas de sismo.
- 4.4 Efectos de temperatura.

#### **CAPITULO V: MODELO EN EL COMPUTADOR.**

- 5.1 Programa sap2000.
- 5.2 Metodología seguida para modelar, analizar y diseñar el auditorio.
  - 5.2.1 Modelación del auditorio.
  - 5.2.2 Análisis.
  - 5.2.3 Visualización de resultados.

#### **CAPITULO VI: DISEÑO.**

- 6.1 Verificación de condiciones de servicio.
- 6.2 Diseño de arcos.
- 6.3 Diseño de vigas.
- 6.4 Diseño de columnas.
- 6.5 Diseño de cimentación.
  - 6.5.1 Resultados de ensayos de mecánica de suelos.
  - 6.5.2 Diseño por corte.
  - 6.5.3 Diseño por asentamiento.
  - 6.5.4 Problemas de licuación del suelo.
- 6.6 Diseño de sistemas de anclaje para columnas.
  - 6.6.1 Planchas de apoyo para columnas.
  - 6.6.2 Pernos de anclaje
- 6.7 Diseño de conexiones.
  - 6.7.1 Conexiones soldadas.
  - 6.7.2 Conexiones empernadas.

#### **CAPITULO VII: PRESUPUESTO REFERENCIAL.**

- 7.1 Costo estimado de obra.

#### **CAPITULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

#### **BIBLIOGRAFÍA**

- APÉNDICE A: PLANOS DE ARQUITECTURA DEL AUDITORIO.**
- APÉNDICE B: PLANOS DE ESTRUCTURAS DEL AUDITORIO.**

## **ESQUEMA:**

### **CAPITULO I: PROYECTO ARQUITECTÓNICO.**

Se da la ubicación del futuro auditorio y se realiza una descripción de las principales características con las que cuenta.

### **CAPITULO II: METODOLOGÍA DE DISEÑO.**

Se presenta las especificaciones técnicas (AISC-LRFD) utilizadas para el diseño del auditorio.

### **CAPITULO III: PREDIMENSIONAMIENTO.**

Se realiza el predimensionamiento de todas las vigas, arcos y columnas del auditorio, con la finalidad de que sirvan como punto de partida en la modelación de la estructura.

### **CAPITULO IV: CARGAS.**

Se efectúa el metrado y análisis de cargas muertas, vivas, viento y temperatura haciéndose referencia al análisis por carga sísmica.

### **CAPITULO V: MODELO EN EL COMPUTADOR.**

Se da una descripción de las características del software (SAP2000) utilizado para la modelación del auditorio. También se presenta la metodología a seguir para modelar, analizar y diseñar la estructura.

### **CAPITULO VI: DISEÑO.**

Se realiza la verificación del cumplimiento de las condiciones de servicio del auditorio. También se efectuará el diseño del mismo mediante el programa SAP2000, a través de un modelo en 3 dimensiones de todo el auditorio

### **CAPITULO VII: PRESUPUESTO.**

Se efectúa el costo referencial de obra del auditorio

### **CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Se presentan las conclusiones y recomendaciones del diseño; además, se muestran los apéndices A y B donde se muestran los planos de arquitectura y estructuras.

## **REFERENCIAS:**

Libros de diseño en acero.

Tesis: Análisis complementarios al puente Bolognesi.

Reglamento Nacional de Construcción.

Libro de ponencias del Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huaraz 1987.

Especificaciones AISC-LRFD Y AISC-ASD.

Manual de usuario del SAP2000.

Pocket Guide for air conditioning, heating, ventilation, refrigeration – American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers.

Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones – ACI (Capítulo Peruano).

### FINANCIAMIENTO:

Todo el costo será asumido por el Tesista.

### CRONOGRAMA:

El cronograma para el presente diseño se ha planteado de la siguiente manera:

ACTIVIDAD	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
CAPÍTULO I	—					
CAPÍTULO II						
CAPÍTULO III	—					
CAPÍTULO IV						
CAPÍTULO V		—				
CAPÍTULO VI						
CAPÍTULO VII		—				
CAPÍTULO VIII			—			

—

—

—

## **Introducción.**

En el año 2001 se organizó el Congreso Mundial del INTERCOM en el campus de la Universidad de Piura. El comité organizador, viendo que era necesario un ambiente con capacidad hasta de 1000 personas, estudió varias alternativas y decidió plantear el diseño de una estructura metálica, la cual serviría también para futuros eventos.

La presente tesis trata sobre el diseño estructural y la evaluación económica del proyecto.

Teniendo en cuenta las características arquitectónicas se optó por emplear un sistema reticular en acero el cual se diseño por carga muerta, viva y de viento. Asimismo, se efectuaron análisis complementarios de sismo y temperatura para estudiar su efecto.

Luego de realizar los análisis correspondientes se llega a la conclusión que el efecto del sismo en comparación al viento es despreciable. Sin embargo, es importante que se realice para descartar la posibilidad de problemas dinámicos por vibración y resonancia.

## **CAPITULO I**

### **PROYECTO ARQUITECTÓNICO**

#### **1.1 UBICACIÓN.**

El auditorio cuyo diseño estructural se ha tomado como tema de la presente tesis, es una edificación que va a estar situada en el Campus de la Universidad de Piura, distrito, provincia y departamento de Piura. La zona en la que estará ubicada será detrás de la Biblioteca Central.

Esta ubicación se ha elegido por tener acceso directo desde el estacionamiento y por ser una zona con poca interferencia con las actividades académicas de la Universidad.

Entre otros aspectos, se ha optado por este sitio debido a que un proyecto de esta magnitud demandaría la construcción de una sub-estación eléctrica que de paso podrá abastecer al edificio 80. De esta manera se estaría aliviando a la sub-estación que lo abastece actualmente, la cual está sobrecargada.

Los ruidos provenientes del uso del auditorio podrían afectar el normal funcionamiento de la biblioteca. Por esto se recomienda sembrar árboles entre ambas edificaciones y darle un tratamiento especial de doble vidrio en las ventanas a la biblioteca para aislarla de dichos ruidos.

Es importante resaltar también que, por experiencia, casi la totalidad de los actos públicos que demandan el uso del auditorio se realizan en días no laborables o por las noches (misas, verbenas, congresos, etc) Esto hace que el tema de los ruidos y aislamiento acústico no sea un factor determinante que juegue en contra de la ubicación propuesta.

**Figura 1.1 Plano de ubicación del auditorio.**



**Figura 1.1 Plano de localización del auditorio en el Campus.**



## 1.2 DESCRIPCIÓN Y USO DE LA EDIFICACIÓN.

Debido a que el futuro auditorio será una edificación de grandes luces se requiere emplear una estructura liviana y económica por lo que se ha elegido la de acero. Este constará de un solo nivel, ocupando en total una superficie de 1360 metros cuadrados de área techada.

La edificación será destinada para realizar actos públicos y privados como son conferencias, ceremonias, eventos artísticos y otros relacionados con la actividad académica de la Universidad de Piura.

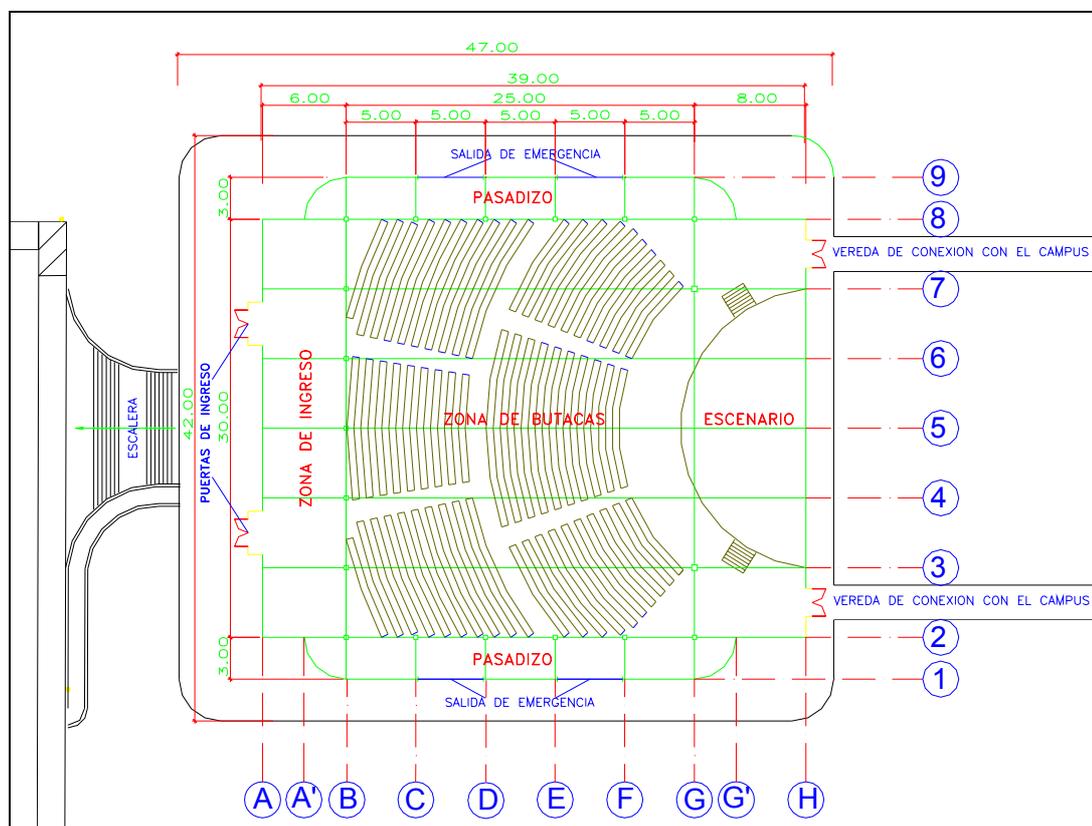
### 1.3 CONFIGURACION ARQUITECTÓNICA.

El proyecto arquitectónico define marcadamente cuatro zonas de la edificación. La primera es la de la zona de acceso a las butacas, zona de ingreso o antesala; en la cual se han proyectado 7 ejes longitudinales (ejes del 2 al 8) y 3 ejes transversales (ejes desde A,A' y B). La segunda es la correspondiente a la zona de butacas que comprende 7 ejes longitudinales (ejes del 2al 8) y 6 ejes transversales (ejes desde B hasta G). La tercera zona corresponde al lugar donde estará ubicado el escenario y la trastienda para los cuales se han proyectado 7 ejes longitudinales (ejes del 2 al 8) y 3 ejes transversales (ejes G, G' y H). La cuarta zona es la referida a los pasillo de circulación y salidas de emergencia del auditorio, en los cuales la edificación se reduce en planta abarcando sólo 2 ejes longitudinales (ejes 1 y 2) para el primer pasillo y 2 ejes (ejes 8 y 9) para el segundo pasillo así como 7 ejes transversales para ambos pasillos (ejes del A' al G').

El auditorio también cuenta con 8 puertas. Las 2 primeras puertas se encuentran en la zona de acceso a la tribuna y utilizadas para el ingreso y salida del auditorio. Hay dos puertas en cada pasillo, que se usarán como puertas de emergencia. Por último existen 2 puertas que se encuentran en la zona del escenario que serán empleadas para el ingreso de las personas responsables en los distintos tipos de actos que se realicen.

Por último existen tres vías de acceso hacia el auditorio. La primera es una gran escalera de 6 a 12 metros de ancho. Los otros 2 accesos son dos veredas que conectan directamente el camino que va desde el Edificio 80 hasta la Ermita y las dos puertas que se encuentran en la zona del escenario y trastienda.

**Figura 1.3 Configuración arquitectónica.**



### 1.3.1 SIMETRIA

De acuerdo a la disposición arquitectónica, se puede apreciar que el auditorio es simétrico en planta con respecto a los ejes longitudinales más no con respecto a los ejes transversales. En elevación no es simétrico debido a los requerimientos funcionales de esta edificación como son:

- Acústica.- El techo debe ser curvo para mejorar la acústica en el interior de la edificación.
- Visualización.- Conforme se avanza hacia la zona del escenario, la altura del techo va disminuyendo para crear un efecto de cerramiento en las personas sentadas en la zona de las butacas. De esta manera se consigue que los espectadores dirijan su mirada y atención a la zona del escenario.

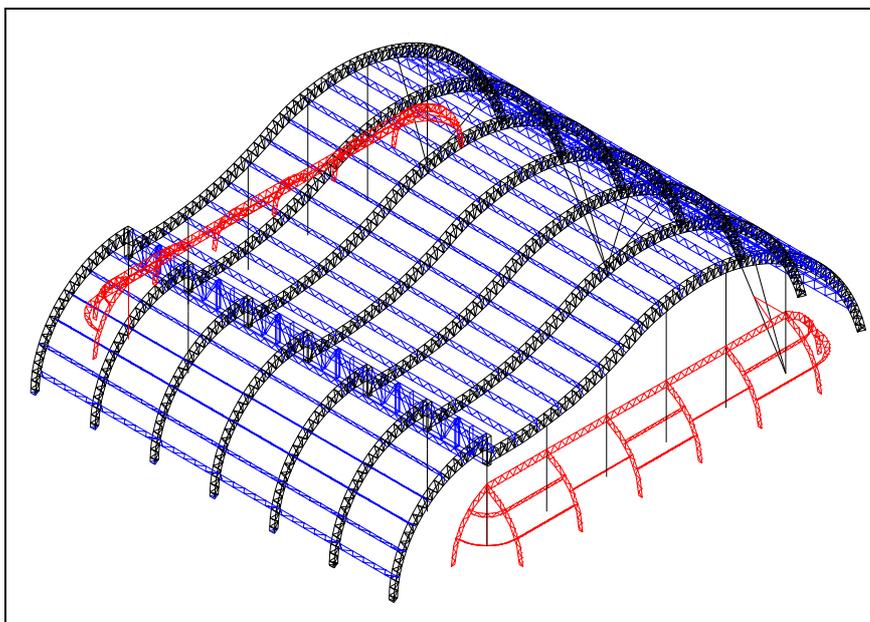
### 1.3.2 RIGIDEZ.

Los elementos que aportan rigidez en toda edificación pueden ser tanto estructurales como “no estructurales”.

En nuestro caso particular, podemos identificar los siguientes elementos estructurales que aportan rigidez según las dos direcciones principales (longitudinal y transversal):

- En la dirección longitudinal (paralela a los ejes 1-9), los elementos que aportan casi la totalidad de la rigidez son los arcos principales triangulares que forman pódico con sus respectivas columnas (color negro). En menor grado podemos identificar los pórticos formados por la estructura del pasadizo (color rojo).

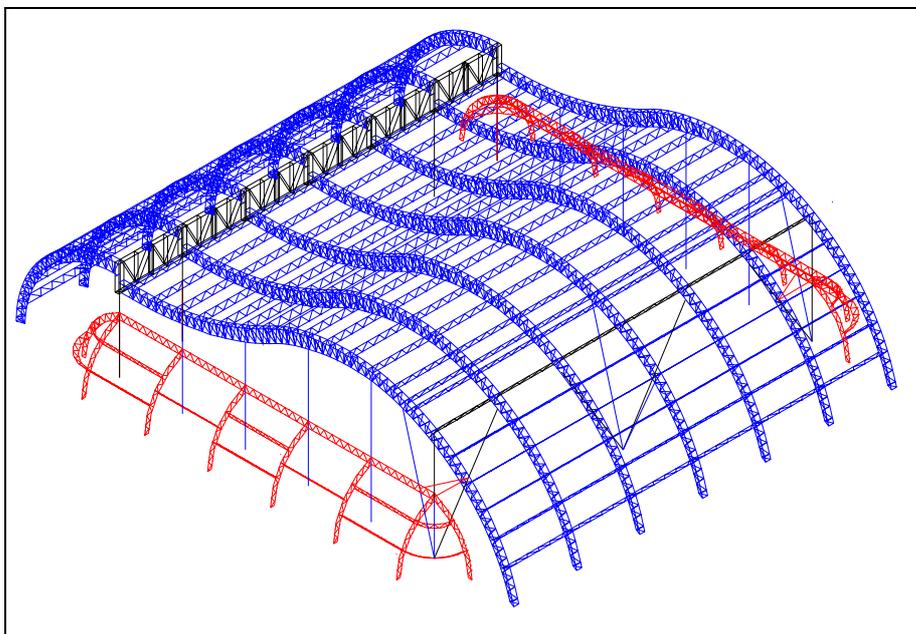
**Figura 1.4 Rigidez longitudinal.**



- En la dirección transversal (paralela los ejes A-H), Casi la totalidad de la rigidez es aportada por el pódico formado por la viga principal cuadrada y sus columnas de apoyo, así como el formado por las columnas posteriores y la respectiva

vigueta. En menor grado influyen los pórticos correspondientes a la estructura del pasadizo.

**Figura 1.4 Rigidez transversal.**



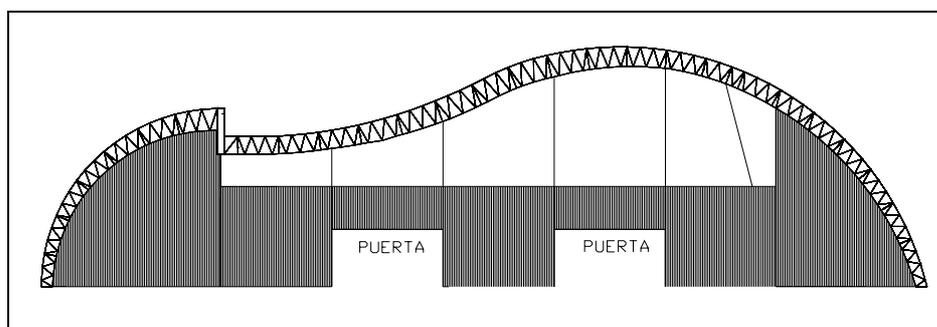
### 1.3.3 VENTILACIÓN

Este es un factor muy importante a tener en cuenta ya que el presente auditorio se encuentra en un departamento de clima muy caluroso.

Hay dos opciones a elegir en cuanto al sistema de ventilación a emplear:

- a) Una forma fácil y económica de brindar una buena ventilación al interior del auditorio es dejar descubierto el espacio que se señala en la figura 1.5. O uno que no sea mayor al 15 % del área lateral total de la edificación, abertura mínima señalada por las normas internacionales de ventilación. La desventaja de esto es que el ingreso de la luz solar podría dificultar el desarrollo de alguna actividad que requiera oscuridad total (proyección multimedia, obra teatral, etc)

**Figura 1.5 Ventilación lateral**



- b) Una segunda opción sería cubrir toda la parte lateral y dejar aberturas (chimeneas de ventilación) en el techo de la estructura. Con esto se elimina el problema que presenta la primera opción, pero este resulta más costoso, afecta la arquitectura del techo y es mucho menos efectivo en la ventilación. Por lo que se necesite probablemente del apoyo de un sistema artificial de ventilación, que por economía deberá hacerse con el uso de extractores.

Aunque en la presente tesis se ha desarrollado la primera opción, la segunda es una buena alternativa. Por lo que a manera de aporte a esta, a continuación se muestra dos cuadros para hallar el número de extractores que se requerirían para cada zona del auditorio. Estos cálculos se han basado en la norma Americana de ventilación pues en el Perú no se cuenta con una.

**Tabla 1.1 Pies cúbicos de aire requerido por metro para cada ambiente del Auditorio.**

Zonas del auditorio	cfm/p (1)	# máx. de personas (2)	cfm <sub>1</sub> (1*2)	cfm/f <sup>2</sup> (4)	Area (ft <sup>2</sup> ) (5)	cfm <sub>2</sub> (4*5)	cfm <sub>t</sub> (1*2+3*4)
Lobby	20	100	2000	1	2000	2000	<b>4000</b>
Zona de butacas	15	1000	15000	1	8334	8334	<b>23334</b>
Escenario	15	20	300	1	2667	2667	<b>2967</b>

Donde:

cfm: Pies cúbicos por metro de aire requerido

**Tabla 1.2 Potencia y # de extractores requeridos por cada zona.**

Zonas del auditorio	cfm <sub>t</sub>	Potencia (hp) (p= cfm*0.75/5402)	# extractores (pot= 0.25 hp)
Lobby	4000	0.55	<b>3</b>
Zona de butacas	23334	3.24	<b>13</b>
Escenario	2967	0.42	<b>2</b>

Según las normas americanas de ventilación, esta no es necesaria en los pasadizos, por lo que no se ha considerado extractores para esta zona.

### 1.3.4 COBERTURA

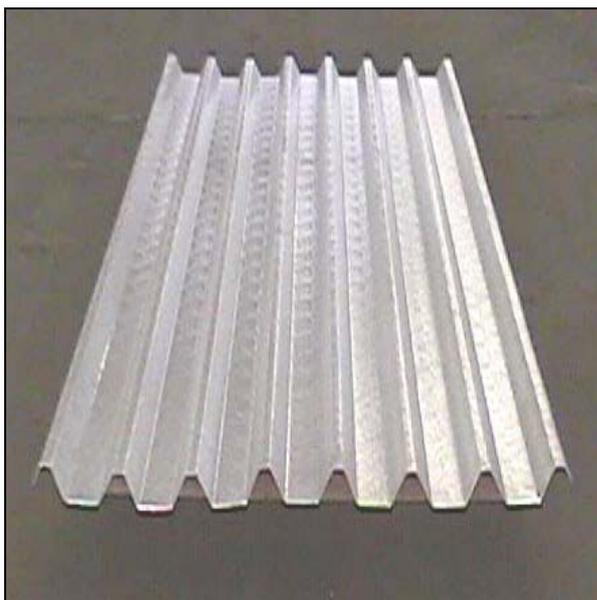
Debido a las diferentes zonas que se necesita cubrir se ha optado por elegir dos tipos de coberturas.

- a) **Calamina trapezoidal de aluminio.**- Para cubrir el techo de la antesala, zona de butacas, escenario y pasadizo se ha optado por emplear este tipo de cobertura por presentar las siguientes ventajas:

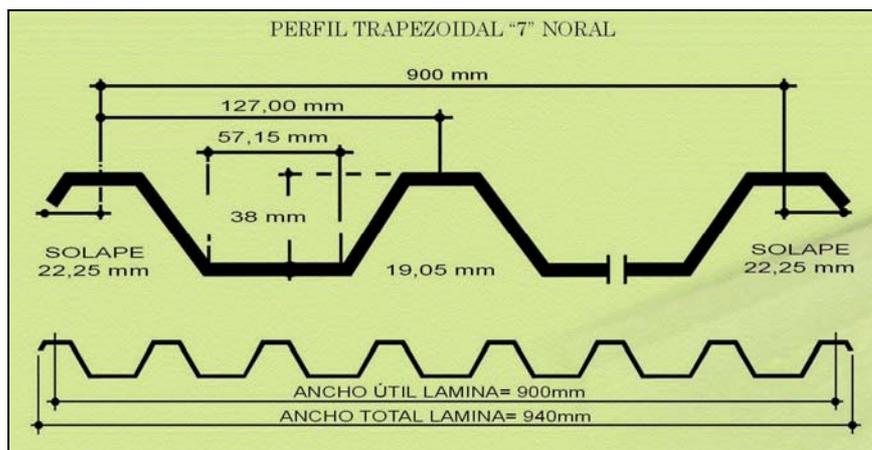
- Livianas.- Pesan menos que el acero galvanizado y el asbesto-cemento (de 0.89 a 3.05 kg/m<sup>2</sup>). Por ello son adaptables, fáciles de instalar y reducen el costo del transporte.
- Resistentes a la corrosión.- Resisten a la corrosión en cualquier tipo de atmósfera incluso en ambientes marinos.
- Frescas.- Rechazan más de un 75% de los rayos solares generándose un ambiente más fresco y agradable. Para periodos de exposición solar mayores de dos horas generan una temperatura interna del 70% de la externa.
- Antimagnéticas e incombustibles.- Brindan una garantía adicional a las industrias de artefactos eléctricos y lugares que cuentan con material inflamable o explosivo.
- Atractivas.- Mantienen su color y brillo original de fábrica, proporcionando un aspecto decorativo a los techos.

Para el presente auditorio se ha elegido una separación de viguetas de 1.85 mts, por lo que se ha optado utilizar una plancha de 0.7 mm de espesor y 2.00\*.83 mts. A continuación se muestra dos figuras que ilustran la forma y dimensiones de la plancha.

**Figura 1.6 Cobertura trapezoidal de aluminio.**



**Figura 1.7** dimensiones de la cobertura trapezoidal de aluminio.

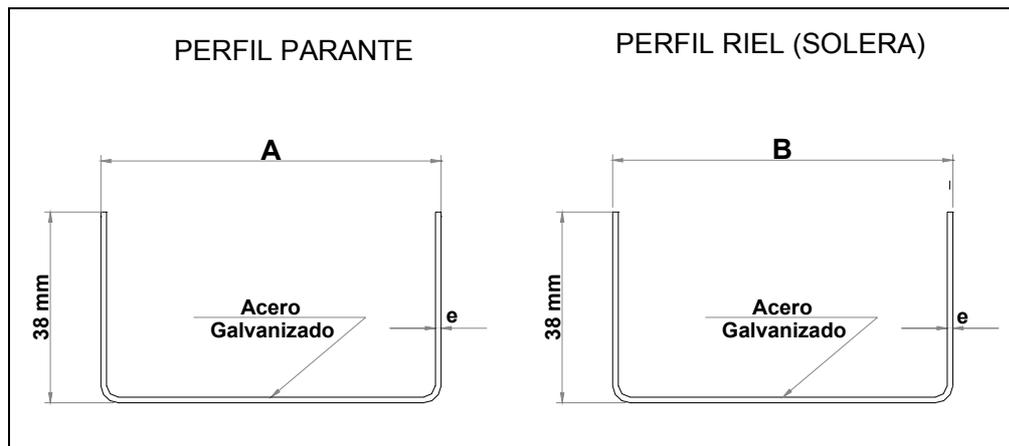
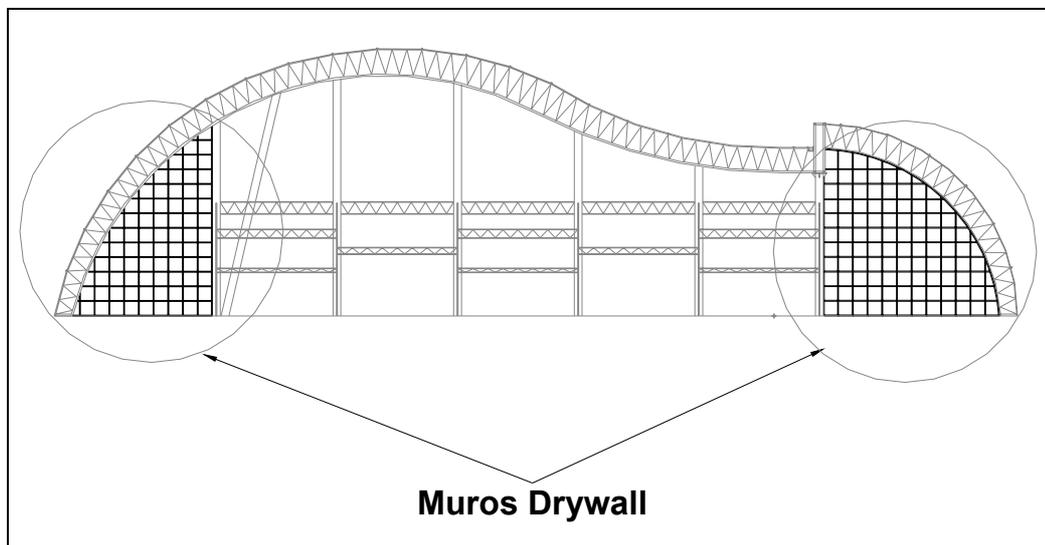


Con la separación de vigueta antes mencionada y el espesor de plancha elegido se obtiene una resistencia en la cobertura de  $110 \text{ kg/m}^2$  y un peso de  $2.15 \text{ kg/m}^2$  para la cobertura.

- b) **Sistema drywall.-** Para cubrir las partes laterales de la antesala y escenario se ha optado por utilizar este sistema por su rápida instalación y bajo costo. En este se usará como cobertura las planchas superboard de 12 mm de espesor; fijadas a una estructura metálica compuesta por perfiles canal. Estos no serán los utilizados por el sistema superboard sino calculados en función a las cargas actuante. A continuación se muestran tres figuras con la cobertura, los canales ha utilizar y la ubicación de este sistema en el auditorio.

**Figura 1.7** Planchas superboard.



**Figura 1.8** Perfiles canal.**Figura 1.9** Ubicación del draywall.

## CAPITULO II

### METODOLOGIAS DE DISEÑO

#### 2.1.- METODOS DE DISEÑO PROPUESTOS POR EL AISC

Dos son los enfoques del Diseño estructural en acero conforme a lo disponible a la fecha:

“Diseño por Esfuerzos Permisibles”, conocido por sus siglas **ASD** (Allowable Stress Design)

“Diseño por Factores de Carga y Resistencia ó Estados límites”, conocido por sus siglas **LRFD** (Load and Resistance Factor Design).

El método ASD ya tiene más de 100 años de aplicación; con él se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles, aconsejados por el reglamento.

Sin embargo, durante las dos últimas décadas, el diseño estructural se está moviendo hacia un procedimiento más racional basado en conceptos de probabilidades. En esta metodología (LRFD) se denomina “estado límite” aquella condición de la estructura en la cual cesa de cumplir su función.

Los estados límites se dividen en dos categorías: **Resistencia** y **Servicio**. El primer estado tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento. El segundo estado tiene que ver con la

funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras.

Lo que se pretende, entonces, es conseguir que la estructura no sobrepase los estados límites mencionados, pero como es imposible conseguir riesgo cero en la práctica, el diseñador se debe conformar con una probabilidad adecuada. Para poder conseguirla se debe basar en métodos estadísticos, que se denominan “Métodos de Confiabilidad de momentos de primer orden-segundo orden” para no sobrepasar la resistencia de los elementos, que es lo que más preocupa al diseñador.

Aceptando los criterios de base estadística en los que se basa este nuevo método, se puede expresar el requerimiento de seguridad estructural como sigue:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

La parte izquierda de la inequación representa la resistencia del componente o sistema, y la parte derecha representa la carga máxima esperada. La resistencia nominal  $R_n$  es reducida por un factor menor que la unidad  $\phi$  (factor de resistencia) para obtener la “**Resistencia de Diseño**”. Al otro lado de la inequación, las cargas son amplificadas por sus respectivos factores de mayoración  $\gamma_i$  para tener las cargas factorizadas.

Durante la última década ha ganado terreno en USA la adopción de la filosofía de diseño *AISC-Diseño por Factores de Carga y Resistencia (AISC-LRFD)*, en especial para el caso de las estructuras de acero, desde la divulgación de las Especificaciones AISC-86 correspondientes y que están basadas en los siguientes criterios:

- a) Un modelo basado en probabilidades.
- b) Calibración de los resultados con los que se obtiene en el método ASD, con el objeto que las estructuras no sean muy diferentes entre ambos métodos.

Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1. Es una herramienta adicional para que el diseñador no difiera en su concepto de solución que emplea en diseño de concreto armado, por ejemplo.
2. LRFD aparece más racional y por lo tanto se acerca más a la realidad de lo que ocurre en la vida útil de la estructura.
3. El uso de varias combinaciones de cargas conduce a economía de la solución, porque se acerca con más exactitud a lo que ocurra.
4. Facilita el ingreso de las bases de diseño conforme más información esté disponible.
5. Es posible introducir algunos cambios en los factores  $\gamma_i$  o  $\phi$  cuando se conoce con mayor exactitud la naturaleza de las cargas. Esto tiene importancia cuando existen cargas no usuales, o mejor conocimiento de la resistencia.

6. Futuros ajustes y calibraciones serán más fáciles de hacer.

## **2.2.- METODO DE ANALISIS SEGÚN EL REGLAMENTO E-070**

Las especificaciones AISC mencionadas anteriormente son reconocidas en Perú por el RNC en la Norma E-070 a falta de unas especificaciones nacionales. Por supuesto que en esta se presentan ligeras modificaciones con respecto a lo enunciado por las especificaciones AISC.

El diseño por resistencia, como ya se indicó presenta la ventaja que el factor de seguridad de los elementos analizados puede ser determinado. La norma peruana de estructuras metálicas E-070 introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos. Estos son: amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica de la pieza o reducción de la capacidad, como lo hace la metodología AISC-LRFD antes mencionada.

Las cargas de servicio se estiman a partir del metrado de cargas teniendo como base la norma E-020 de cargas, y el análisis estructural se efectúa bajo la hipótesis de un comportamiento elástico de la estructura. Para nuestro caso el SAP2000, software auxiliar usado tanto para el análisis como diseño estructural, realizará el análisis elástico lineal de la estructura.

### **2.2.1 COEFICIENTES DE AMPLIFICACION DE CARGAS DE SERVICIO**

El código peruano clasifica las cargas en muertas, vivas, sismo, viento, nieve, etc. La carga última de diseño o efectos máximos últimos que intervienen en los estados límites es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura, afectadas por un factor de amplificación. Este factor de amplificación pretende mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad. La carga muerta por ejemplo es evaluada con mayor precisión que la carga viva o sobrecarga por eso su factor de amplificación es menor.

Los factores de Amplificación utilizados por el Reglamento Nacional de Construcción (RNC) han sido tomados del AISC.

A continuación se da una tabla donde se muestran las diversas combinaciones con la numeración AISC respectiva. Se le adiciona un comentario para indicar, en la combinación correspondiente, la posible ocurrencia del tipo de carga esperado, en la vida útil de la estructura.

Combinación de Carga	Máxima posibilidad de carga en la vida útil de 50 años
1.4 D	Carga muerta D durante la construcción
1.2 D + 1.6 L + 0.5 ( S ó L <sub>r</sub> ó R )	Carga viva L
1.2 D + 1.6 ( L <sub>r</sub> ó S ó R ) + ( 0.8 W ó 0.5 L )	Carga en el techo
1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 ( L <sub>r</sub> ó S ó R )	Carga de viento W aditiva a la carga muerta
1.2 D + 1.5 E + ( 0.5 L ó 0.2 S )	Carga de sismo aditiva a la carga muerta
0.9 D – ( 1.3 W ó 1.5 E )	W ó E opuesta a la carga muerta

D= Carga muerta

L<sub>r</sub> = carga viva sobre el techo (30 kg/m<sup>2</sup> según RNC).

L= Carga viva de piso.

S = Carga de nieve.

R = carga inicial de lluvia en techos planos cuando falla el desagüe.

W= Carga de viento.

E= Carga de sismo.

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas debidas a la variación de temperatura, dichas carga podrían tener un factor de 1.5 y agregarse a todas las combinaciones.

Se debe considerar, para efectos del diseño estructural, la combinación de cargas que origine los mayores resultados, es decir la combinación que produzca la mayor sollicitación a la estructura en general o al miembro en particular. Se debe encontrar la envolvente de esfuerzos internos, ya sea por flexión, corte, acciones normales, de tracción o compresión, así como de los esfuerzos combinados. Al mencionar esfuerzos en el método LRFD, se advierte no confundir con los llamados esfuerzos unitarios que se dan en el método ASD. Esfuerzos son las acciones internas que se generan en los miembros y que requieren un tipo definido de resistencia.

## 2.2.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA.

Loa factores de reducción de la capacidad usados en el RNC han sido tomados del AISC y son los que se presentan a continuación:

**Tabla 2.1 Factores de reducción de resistencia.**

Valor de $\phi$	Miembro o Conector
0.9	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.9	Miembros en flexión
0.85	Miembros en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

## 2.3 CONDICIONES PARA CARGAS DE SERVICIO.

Las condiciones para las cargas de servicio que se deben verificar son las deflexiones y el pandeo

### 2.3.1 DEFLEXIONES.

En cuanto a las deflexiones, la norma peruana y las especificaciones AISC-LRFD no dan normas para que, conocidas las deflexiones, se puedan comparar con unas permitidas y se pueda establecer así el cumplimiento de un estado límite, como se hace con el caso de las resistencias. AISC-LRFD sólo indica: **“Los límites del servicio serán seleccionados con debida consideración a que se cumpla la función intencionada de la estructura”**.

La razón que se puede aducir para no establecer algo más específico relacionado con las deflexiones máximas, es que éstas no pueden servir como un criterio general para verificar que se cumple una condición de servicio adecuado en una viga con condiciones particulares.

Sin embargo, en las especificaciones AISC para el Método de Diseño por Esfuerzos Permitidos de 1989 (ASD) se consideran ciertas disposiciones que se han tomado en cuenta para la presente tesis.

**AISC-ASD-L3.1** establece: **“Vigas y Trabes que soporten pisos o techos serán dimensionadas con la consideración debida a las deflexiones producidas por las consideraciones de diseño”**. Adicionalmente indica que la deflexión máxima por cargas vivas de servicio se limita a **L/360**. En los comentarios AISC-ASD L3.1 se sugiere como una guía las siguientes limitaciones para los peraltes de las vigas:

- ∧ Para vigas y trabes completamente esforzadas:  
 $L/d \leq 56360/F_y$  o  $d \geq L/22$  si  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- ∧ Para correas de techados, excepto en techos planos:  
 $L/d \leq 70450/F_y$  o  $d \geq L/27$  si  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- ∧ Para arcos completamente esforzados:  
 $d \geq L/20$

Donde :

L: Luz libre

d: Peralte de la viga

El software SAP 2000 a usar para el análisis y diseño estructural de la presente estructura nos brinda la posibilidad de cuantificar las deflexiones, según inercias brutas, las cuales, podremos comparar con las mínimas admisibles dadas por las especificaciones AISC-ASD.

### 2.3.2 VIBRACIONES.

En el estudio de pisos y techos, para ver si se cumplen con los estados límites de servicio, se han presentado anteriormente, en este capítulo, algunas consideraciones relativas a las máximas deflexiones permisibles de vigas y arcos. Sin embargo hay

otro factor que es muy importante a tener en cuenta, sobre todo cuando se trata de pisos. Este fenómeno son las vibraciones, las cuales se manifiestan como un molesto movimiento del piso, producido por los ocupantes de la edificación. En el caso del auditorio, la cobertura liviana y curva no admite el tránsito permanente de personas por lo que el efecto de las vibraciones producidas por ocupación no es aplicable. Aún así se dará un breve alcance sobre este por tratarse de algo a tener muy en cuenta al construir sistemas de pisos.

El análisis de las vibraciones de pisos es uno de los pocos tópicos de la ingeniería estructural, el cual combina el análisis estático con el análisis dinámico, lo cual lo hace más interesante y complicado. Recién, durante los últimos 20 años se han desarrollado varios métodos para predecir la posibilidad de evitar tener varios pisos sujetos molestas vibraciones pasajeras y de carácter constante.

A menudo, los procedimientos analíticos requieren el cálculo de la primera frecuencia natural, la máxima amplitud, velocidad o aceleración del sistema de piso. En algunos casos se requiere un estimado de la supresión de vibraciones dentro del sistema de piso. Se usa, entonces una escala de perceptibilidad humana para determinar si este requiere atención.

Hasta la fecha, los métodos desarrollados han tratado la respuesta transitoria o bien la respuesta permanente de un sistema de piso ante una excitación de carácter temporal o contante, respectivamente. Los métodos más populares de análisis son:

- El factor de capacidad R de Wiss y Parmelee.
- La escala modificada de frecuencia-amplitud de Rainer-Meister.
- El criterio de aceptación de Murray.

Los resultados de estos tres métodos varían bastante y con frecuencia están en directa contradicción con los resultados de campo de los sistemas de pisos construidos. Sin embargo, de estos tres métodos, el de Murray es el más aceptado actualmente.

## **2.4 MATERIALES.**

Para el diseño de la estructura metálica desarrollada en la presente tesis se ha optado los siguientes materiales acorde con el tipo de elemento usado.

- Para conformar los elementos estructurales, como son: arcos, vigas, viguetas y columnas se ha usado acero ASTM A36 mediante varillas o tubos de pared delgada.
- En la fabricación de los perfiles canal para el soporte del superboard se ha usado acero ASTM A36 mediante planchas laminadas en caliente.
- Para las bases de apoyo de columnas y las juntas empernadas se ha utilizado las planchas laminadas en caliente de acero ASTM A36.
- Para los pernos de anclaje de bases de apoyo para columnas y los utilizados en las juntas empernadas se ha empleado acero ASTM A307.
- Para electrodos (material de relleno en las uniones soldadas) el material usado es acero E60XX.

A continuación se muestra una tabla con las principales características de los tipos de acero antes mencionados.

**Tabla 2.1 Características de los aceros utilizados.**

<b>Tipo de acero</b>	<b>E (kg/ cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ (tons/m<sup>3</sup>)</b>	<b>F<sub>y</sub> (tons/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>F<sub>u</sub> (tons/cm<sup>2</sup>)</b>
ASTM A36	2.1*10 <sup>6</sup>	7.8	2.53	4.08
ASTM A307	2.1*10 <sup>6</sup>	7.8	2.6	4.2
E60XX	2.1*10 <sup>6</sup>	7.8	3.52	4.34

Donde:

E: Modulo de elasticidad del material.

ρ: Densidad.

F<sub>y</sub>: Esfuerzo de fluencia.

F<sub>u</sub>: Esfuerzo de fractura.

## CAPITULO III

### PREDIMENSIONAMIENTO

En el presente capítulo se desarrollarán los criterios que se tomaron en cuenta para el predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales que conforman la edificación.

#### 3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y ARCOS.

Las vigas se dimensionan generalmente con un peralte del orden de  $1/20$  a  $1/23$  de la luz libre. El ancho es menos importante que el peralte pudiendo ser hasta despreciable como es el caso de las vigas planas. En la tabla 3.1, se muestran los valores de dimensionamiento de vigas, según sus luces y ubicación.

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

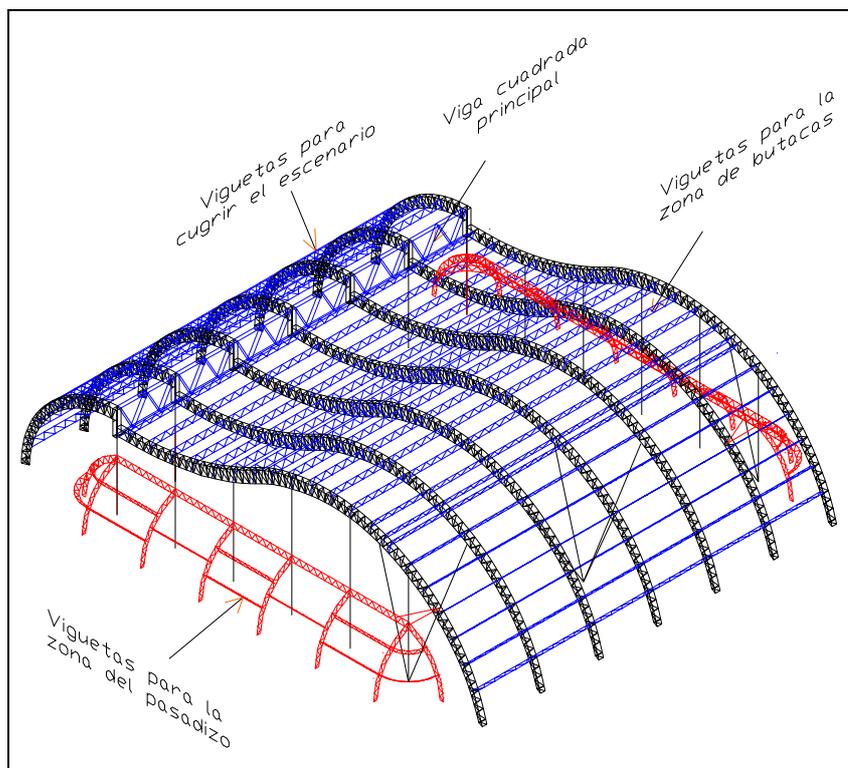
De acuerdo a la configuración arquitectónica de la edificación, todos los arcos son de sección variable; teniendo el peralte requerido en cada zona para satisfacer ya sea requerimientos estructurales (esfuerzos y deformaciones) o arquitectónicos.

**Tabla 3.2 Predimensionamiento de vigas y viguetas**

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

La razón por la que se aprecia una diferencia considerable entre el peralte usado y el calculado para viguetas es porque muchas de ellas no tienen una posición netamente vertical. Por esto no es realmente el peralte que tiene el que se opone a la deflexión por cargas verticales o para el viento, sino su componente vertical. En lo que respecta a la viga cuadrada principal se ha optado por usar 2 mts de peralte por servir de apoyo para dos arcos de un metro de peralte.

**Figura 3.1 Ubicación de los diferentes tipos de vigas en la estructura.**

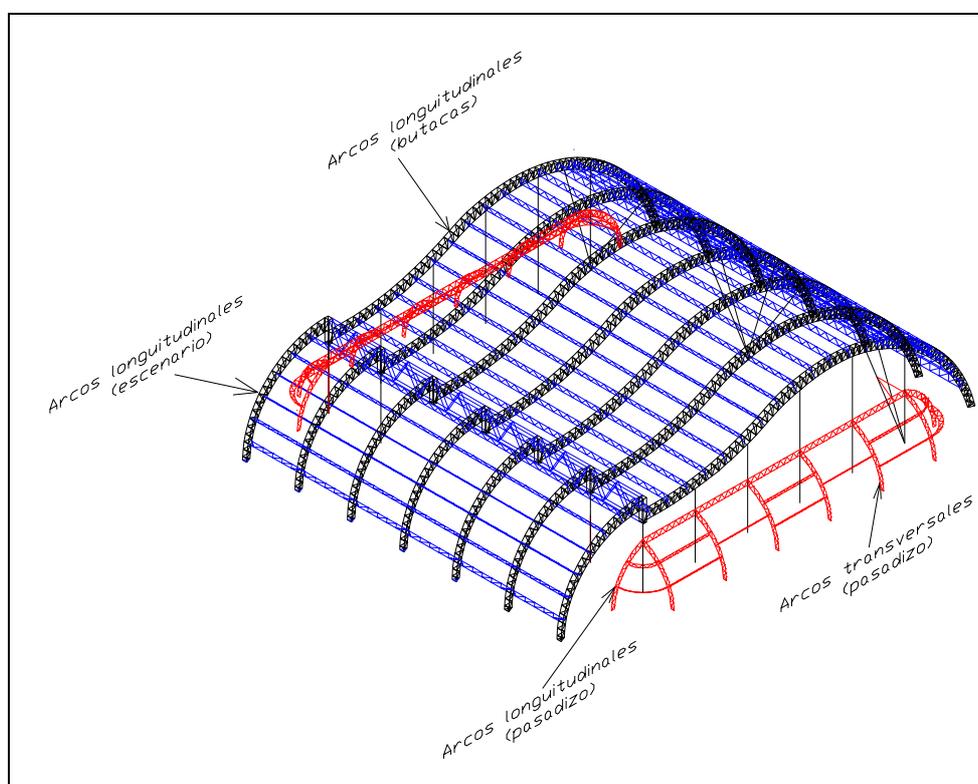


**Tabla 3.2 Predimensionamiento de arcos.**

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

La diferencia en el peralte calculado y usado para los arcos que cubren sobre todo el pasadizo es por requerimientos arquitectónicos.

**Figura 3.2 Ubicación de los diferentes tipos de arcos en la estructura.**



### 3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.

Estos son elementos sometidos a carga axial y momento flector en forma simultánea. Por lo dicho antes los factores que deberían controlar su dimensionamiento son la esbeltez ( $kl/r$ ) y el módulo de la sección ( $Z$ ). En la práctica se acostumbra utilizar como parámetro de predimensionamiento solamente lo primero ( $kl/r$ ).

ASI-LRFD establece al particular que para miembros cuyo diseño se basa en esfuerzos de compresión, es preferible que la relación de esbeltez no sobrepase 200. La palabra preferible significa una liberación de lo que se establecía anteriormente ya que no hay

razón matemática para limitar la aplicabilidad de la ecuación de Euler a relaciones mayores de 200. Sin embargo los diseñadores recomiendan no exceder este límite porque sino se tendrán deformaciones que aumenten la inestabilidad del elemento en compresión.

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

**Tabla 3.3 Predimensionamiento de columnas.**

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

Del cuadro anterior y de los diámetros de tubo que existen en el mercado tenemos que 0.23 mts equivalen a tubo hueco de  $\square 10''= 0.254$  mts.

### 3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE PERFILES CANAL

Los ángulos que forman la estructura para soportar la cobertura lateral (superboard) serán dimensionados siguiendo el criterio para las vigas. A continuación se muestra un cuadro con lo dicho anteriormente.

**Tabla 3.3 Predimensionamiento perfiles canal.**

Tipo de canal	Luz (mts)	F	Peralte sugerido = Luz*F
Parante vertical	0.6	1/25	0.024
Parante horizontal	0.6	1/25	0.024

El peralte definitivo a elegir se determinará en función a los resultados del diseño de estos elementos (ver modelación en SAP2000 y plano E02)

## CAPITULO IV

### CARGAS

El presente capítulo corresponde al metrado y análisis de cargas del auditorio. El metrado se realizará de acuerdo a las sobrecargas especificadas en la norma E-020 de cargas y según la metodología del “metrado isostático” o también conocido como el de áreas tributarias. Los análisis de cargas a efectuarse serán de viento, sismo y Temperatura, según lo que se dicke en cada apartado respectivo.

#### 4.1 CARGAS DE GRAVEDAD.

Son las llamadas también cargas verticales y son originadas ya sea por el peso de los elementos que conforman la estructura o por el uso que se le da.

##### 4.1.1 CARGAS MUERTAS.

Incluye peso propio de la estructura, peso de la cobertura y otros accesorios. A continuación hablaremos de cada uno de ellos

- Peso propio: Este esta en función de los elementos (tablas 4.1 y 4.2) que conforman los arcos, vigas, viguetas y columnas de la estructura. El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000, obteniendo un valor de 26 toneladas ( $19.33 \text{ kg/m}^2$ )
- Peso de la cobertura: Que son, la cobertura trapezoidal de aluminio ( $2.15 \text{ kg/cm}^2$ ) y las planchas superboard de 12 mm ( $16.53 \text{ kg/cm}^2$ ).
- Peso de otros accesorios: Aquí se incluyen las cortinas, luminarias y sistemas de audio y video que requieran ser colocados.

A continuación se muestran dos tablas con los pesos de los elementos que conforman los arcos, vigas, viguetas y columnas. También se enuncia un cuadro con los pesos de algunos accesorios, los cuales se podrían despreciar al momento de modelar la estructura pues son absorbidos por la carga viva.

**Tabla 4.1 Varillas lisas.**

TIPO DE MATERIAL	DIAMETRO DE VARILLA (Pulg.)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO/ML (kg/ml)
ACERO A36	3/8	0.71	0.56
	1/2	1.29	0.994
	5/8	2.00	1.552
	3/4	2.84	2.235

**Tabla 4.2 Tubos de pared delgada usados.**

TIPO DE MATERIAL	DIAMETRO DE TUBO (Pulg.)	ESPESOR DEL TUBO (mm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (kg/ml)
ACERO A36 (Tubo estructural)	3/4	2	1.33	1.04
	1	2	1.72	1.34
	1 1/2	2	2.52	1.96
	2	2	4.18	2.552
	2 1/2	2.5	5.183	3.26
	3	2.5	6.92	5.39
	12	6	59.24	46.21

**Tabla 4.2 Accesorios.**

TIPO DE ACCESORIO	PESO
Cortinas	30 kg/m
Reflectores	20 kg c/u
Parlantes de sonido	50 kg c/u

#### 4.1.2 CARGAS VIVAS

La norma E-020 de cargas, para coberturas livianas considera una sobrecarga, carga viva de techo, de 30 kg/m<sup>2</sup>. Para todas las viguetas de las estructura se ha considerado un área tributaria de 1 m de ancho sobre la que actúa la carga viva. Esto es porque esta sólo actuará en el momento de montar el techo, cuando se quiera hacer alguna reparación o cuando se presente algún caso especial de sobrecarga no contemplado.

### 4.1.3 METRADO DE CARGAS.

A continuación se mostrará el metrado de cargas vivas y muertas, tanto para las vigas, arcos y soporte de la cobertura lateral (superboard) en el auditorio.

#### 4.1.3.1 METRADO DE VIGAS.

El metrado se realizará de la siguiente manera.

##### a) Vigas y viguetas longitudinales.

- Vigas de ejes 2 y 8 (zona límite entre zona de butacas y pasadizo).

$$CM = 5 * 1.375 = \mathbf{6.9 \text{ kg/m}}$$

$$CV = 30 * 1 = \mathbf{30 \text{ kg/m}}$$

Carga puntual por reflectores de luz:

$$CM_{RF} = 12 \text{ kg}$$

- Viguetas comprendidas entre los ejes 1 y 2, 8 y 9 (zona del pasadizo).

$$CM = 5 * 1.9 = \mathbf{9.5 \text{ kg/m}}$$

CV: no se considera por tratarse de una parte que sólo soportará la Cobertura.

Carga puntual por reflectores de luz:

$$CM_{RF} = 12 \text{ kg}$$

##### b) Vigas y viguetas transversales.

- Ejes: A-H.

$$CM = 5 * 1.8 = \mathbf{9 \text{ kg/m}}$$

$$CV = 30 * 1 = \mathbf{30 \text{ kg/m}}$$

Carga puntual por reflectores de luz:

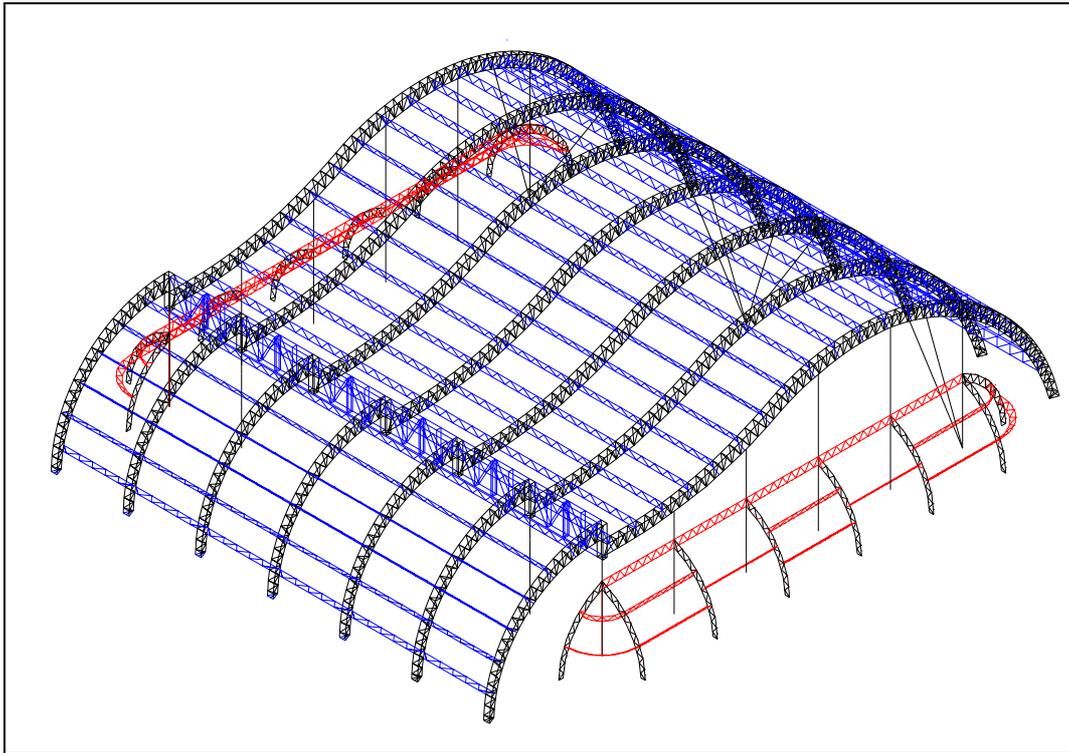
$$CM_{RL} = 12 \text{ kg}$$

A la carga muerta de la segunda, cuarta y quinta vigueta o vigas de soporte lateral de la zona del escenario se le adicionará el peso de las cortinas. El cual varía es de 8 kg/m.

$$CM_C = \mathbf{8 \text{ kg/m.}}$$

No se considerará carga viva para las 3 primeras viguetas de la zona de antesala y escenario por encontrarse en una zona muy curva. Esto porque será muy poco probable que alguna persona transite.

**Figura 4.1** Viga longitudinales y transversales.



Las longitudinales están de color rojo y las transversales de color rojo.

#### 4.1.3.2 ARCOS.

El metrado se realizará de la siguiente manera.

##### a) Arcos longitudinales.

- Ejes: 2-8

$$CM = 5 * 0.2 = 1 \text{ kg/m}$$

$$CV = 30 * 0.2 = 6 \text{ kg/m}$$

##### b) Arcos transversales.

- Ejes B-G ( zona de pasadizo)

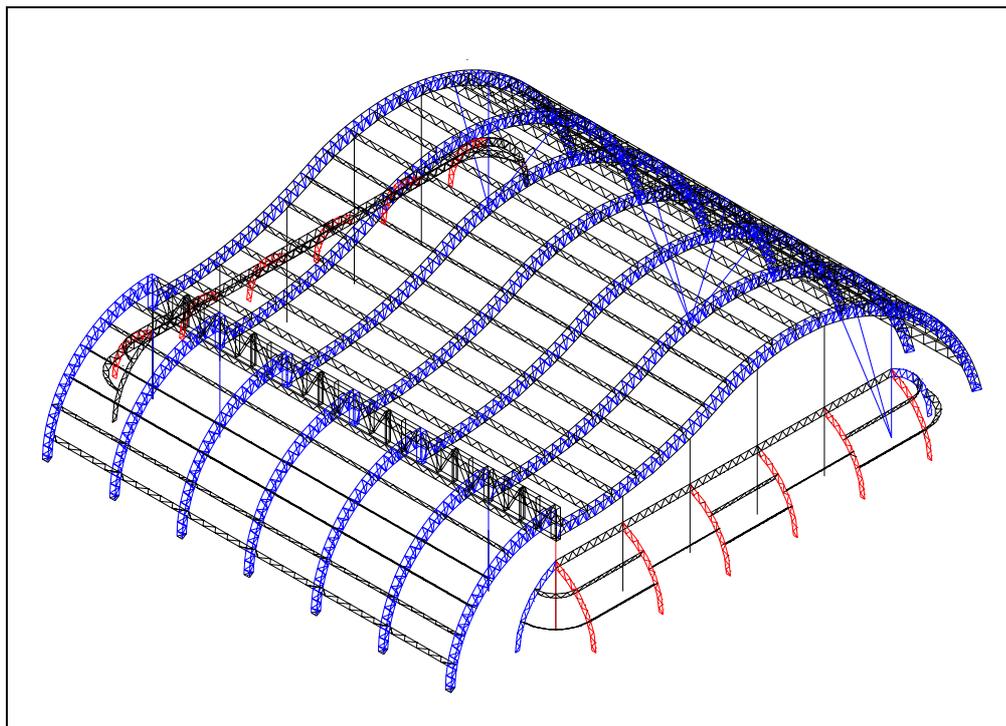
$$CM = 5 * 0.2 = 1 \text{ kg/m}$$

$$CV = 30 * 0.2 = 6 \text{ kg/m}$$

#### 4.1.3.2 Drywall.

- $CM = 16.53 * 0.6 = 9.918$ .
- CV: No se considerará por ser una estructura para cobertura lateral.

**Figura 4.2 Arcos longitudinales y transversales.**



Los arcos longitudinales son los de color rojo y los transversales están de azul.

#### **4.2 CARGAS DE VIENTO.**

Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento; en especial las de 2 o 3 pisos de altura. También lo están aquellas ubicadas en zonas donde la velocidad del viento es significativa o en las que debido a su forma, son más vulnerables a los efectos aerodinámicos. En el caso de las estructuras de acero, su peso relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, produce una magnificación de los efectos del viento relativos a la inercia de la estructura. Por esto las cargas de viento pueden ser más importantes que las debidas a sismo.

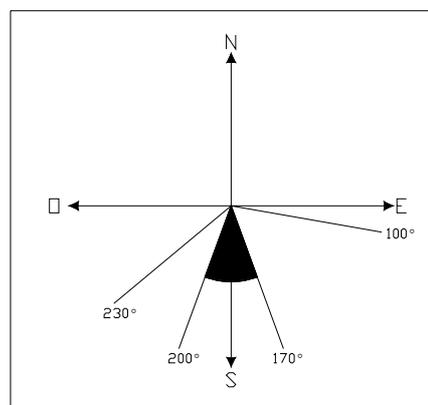
En el Reglamento Nacional de construcción se trata muy brevemente este tipo de carga, por lo que se ha tenido que recurrir a otras bibliografías para extraer conceptos y métodos de obtención de las cargas de viento.

El flujo de viento alrededor de los edificios es un proceso extremadamente complejo y no puede ser descrito por reglas simples. La amplia variedad y forma de los mismos, tipo de exposición al viento, topografía local, así como naturaleza fortuita del viento tienden a complicar el problema. Las características de estos flujos sólo se pueden determinar a través de observaciones directas en tamaño natural o recurriendo a pruebas en túneles de viento. Sin embargo, la conducta puede ser fijada considerando algunas situaciones de flujo típicas.

#### 4.2.1 DIRECCIÓN DEL VIENTO EN PIURA.

La dirección del viento en la ciudad de Piura ha sido obtenida tomando como referencia las mediciones realizadas por el laboratorio de Física de la Universidad de Piura y la tesis del ing. Ricardo Timaná “Análisis complementarios al diseño del puente Bolognesi”. De estos se puede obtener que para los últimos 10 años (91-2000) el 100% de las veces, la dirección del viento se encuentre entre los  $100^\circ$  y  $230^\circ$  de azimut. También se puede extraer que en más de 88% de veces, la dirección del viento oscila entre  $170^\circ$  y  $200^\circ$ . En la figura 4.7 se puede apreciar visualmente la dirección del viento, y lo antes mencionado.

**Figura 4.3 Dirección más frecuente del viento en los últimos 10 años.**



Además, en la gráfica que sigue se muestra el azimut que tendrá el eje transversal y longitudinal del auditorio ( $0^\circ$  ó  $180^\circ$  Y  $90^\circ$  respectivamente). Esto quiere decir que la dirección norte es paralela al eje transversal del auditorio y el eje longitudinal está a  $90^\circ$  de la dirección norte.

**Figura 4.4 Dirección del futuro auditorio.**



Por lo tanto, la condición más crítica de la dirección del viento sería de  $180^\circ$ , y según lo dicho anteriormente, existe al menos un 88% de probabilidad de que se presente esta condición de viento. Aunque la dirección transversal del auditorio sea la más crítica, el análisis por carga de viento se ha realizado para las dos direcciones, dándole por supuesto mayor importancia en el diseño a los resultados obtenidos en la dirección transversal.

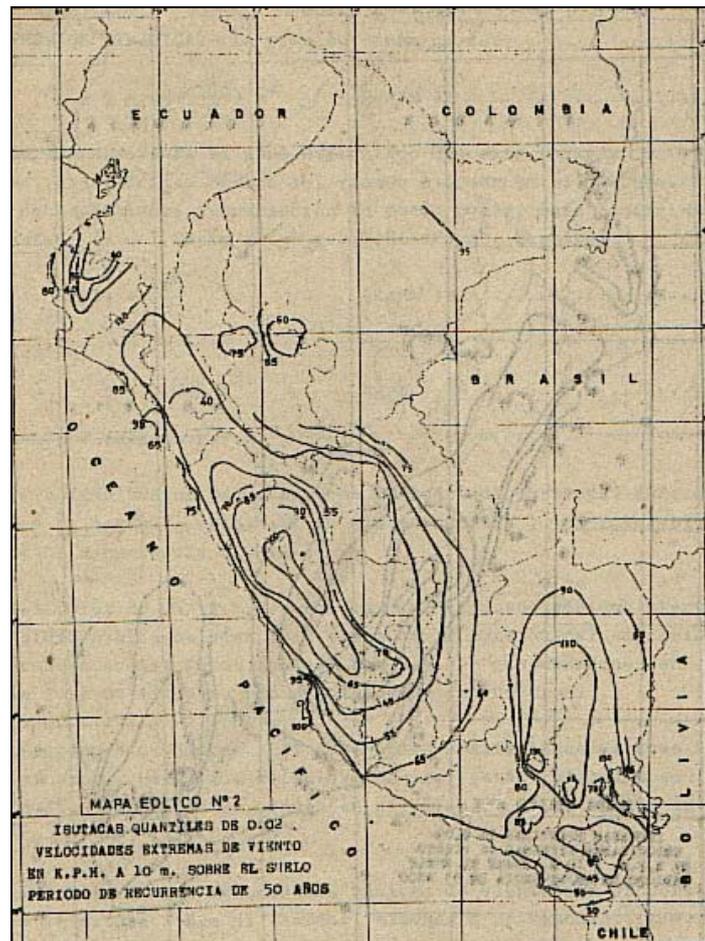
#### **4.2.2 VELOCIDAD DE DISEÑO.**

En el diseño estructural para resistencia de viento de alguna estructura es un problema fundamental la estimación de la velocidad de viento esperada. Ha sido previamente mencionado, que de una interpretación de registros meteorológicos es posible determinar la velocidad, dirección y frecuencia del viento. De esta información meteorológica, es obtenida una velocidad media local o media fundamental  $v_f$ , con referencia a algunos datos arbitrarios de altura  $z_f$ , la cual es a menudo 10 m (como es en nuestro caso).

La estructura debe ser diseñada para esta velocidad fundamental, recurriendo a específicos intervalos de tiempo con apropiadas modificaciones para explicar la distribución espacial como función de las dimensiones de la estructura. El valor del intervalo de tiempo es la vida esperada de la estructura. Para estructuras del tipo de la desarrollada en la presente tesis, es recomendable que la velocidad fundamental del viento sea determinada para un intervalo de tiempo mínimo de 33 años. Por lo que se ha elegido un intervalo de tiempo de 50 años, para mayor seguridad.

A continuación se muestra una figura en la cual se grafica las curvas de velocidad en el Perú (isotacas), a una altura de 10 metros, para un periodo de retorno de 50 años. Aquí se observa que para la ciudad de Piura se obtiene una velocidad de 55 kph (mayor a 15 m/s).

**Figura 4.5 Isotacas para un periodo de retorno de 50 años en el Perú.**



**Fuente: Ponencias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil (1987).**

Se dice que los fenómenos que se presentan en la ingeniería pueden clasificarse en determinísticos y probabilísticos. Si la ocurrencia de las variables en un proceso es cierta, será determinístico, en cambio, si se toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia y la falta de certeza existente, se hablará de un proceso probabilístico. Es conveniente hacer notar que la gran mayoría de los procesos que interesan al ingeniero, en especial en el campo de la hidrología y meteorología, pertenecen a la categoría de los fenómenos probabilísticos.

En Piura, se tiene una base de datos de 10 años (Fuentes: Estación meteorológica del lab. De Física – UDEP y la Tesis del Ing. Ricardo Timaná, Análisis complementarios del puente Bolognesi), de las velocidades máximas diarias, las cuales sirvieron como fundamento para la velocidad de diseño. Se recomienda que esta velocidad deba ser calculada para un periodo de retorno igual a la vida útil de la estructura. Por lo tanto el cálculo se realizó para un periodo de retorno de 50 años, usando la ley de Gumbel y el método gráfico ( papel semi logarítmico).

Según Gumbel:  $v = 7.88 \text{ m/s}$

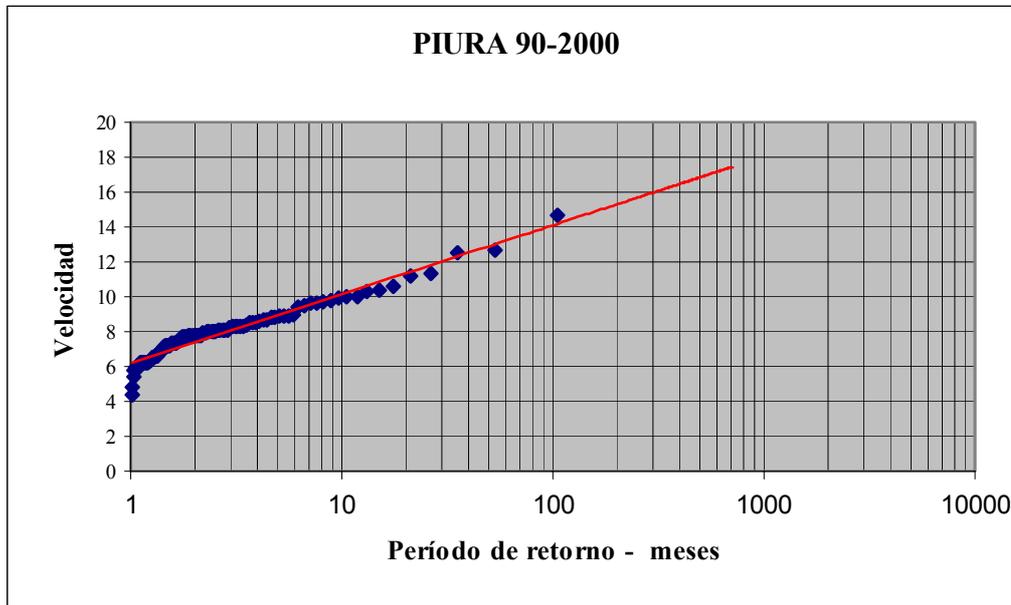
$$\sigma_{n-1} = 1.637$$

$$K = 6.3$$

Luego:  $v = 7.88 + 6.26 * 1.637 = 18.13 \text{ m/s}$

Además, usando el método gráfico (figura 4.10) se puede observar que para un periodo de retorno de 50 años (600 meses) se obtiene una velocidad de diseño aproximada de 17.7 m/s.

**Figura 4.6 Gráfica de velocidad vs. Periodo de retorno.**



Luego, de las velocidades obtenidas según Gumbel y gráficamente ( 18.13 m/s y 17.7 m/s), optaremos por la mayor de 18.13 m/s (65.26 k.p.h.).

#### 4.2.3 CARGAS DE DISEÑO POR VIENTO.

Para hallar las presiones originadas por el viento se tiene que aplicar la siguiente ecuación:

$$P = C_p * C_r * q \quad (\text{kg/m}^2)$$

Donde:

$p$  = Intensidad de la presión estática equivalente.

$C_p$  = Coeficiente de presión, que depende de la forma de la estructura

$C_r$  = Coeficiente de ráfaga, que depende de la magnitud de las velocidades de las ráfagas del viento y de la flexibilidad vertical.

$q$  = Intensidad de la acción dinámica del viento, donde  $q = 0.005v^2$

$v$  = Velocidad del viento de diseño a la altura  $H$  sobre el suelo calculándose en k.p.h.

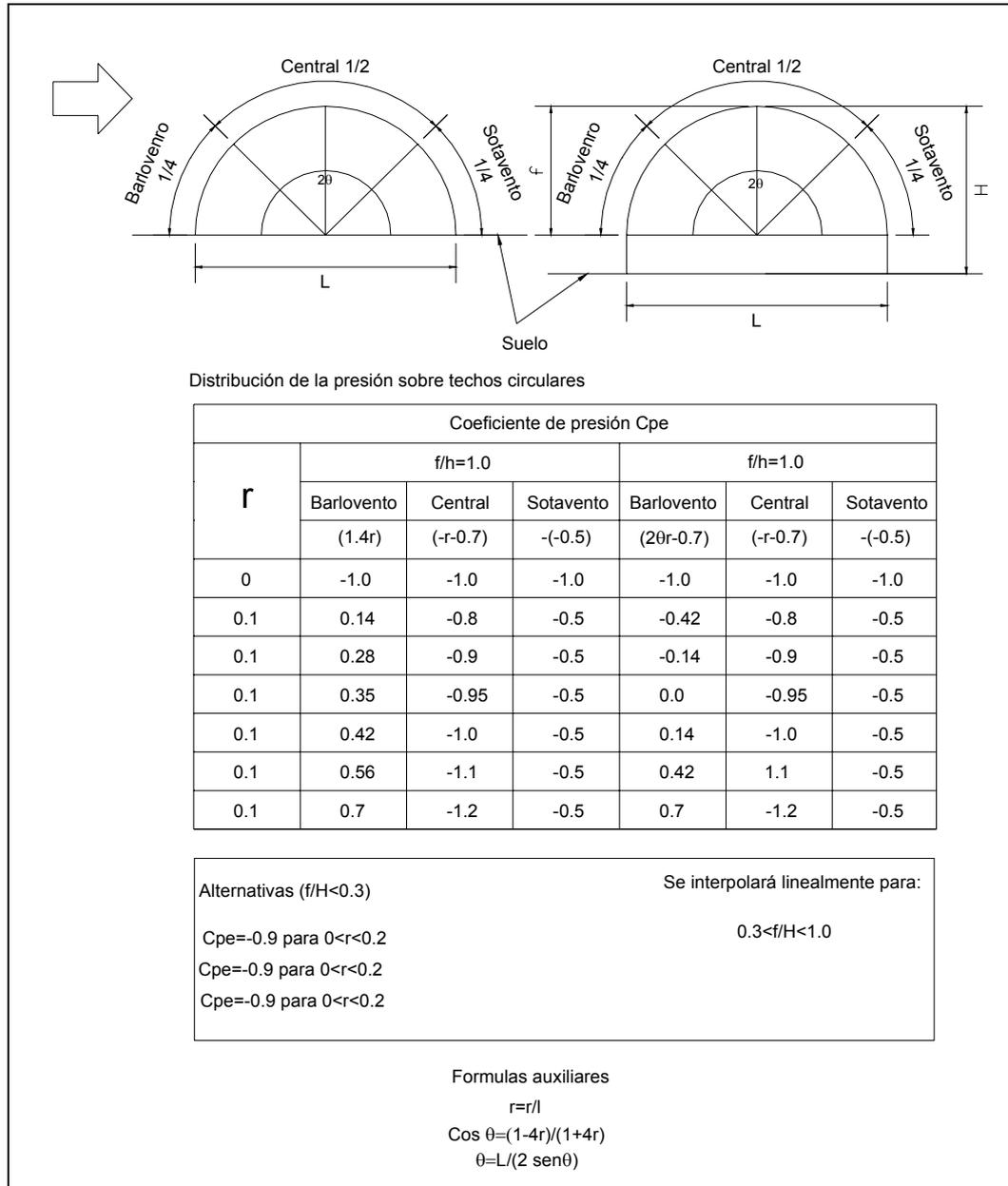
En ningún caso se tomarán presiones dinámicas menores de  $q = 15 \text{ kg/m}^2$

La ocurrencia de presiones o succiones “ $p$ ” debidas al viento en superficies verticales horizontales o inclinadas de una edificación serán consideradas

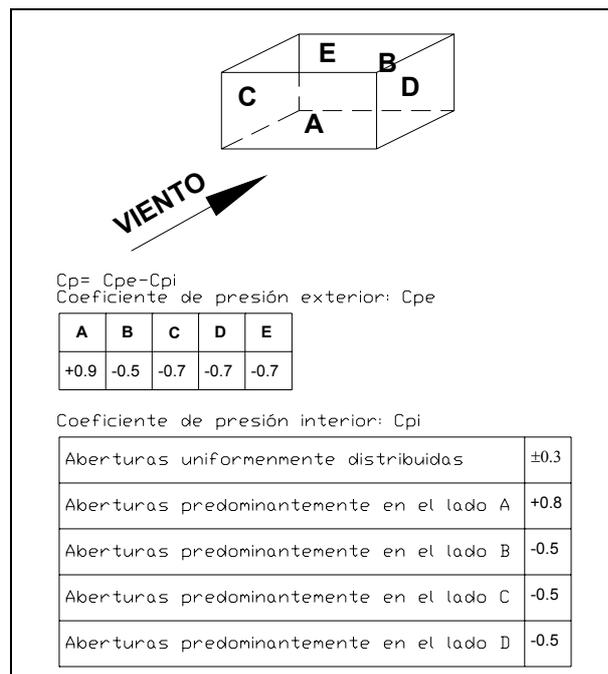
simultáneamente y se supondrán verticales a la superficie sobre la cual actúan. La carga de viento “p” depende de la forma de la estructura.

Las presiones pueden ser positivas (presión) o negativas (succión), determinadas por un coeficiente  $C_p$ , y serán consideradas como diferenciales con relación a la presión atmosférica normal. A continuación se muestran dos figuras con la forma de hallar con los coeficientes de presión  $C_p$  para las dos formas similares a la del auditorio: arcos y cubiertas rectangulares

**Figura 4.7.1 Valores de  $C_p$  para arcos.**



**Figura 4.7.2 Valores de  $C_p$  para cubiertas rectangulares.**



El coeficiente de ráfaga es diferente de 1, sólo cuando se trata de estructuras cuya esbeltez o dimensiones horizontales reducidas las hacen sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos periodos largos favorecen a la ocurrencia de oscilaciones importantes.

Para el caso de la estructura desarrollada en la presente tesis, se tiene que  $q$  es :

$$q = 0.005 \times (65.25)^2 = 21.3 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Analizaremos la carga de viento por separado, para la dirección transversal y longitudinal.

#### 4.2.3.1 CARGA DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (CW3).

Cuando el viento ataca al auditorio por la dirección transversal, el efecto que le produce es similar al que se muestra en la tabla 4.4 para edificios con planta y elevación rectangulares; a excepción de los 2 pasadizos, donde el efecto producido es como arcos.

Debido a lo antes mencionado; para el cálculo de  $C_p$  se dividió la estructura en varias caras de ataque, como se muestra en la siguiente figura

Figura 4.8 Caras de ataque para el viento en dirección transversal.

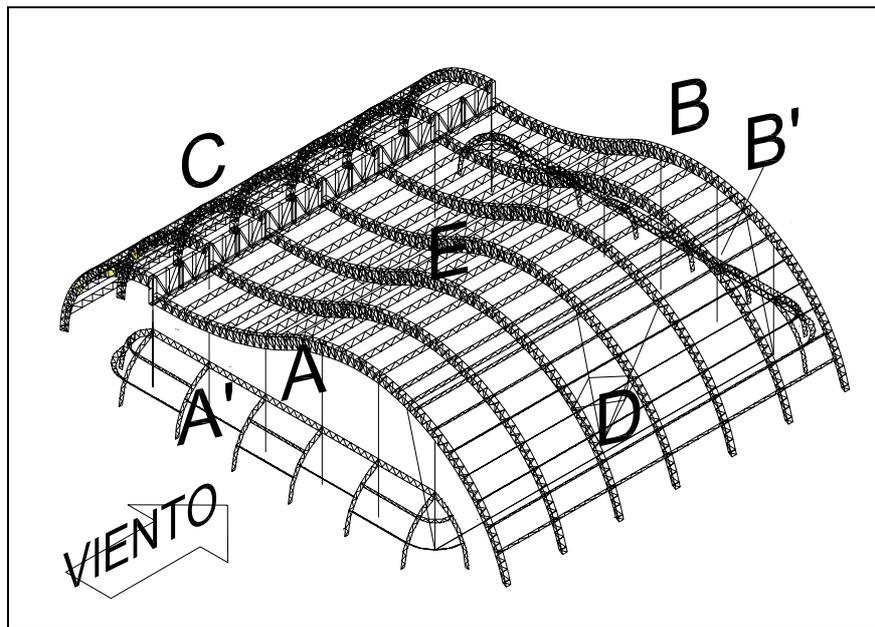
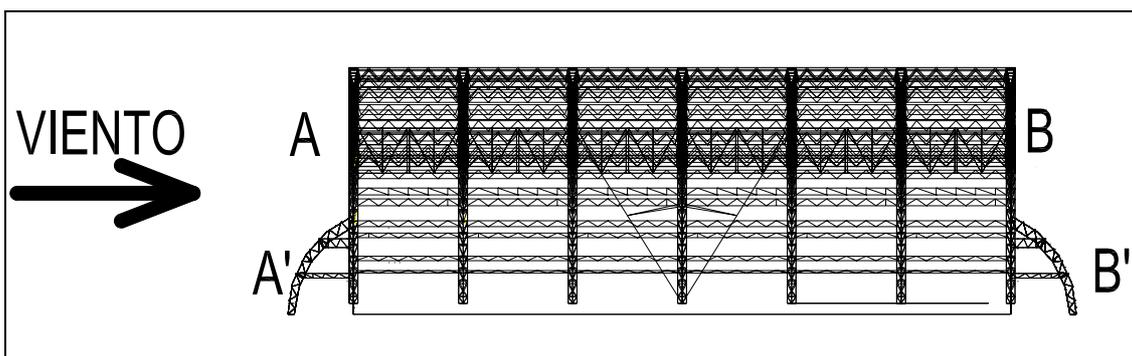


Figura 4.9 Caras A, A', B Y B'.



A continuación se muestra una tabla con los valores de  $C_p$ ,  $C_r$  y  $P$  en cada una de las caras del auditorio para el viento en dirección transversal. Todos los valores positivos serán presiones en compresión y los negativos en succión.

Tabla 4.5.1 Valores de  $C_p$ ,  $C_r$ ,  $q$  y  $P$  para el viento en dirección transversal.

Caras	Coeficiente de presión				$q$ ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )	$P$ ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )
	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_p = C_{pe} + C_{pi}$	$C_r$		
A	0.9	$\pm 0.3$	1.2	1	21.3	25.55
B	-0.5	$\pm 0.3$	-0.8	1	21.3	-17.04
C	-0.7	$\pm 0.3$	-1	1	21.3	-21.3
D	-0.7	$\pm 0.3$	-1	1	21.3	-21.3
E	-1	$\pm 0.3$	-1.3	1	21.3	-27.69

Las caras A' y B' son las partes en forma de arco (pasadizos) de las cara A y B respectivamente, como se aprecia en la figura 4.12 y 4.13. Por lo que se analizaron como tal, siguiendo las formulaciones contenidas en la tabla 4.4 para estructuras en forma de arco, como lo apreciamos en la tabla siguiente.

**Tabla 4.5.2 Valores de  $C_p$ ,  $C_r$ ,  $q$  y  $P$  para el viento en dirección transversal**

Caras	Coeficiente de presión $C_p$			$C_r$	$q$ (kg/m <sup>2</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )		
<b>A'</b>	0.7	-1.2		1	21.3	14.91	-25.56	
<b>B'</b>		-1.2	-0.5	1	21.3		-25.56	-12.75

La carga distribuida, producto del viento, será perpendicular a la superficie de contacto y dependerá del área tributaria de cada elemento. Por lo que casi toda la carga será asumida por los elementos que soportan a esta, es decir, las viguetas. Los arcos, al ser paralelos a la dirección de la cobertura, asumirán muy poco porcentaje de carga, porque sólo tendrán un área tributaria del ancho de una onda de la cobertura.

En la siguiente tabla se puede apreciar la carga de viento distribuida por metro lineal para el viento en dirección transversal, para cada elemento del auditorio.

**Tabla 4.6.1 Carga distribuida de viento en dirección transversal.**

Caras	Elementos	Longitud tributaria (m)	P (kg/m <sup>2</sup> )	Carga distribuida (kg/m)
<b>A</b>	Draywall	0.6	25.55	<b>15.33</b>
	Columnas	0.3	25.55	<b>7.65</b>
<b>B</b>	Draywall	0.6	-17.04	<b>23</b>
	Columnas	0.3	-17.04	<b>-5.1</b>
<b>C</b>	Viguetas	1.8	-21.3	<b>-38.34</b>
	Arcos	0.15 y 0.3	-21.3	<b>-3.2 y -6.4</b>
<b>D</b>	Viguetas	1.8	-21.3	<b>-38.34</b>
	Arcos	0.15 y 0.3	-21.3	<b>-3.2 y -6.4</b>
<b>E</b>	Viguetas	1.8	-27.69	<b>-49.84</b>
	Arcos	0.15 y 0.3	-27.69	<b>-4.15 y -8.307</b>

**Tabla 4.6.2 Carga distribuida de viento en dirección transversal.**

CARAS	Elementos	Ubicación	Longitud tributaria (m)	P (kg/m <sup>2</sup> )	Carga distribuida (kg/m)
A'	Arcos	Vertical	0.30	27.69	<b>8.31</b>
	Arcos	Barlovento	0.30	14.91	<b>4.47</b>
	Arcos	Central	0.30	-25.56	<b>-7.57</b>
	Viguetas	Barlovento	1.90	14.91	<b>29.07</b>
	Viguetas	Central	1.90	-25.56	<b>-48.56</b>
	Viga	Central	0.95	-25.56	<b>-24.28</b>
B'	Arcos	Central	0.30	-20.44	<b>-6.13</b>
	Arcos	Sotavento	0.30	-8.52	<b>-2.55</b>
	Arcos	Vertical	0.30	-13.63	<b>-4.09</b>
	Viguetas	Central	1.90	-20.44	<b>-38.83</b>
	Viguetas	Sotavento	1.90	-8.52	<b>-16.18</b>
	Viga	Central	0.95	-20.44	<b>-19.42</b>

#### 4.2.3.1 CARGA DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL (CW1 Y CW2)

Cuando el viento ataca al auditorio por la dirección longitudinal (dirección de ataque poco probable), el efecto que le produce es similar al que se muestra en la tabla 4.4 para arcos (caras C, D y E). En el caso de las caras paralelas a la dirección del viento (caras laterales A, A', B Y B'), el efecto producido es similar al de edificios con planta y elevación rectangulares.

Figura 4.10 caras de ataque para el viento en la dirección longitudinal.

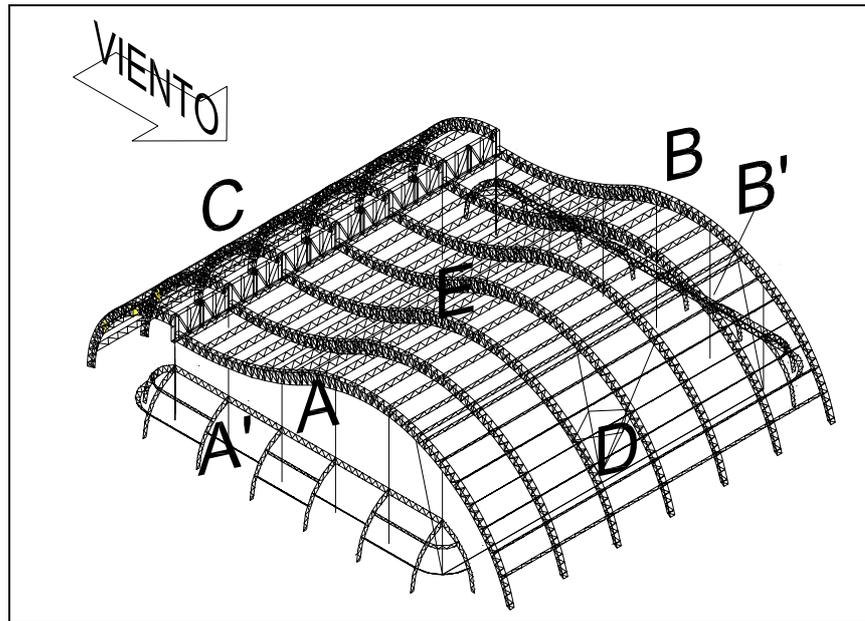
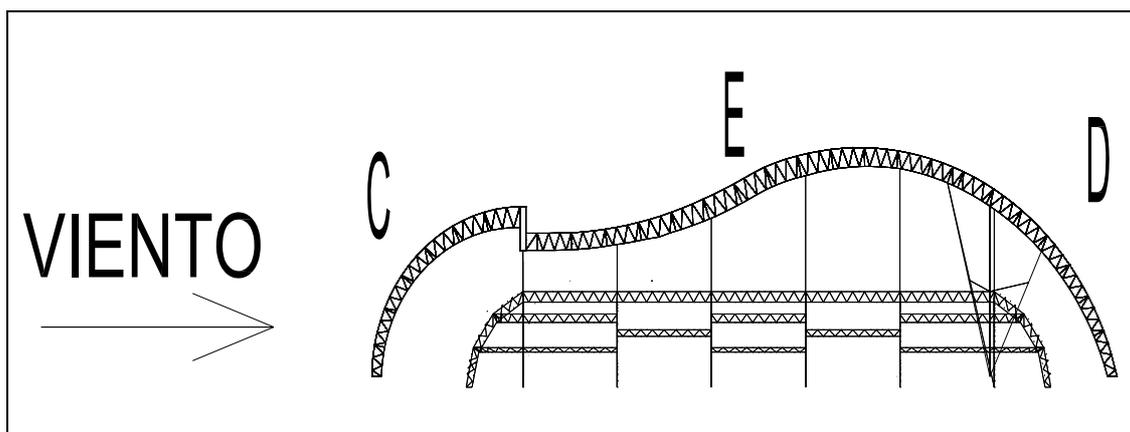


Figura 4.11 Caras C, D, E.



A continuación se muestra una tabla con los valores de  $C_p$ ,  $C_r$  y  $P$  en cada una de las caras del auditorio para el viento en dirección longitudinal.

Tabla 4.7.1 Valores de  $C_p$ ,  $C_r$ ,  $q$  y  $P$  para el viento en dirección longitudinal.

CARAS	Coeficiente de presión		$q$ ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )	$P$ ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )
	$C_p = C_{pe} + C_{pi}$	$C_r$		
A	-1	1	21.3	21.3
A'	-1	1	21.3	-21.3
B	-1	1	21.3	-21.3
B'	-1	1	21.3	-21.3

**Tabla 4.7.2** Valores de  $C_p$ ,  $C_r$ ,  $q$  y  $P$  para el viento en dirección longitudinal.

Caras	Coeficiente de presión $C_p$			$C_r$	$q$ ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )	$P$ ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )		
	B	C	S			B	C	S
<b>C</b>	0.7	-1.2		1	21.3	<b>14.91</b>	<b>-25.56</b>	
<b>D</b>		-1.2		1	21.3		<b>-25.56</b>	
<b>E</b>		-1.2	-0.5	1	21.3		<b>-25.56</b>	<b>-10.15</b>

En la tabla siguiente se puede apreciar la carga de viento distribuida por metro lineal para el viento en dirección longitudinal, para cada elemento del auditorio.

**Tabla 4.8.1** Carga distribuida de viento en dirección longitudinal

Caras	Elementos	Longitud tributaria (m)	$P$ ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )	Carga distribuida ( $\text{kg}/\text{m}$ )
<b>A</b>	Draywall	0.6	-21.3	<b>-12.78</b>
	Columnas	0.3	-21.3	<b>-6.4</b>
<b>A'</b>	Viguetas	1.9	-21.3	<b>-40.47</b>
	Arcos	0.15 y 0.3	-21.3	<b>-3.2 y -6.39</b>
	Vigas	1.375	-21.3	<b>-29.2875</b>
<b>B</b>	Draywall	0.6	-21.3	<b>-12.78</b>
	Columnas	0.3	-21.3	<b>-6.4</b>
<b>B'</b>	Viguetas	3.6666	-21.3	<b>-78</b>
	Arcos	0.15 y 0.3	-21.3	<b>-3.2 y -6.39</b>
	Vigas	1.375	-21.3	<b>-29.2875</b>
	Arcos	0.15 y 0.3	-25.56	<b>-3.834 y -7.67</b>

**Tabla 4.8.2 Carga distribuida de viento en dirección longitudinal**

CARAS	Elementos	Ubicación	Area tributaria (m)	P (kg/m <sup>2</sup> )	Carga distribuida (kg/m)
C	Arcos	Barlovento	0.15 y 0.3	14.91	2.23 y 4.47
	Viguetas	Barlovento	1.8	14.91	26.83
	Arcos	Central	0.15 y 0.3	-25.56	-3.38 y -7.67
	Viguetas	Central	1.8	-25.56	-46
D	Arcos	Central	0.15 y 0.3	-25.56	-3.38 y -7.67
	Viguetas	Central	1.8	-25.56	-46
	Arcos	Sotavento	0.15 y 0.3	-10.15	-1.52 y 3.04
	Viguetas	Sotavento	1.8	-10.15	-18.27
E	Arcos	Central	0.15 y 0.3	-25.56	-3.38 y -7.67
	Viguetas	Central	1.8	-25.56	-46

#### 4.3 CARGAS DE SISMO.

Se realizó el análisis sísmico modal de la estructura mediante vectores, aplicándose el análisis en las tres direcciones.

- a) 100%X + 30%Y
- b) 30% X +100% Y
- c) 30%Z

De este análisis se ha obtenido un periodo de vibración para la estructura de 0.375 segs el cual nos servirá para compararlo con el del viento para descartar que se produzca resonancia. A continuación se muestra un cuadro comparativo de los desplazamientos y cargas axiales máximos generados por las cargas de viento, muertas, vivas y de sismo sobre la estructura uno de los arcos longitudinales de la estructura.

**Tabla 4.9 Cuadro comparativo de efectos ocasionados por las cargas sobre la estructura.**

	CM	CV	Viento longitudinal	Viento transversal	Carga de sismo
<b>Desplazamiento(cm)</b>	-3.4	-4	6	5	0.15
<b>Carga axial (Ton)</b>	3.5	3.6	-5	-4.3	0.34

Los desplazamientos con signo negativo son los producidos hacia abajo y los que tiene signo positivo son los producidos hacia arriba.

En cuanto a las cargas axiales, las positivas indican tracción y las negativas indican compresión.

#### 4.4 CARGAS DE TEMPERATURA.

Debido a que se trata de una estructura metálica que es sensible a los cambios térmicos se ha realizado un análisis por temperatura para poder medir los efectos de esta en la estructura. Para esto se ha tenido en cuenta la siguiente consideración.

Asumiendo que la temperatura podría ser de 20 grados al interior del recinto (debido a algún sistema de ventilación o aislante térmico como el tipo de cobertura propuesta) y la exterior de 40 grados (para un caso extremo). Se ha considerado una variación de temperatura de 20 grados en los arcos y viguetas de la estructura.

A continuación se muestra una tabla con los desplazamientos y cargas axiales máximas generadas por los efectos de temperatura sobre uno de los arcos longitudinales de la estructura.

**Tabla 4.10 Cuadro comparativo de efectos ocasionados por las cargas sobre la estructura.**

	CM	CV	Viento longitudinal	Viento transversal	Carga de temperatura
<b>Desplazamiento(cm)</b>	-3.4	-4	6	5	<b>0.4</b>
<b>Carga axial (Ton)</b>	3.5	3.6	-5	-4.3	<b>0.4</b>

Los signos indican lo mismo que en el caso de la tabla 4.9.

De los resultados obtenidos en las dos últimas tablas se puede ver que los efectos por temperatura al igual que los de sismo se pueden despreciar en el diseño del auditorio. Todo esto porque comparativamente con los del viento son mucho menores y según el reglamento hay muy poca probabilidad que los tres ocurran simultáneamente.

## **CAPITULO V**

### **MODELO EN EL COMPUTADOR**

#### **5.1 PROGRAMA SAP2000**

El programa SAP2000 que se ha empleado tanto en el análisis como en el diseño del presente auditorio es un software de elementos finitos de propósito general para análisis lineal y no lineal, estático y dinámico de estructuras. Además es una poderosa herramienta de diseño a través de las especificaciones AASHTO y los códigos de diseño ACI Y AISC. Estas características y otras más hacen de este software bastante aplicable a problemas de ingeniería civil.

La gran ventaja del SAP2000, radica en la facilidad y rapidez con que se ingresan los datos geométricos y físicos, así como también la rapidez con que realiza el análisis y diseño de los elementos que conforman la estructura. También posee un entorno gráfico con barras de menú y opciones que permiten dibujar la geometría de la estructura directamente en la pantalla o importar dicha geometría del programa AUTOCAD. Todo lo mencionado anteriormente permite al usuario variar fácilmente datos geométricos o propiedades para así lograr una optimización en la resistencia, servicio y economía del diseño.

El análisis estructural lo realiza siguiendo la metodología del análisis elástico lineal, teniendo además la posibilidad de realizar un tipo de análisis de segundo orden o también conocido como análisis P-Delta.

Las cargas gravitacionales podemos dividir las en dos partes: las cargas debidas a peso propio de vigas, columnas, arcos, etc; las cuales pueden ser asignadas manualmente o calculadas por el propio programa. El otro tipo de cargas son las halladas a partir del metrado de cargas.

El diseño de las estructuras de acero, se realiza según las combinaciones de carga que el operador decida. Para tal fin el programa cuenta con una serie de códigos de

diseño en acero como son: AISC-ASD, AISC-LRFD, EUROCODE, ASSHTO, CISC, etc. El programa nos permite visualizar además esfuerzos axiales en cada uno de los elementos debido a carga axial o a momentos flectores, adicionalmente nos permite visualizar las reacciones en los apoyos, los momentos flectores, la carga axial, la fuerza cortante y la deformada de la estructura según el estado de carga elegido, con lo cual podemos fácilmente verificar deflexiones.

## 5.2 MODELO DEL AUDITORIO

Al tener el proyecto arquitectónico completamente definido, la ejecución del modelo, es un procedimiento que si se lleva de una manera ordenada, resulta algo sencillo y rápido. Aunque en el caso específico de esta estructura la ejecución del modelo tardo un poco por el tamaño y complejidad de la misma.

El modelo del auditorio o preproceso se realizará de acuerdo a la geometría y disposición arquitectónica mostradas en el apéndice A (ver planos de arquitectura) Para tal fin se utilizó la interfase gráfica de usuario (GUI) del SAP2000.

La etapa de modelación o preproceso abarca las siguientes partes:

- Elección del sistema de unidades (Ton-m).
- Definición de la geometría (por su complejidad fue importada desde AUTOCAD)
- Definición del material y del propiedades de las secciones transversales de los elementos.
- Asignación de secciones transversales a los elementos y liberación de los grados de libertad.
- Definición de los estados de carga.
- Asignación de los estados de carga para los distintos estados.
- Asignación de las condiciones de borde.

## 5.3 ANÁLISIS

En esta parte SAP2000 ensamblará y resolverá la matriz global de la estructura. Se requieren los siguientes pasos:

- Indicar el tipo de análisis y los grados de libertad de la estructura.
- Correr el modelo.

Una vez que el modelo ha sido corrido SAP2000 mostrará un informe sobre el análisis realizado. En dicho informe se muestran datos como: el tamaño del modelo, el número de barras, los tipos de análisis que se han efectuado y los errores al desarrollar el análisis, si los hubiera.

## 5.4 VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS Y DISEÑO

Una vez que el modelo ha sido corrido podremos apreciar la configuración deformada, ver las fuerzas internas, efectuar el diseño siguiendo el código AISC-LRFD-93, rediseñar cualquier elemento de la estructura e imprimir los resultados.

Para mayor entendimiento, en el siguiente capítulo se desarrollará el diseño de algunos elementos estructurales utilizando el SAP2000.

## **CAPITULO VI: DISEÑO.**

En el presente capítulo se verifica el cumplimiento de las condiciones de resistencia del auditorio y se realiza el diseño de las diferentes partes del auditorio.

### **6.1 VERIFICACIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO.**

Como se dijo en el capítulo II, de las condiciones de servicio existentes sólo se tomará en cuenta las deflexiones.

A continuación se aprecia una tabla donde se muestran la deflexión máxima permisible y deflexiones reales por cargas de servicio (carga viva o carga de viento) de cada uno de los elementos del auditorio. Las primeras han sido obtenidas de la relación:  $Luz\ libre/250$  y las deflexiones reales de un modelo en 3 dimensiones de la estructura hecha en SAP2000.

Tabla 6.1 Deflexiones.

Partes de la estructura		Luz libre (metros)	Deflexión máxima permisible (L/250)-cm	Deflexión real	
				CV	CW
<b>Viguetas</b>	<i>Volado(*)</i>	1.85	0.74	<b>1.15</b>	<b>1.15</b>
	<i>Escenario</i>	4.6	1.84	-0.84	1.52
	<i>Butacas</i>	4.6	1.84	-1.00	1.60
	<i>Pasadizo</i>	5	2.00	0.20	1.20
<b>Arcos</b>	<i>Escenario</i>	7.3	2.92	-0.54	0.80
	<i>Butacas</i>	24.65	9.89	-4.95	6.00
	<i>Pasadizo</i>	3	1.20	-0.002	0.02
<b>Vigas</b>		4.7	1.88	-0.036	0.17
<b>Viga cuadrada principal</b>		4.7	1.88	0.60	1.01
<b>Drywall</b>		7.00	2.8	0.00	2.40

De la tabla anterior se puede apreciar que a excepción del voladizo, la deflexión de las demás partes de la estructura está por debajo de la máxima permitida. En cuanto a la deflexión del voladizo, esta es bastante mayor a la permitida aunque imperceptible a la vista. Se podría utilizar esta longitud de volado (1.80 mts) o si se prefiere se puede reducirlo a una distancia de 0.95 metros por lo que su único fin es proteger del agua de lluvia a la zona de butacas.

A continuación trataremos del diseño de las diferentes partes que conforman el auditorio. Lo cual haremos mediante ejemplos de diseño, cuyos resultados deberían ser bastante parecidos a los resultados obtenidos por el software SAP2000. Primero tomaremos como ejemplo partes de la estructura que trabajen sólo a cargas axiales o en donde los momentos tienen muy poca influencia (< 10% de la capacidad del elemento). Por último explicaremos mediante un ejemplo elementos sometidos a cargas axiales y flexión simultánea.

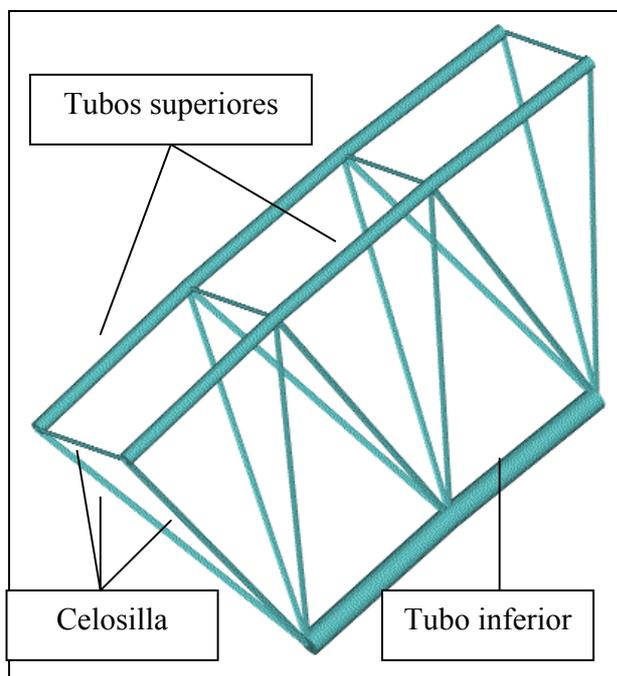
## 6.2 DISEÑO DE ARCOS.

Como ya se ha mencionado anteriormente, en el auditorio existen tres tipos de arcos; estos han sido clasificados de en función a la zona que cubren.

Para el ejemplo de diseño se ha escogido uno de los arcos que cubren la zona de las butacas, por ser los que soportan mayor sollicitaciones de carga.

A continuación se muestra un esquema de la forma que tiene dicha sección

**Figura 6.1 Sección arco.**



Como se puede apreciar en la figura 6.1 la sección arco es una especie de prisma triangular formado por tubos de pared delgada en su parte superior, inferior y celosía. A su vez esta última se divide en celosía diagonales y horizontales

Por lo mencionado anteriormente se ha creído conveniente dividir el diseño del arco en dos partes para su mejor entendimiento.

#### **A) Diseño de los tubos superiores e inferior del arco.**

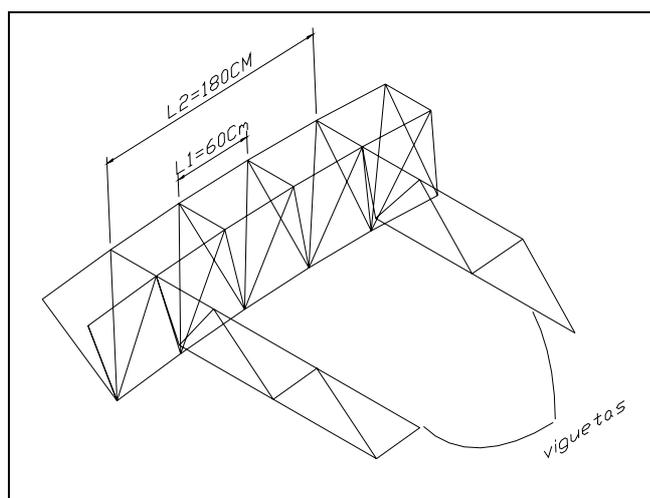
Del análisis estructural hecho se tiene que estos elementos del arco están sometidos a cargas axiales de tracción o compresión; teniendo los momentos muy poca o ninguna influencia. La excepción a lo dicho anteriormente sería solamente la zona donde los tubos inferiores del arco se apoyan sobre las columnas diagonales que salen de la plancha BC2 (ver planos). Esta zona de influencia tiene un metro de largo aprox. y la forma de diseño será diferente al resto del arco (flexo compresión) que se tocará al ver el diseño de columnas. A continuación se muestra una tabla con las combinaciones de carga críticas para poder diseñar los tubos superiores e inferior del arco.

**Tabla 6.2 Cargas de diseño.**

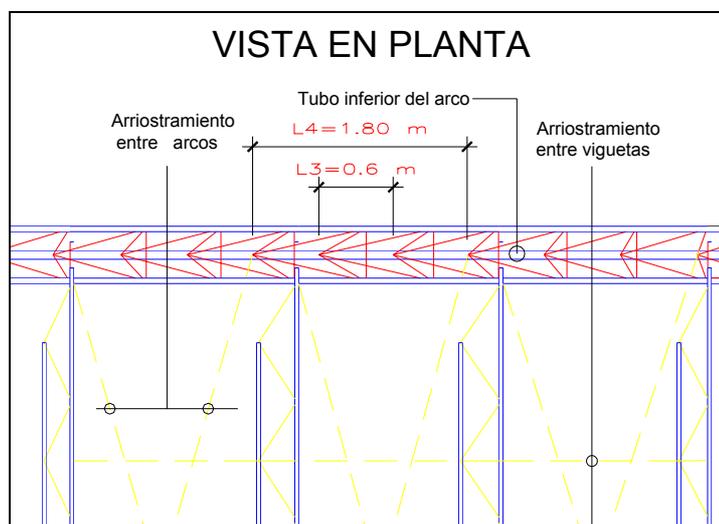
Combinación de carga	P1 (ton)	P2 (ton)
3.3	-3.724	6.36
5.1	1.96	-3.32

Donde P1 es la carga axial máxima registrada en toda la estructura para cada uno de los tubos superiores del arco y P2 es la carga axial máxima en el tubo inferior del arco. Las cargas con signo negativo son fuerzas en compresión y las otras son en tracción. Esta convención se ha usado para el todo el diseño de la estructura desarrollada la presente tesis.

Lo primero que se debe reconocer al diseñar un elemento sometido a fuerzas en compresión es la forma del pandeo que este podría tener para poder calcular luego su resistencia. Es por eso que a continuación se muestran dos figuras con las posibles longitudes de pandeo de los elementos superiores e inferior que conforman el arco.

**Figura 6.2 Longitudes de pandeo para los tubos superiores.**

**Figura 6.3 Longitud de pandeo para el tubo inferior.**



De lo apreciado en la figura 6.2.1 se puede observar que para el diseño de los tubos superiores hay dos hipótesis para el pandeo:

- *Hipótesis 1.-* Cuando un solo tubo pandea, siendo su longitud de pandeo  $KL_1$  y su radio de giro  $= 0.35 \cdot \text{diámetro del tubo}$ .
- *Hipótesis 2.-* Cuando los dos tubos pandean, siendo su longitud  $KL_2$  y su radio de giro igual a la separación entre ambos tubos, es decir, 0.40 mts.

En la figura 6.2.2 se observa que para el tubo inferior hay también dos hipótesis:

- *Hipótesis 1.-* Cuando un el tubo pandea entre la separación de la celosilla, siendo su longitud  $KL_3$  y su radio de giro  $= 0.35 \cdot \text{diámetro del tubo}$ .
- *Hipótesis 2.-* Cuando el tubo pandea a lo largo de las crucetas, siendo su longitud  $KL_4$  y su radio de giro  $= 0.35 \cdot \text{diámetro del tubo}$ .

A continuación se muestran dos tablas necesarias para el diseño de los tubos del arco.

Tabla 6. Cuadro de diseño.

Propiedades	02 Tubos superiores tubo usado $\phi 1 \frac{1}{2}'' * e=2mm$		01 Tubo inferior Tubo usado $\phi 2 \frac{1}{2}'' * e=2.5mm$	
	$A (cm^2)$	2.52	5.04	5.183
$F_y (ton/cm^2)$	2.53		2.53	
<b>Diseño en compresión</b>	<b>Hipótesis 1</b>	<b>Hipótesis 2</b>	<b>Hipótesis 3</b>	<b>Hipótesis 4</b>
$K$	1	1	1	1
$l (cm)$	60	180	60	180
$r (cm)$	1.4735	20	2.3975	2.3975
$\gamma = kl/r$	40.72	9	25.02	75
$\phi_c F_{cr} (ton/cm^2)$	1.97	2.15	2.09	1.6
$\phi_c P_{nc} (= \phi_c F_{cr} * Area)$	4.96	10.83	10.83	8.29
$P_{uc} (ton)$	3.73	7.46	3.32	3.32
$P_{uc} / \phi_c P_{nc} \text{ crítico}$	<b>0.75</b>			<b>0.4</b>
<b>Diseño en tracción</b>				
$\phi_t P_{nt} (= \phi_t F_y * Area)$	5.74	11.47	11.80	
$P_{ut} (ton)$	1.96	3.92	6.535	
$P_{ut} / \phi_t P_{nt} \text{ crítico}$	<b>0.34</b>		<b>0.539</b>	

Donde:

- $K$  : Factor de longitud efectiva.  
 $L$  : Longitud de pandeo.  
 $R$  : Radio de giro.  
 $\gamma$  : Relación de esbeltez.  
 $A$  : Área de la sección transversal del elemento.  
 $F_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero.  
 $F_{cr}$  : Esfuerzo crítico de pandeo, dado como sigue:

a) Cuando  $\lambda_c \leq 1.5$  .....  $F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$

b) Cuando  $\lambda_c \geq 1.5$  .....  $F_{cr} = \frac{(0.877)}{\lambda_c^2} F_y$

$$\lambda_c = KL/r \times \sqrt{F_y / \pi^2 E}$$

- $\phi_c$  : Factor de resistencia en un miembro en compresión axial ( $\phi_c = 0.85$ ).  
 $\phi_c P_{nc}$  : Resistencia de diseño en compresión  
 $P_{uc}$  : Carga última en compresión.

$P_{uc}/\phi_c P_{nc}$  : Relación entre la demanda y la capacidad de carga

$\phi_t$  : Factor de resistencia en una sección total en tracción ( $\phi_t = 0.90$ ).

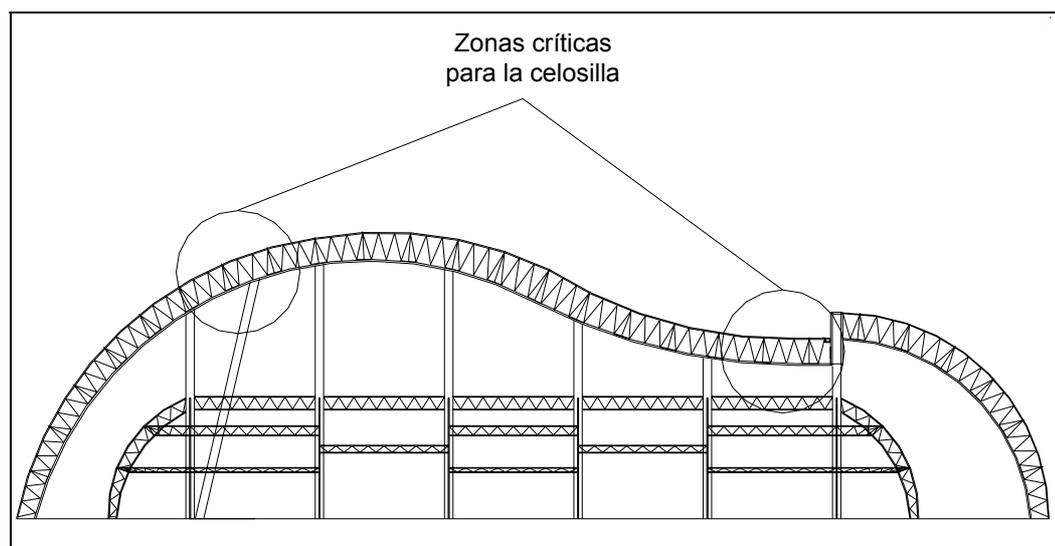
$\phi_t P_{nt}$  : Resistencia de diseño en tracción

De la tabla anterior se puede apreciar que los tubos usados para conformar los arcos del auditorio cumplen con la resistencia requerida para soportar las diferentes condiciones de carga de la estructura.

### B) Diseño de la celosía.

De los cálculos hechos en el programa SAP2000 se tiene que la zona de la celosía que soporta más carga de los arcos que se han elegido para el ejemplo de diseño se aprecian en la figura 6.4. El 90% de la celosía de estos arcos trabajan sólo a compresión o tracción, sin embargo, existe un pequeño porcentaje en donde los momentos cobran importancia. A continuación se muestran dos cuadros para el diseño de la celosilla diagonal.

**Figura 6.4 Zonas críticas en la celosilla**



**Tabla 6.4 Cargas de diseño.**

Combinación de carga	P(ton)
3.3	-1.15
5.1	0.785

**Tabla 6.5 Cuadro de diseño.**

<b>Propiedades</b>	<b>Tubo ( <math>\phi</math> 1''*e=2mm)</b>
$Area$ ( $cm^2$ )	1.32
$F_y$ ( $ton/cm^2$ )	2.53
<b>Diseño en compresión</b>	
$K$	1
$l$ ( $cm$ )	106.5
$r$ ( $cm$ )	1.029
$\gamma$ ( $=kl/r$ )	103.5
$\phi_c F_{cr}$ ( $ton/cm^2$ )	1.23
$\phi_c P_{nc}$ ( $=\phi_c F_{cr} * Area$ )	1.64
$P_{uc}$ ( $ton$ )	1.15
$P_{uc}/\phi_c P_{nc}$ crítico	<b>0.70</b>
<b>Diseño en tracción</b>	
$\phi_t P_{nt}$ ( $=\phi_t F_y * Area$ )	3
$P_{ut}$ ( $ton$ )	0.785
$P_{ut}/\phi_t P_{nt}$ crítico	<b>0.26</b>

De la tabla anterior se puede apreciar que los tubos usados para conformar la celosilla de los arcos del auditorio tienen mucho más capacidad de carga que la requerida ((demanda de carga/capacidad)\*100 = 70%). Pero hay que mencionar que hay algunos tubos que trabajarán a carga axial y flexión combinada teniendo una holgura mucho menor que los tubos antes mencionados (ver resultados en la modelación hecha en el SAP2000).

El diseño de la celosilla horizontal (usada como arriostre unitario de la barra superior) no se ha mencionado en estos ejemplos por presentar cargas axiales pequeñas. Como sección de este elemento se ha utilizado fierro liso  $\square^{3/4}$ "

### 6.3 DISEÑO DE VIGAS Y/O VIGUETAS.

En el auditorio hay tres tipos de vigas, que son:

- La viga rectangular principal o VR.
- Las viguetas que conectan entre si los arcos de la zona del escenario y de la zona de butacas.
- Las viguetas que conectan los arcos del pasadizo.

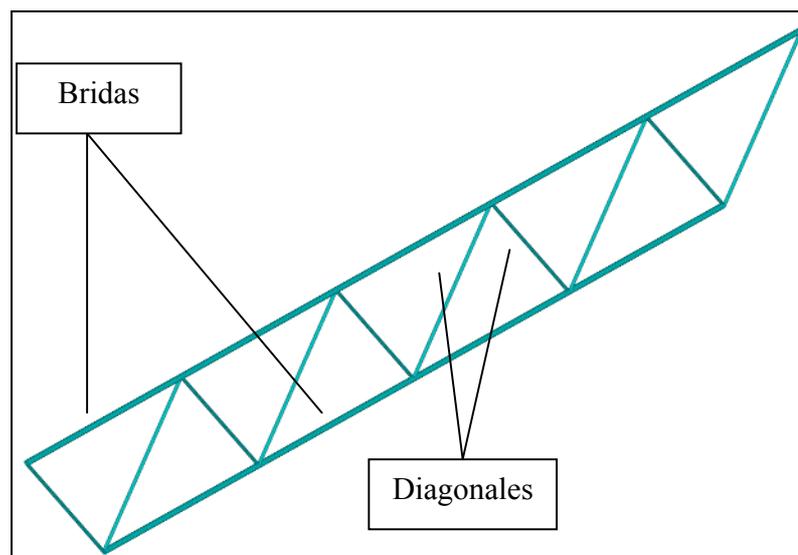
Para ilustrar el diseño de una de las vigas hemos elegido las del segundo tipo por trabajar a carga axial en su gran mayoría, siendo los momentos poco importantes. La del primer tipo trabaja en toda su longitud a carga axial y flexión biaxial. Para el tercer tipo de vigueta se

tiene que son de la misma dimensión y sección que las elegidas para el ejemplo de diseño pero hay dos filas de estas en que también los momentos son bastante importantes.

### 6.3.1 DISEÑO DE LA VIGUETA.

A continuación se muestra un esquema detallado de la forma que tiene dicha sección

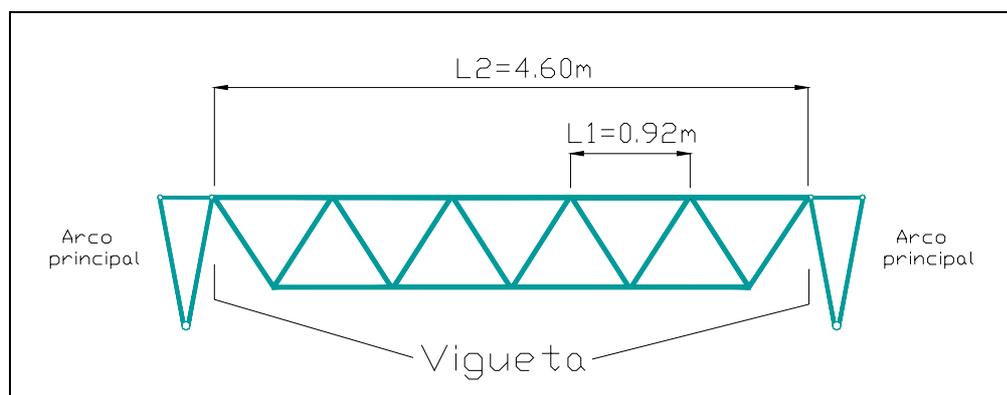
**Figura 6.5** Vigüeta



#### A) Diseño de bridas

A continuación se muestran las longitudes de pandeo de las bridas superior e inferior de las vigüetas para poder definir las hipótesis de diseño.

**Figura 6.6** Longitudes de pandeo para la brida superior e inferior.



De lo apreciado en la figura 6.6.1 se puede observar que para el diseño de las bridas hay dos hipótesis:

- *Hipótesis 1.-* Cuando la brida superior o inferior pandea, siendo su longitud de pandeo  $kl_1$  y su radio de giro 0.35 veces el diámetro externo del tubo que forma la brida.
- *Hipótesis 2.-* Cuando las bridas superior e inferior pandean al mismo tiempo, siendo su longitud de pandeo  $kl_2$  y su radio de giro la mitad de la separación entre ambas.

**Tabla 6.6 Cargas de diseño.**

Combinación de carga	P1 (ton)	P2 (ton)
3.3	-0.78	0.76
5.1	0.166	-0.16

Donde P1 es la carga axial máxima registrada la brida superior de la vigueta y P2 es la carga axial máxima correspondiente a la brida inferior.

**Tabla 6.7 Cuadro de diseño.**

Propiedades	Brida superior (1 Tubo $\phi 1'' * e = 2. \text{mm}$ )		Brida inferior (1 Tubo $\phi 1'' * e = 2. \text{mm}$ )	
	Hipót. 1	Hipót. 2	Hipót. 1	Hipót. 2
Area ( $\text{cm}^2$ )	1.72	3.44	1.72	3.44
$F_y$ ( $\text{ton}/\text{cm}^2$ )	2.53		2.53	
<b>Diseño en compresión</b>	<b>Hipót. 1</b>	<b>Hipót. 2</b>	<b>Hipót. 1</b>	<b>Hipót. 2</b>
$K$	1	1	1	1
$l$ (cm)	92	460	92	460
$r$ (cm)	1.029	35	1.029	35
$\gamma$ ( $=kl/r$ )	89.4	13.14	89.4	13.14
$\phi_c F_{cr}$ ( $\text{ton}/\text{cm}^2$ )	1.42	2.14	1.42	2.14
$\phi_c P_{nc}$ ( $=\phi_c F_{cr} * \text{Area}$ )	2.44	7.36	2.44	7.36
$P_{uc}$ (ton)	0.78	1.56	0.166	0.32
$P_{uc}/\phi_c P_{nc}$ crítico	<b>0.32</b>		<b>0.05</b>	
<b>Diseño en tracción</b>				
$\phi_t P_{nt}$ ( $=\phi_t F_y * \text{Area}$ )	3.9		3.9	
$P_{ut}$ (ton)	0.25		0.76	
$P_{ut}/\phi_t P_{nt}$ crítico	<b>0.065</b>		<b>0.195</b>	

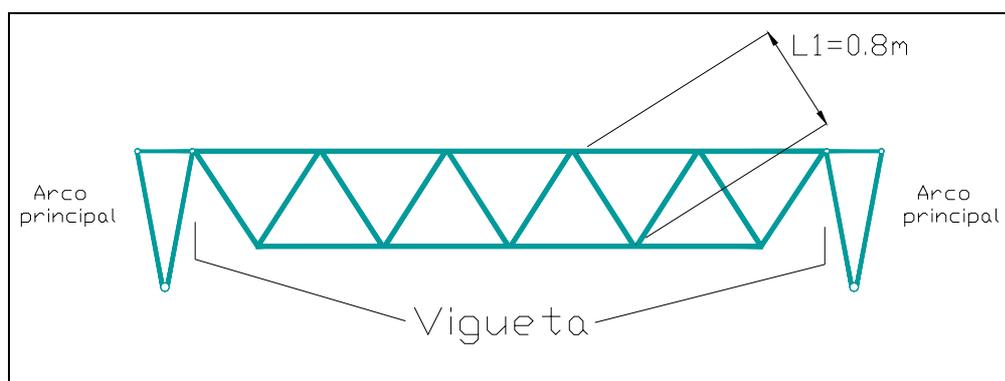
De la tabla anterior se puede apreciar que los tubos usados para conformar las viguetas de la zona de butacas y antesala del auditorio cumplen con holgura para la resistencia

requerida. La razón para haber usado tubos de un diámetro mayor al requerido es porque existen otras viguetas de esta zona donde la presencia importante de momentos exige la utilización de dicha sección.

### B) Diseño de diagonales.

En la figura 6.7 que se muestra a continuación se observa que para las diagonales hay una sola hipótesis de diseño; la cual se da cuando pandean por separado

**Figura 6.7 Longitud de pandeo para las diagonales.**



A continuación se muestra el cuadro de cargas máximas actuantes y el cuadro de diseño para las diagonales.

**Tabla 6.8 Cargas de diseño.**

Combinación de carga	P1 (ton)
3.3	-0.16
5.1	0.07

Donde P1 es la carga axial máxima registrada en una de las diagonales.

Tabla 6.9 Cuadro de diseño.

<b>Propiedades</b>	<b>Varilla lisa <math>\phi</math> 1/2"</b>
$Area (cm^2)$	1.25
$F_y (ton/cm^2)$	2.53
<b>Diseño en compresión</b>	
$K$	1
$l (cm)$	82.5
$r (cm)$	0.315
$\gamma (=kl/r)$	<b>257</b>
$\phi_c F_{cr} (ton/cm^2)$	0.224
$\phi_c P_{nc} (= \phi_c F_{cr} * Area)$	0.28
$P_{uc} (ton)$	0.16
$P_{uc} / \phi_c P_{nc} \text{ crítico}$	<b>0.58</b>
<b>Diseño en tracción</b>	
$\phi_t P_{nt} (= \phi_t F_y * Area)$	2.839
$P_{ut} (ton)$	0.785
$P_{ut} / \phi_t P_{nt} \text{ crítico}$	<b>0.28</b>

Para las diagonales de las viguetas se podría utilizar varilla lisa de 5/8" en lugar de 1/2" con el fin de obtener los siguientes objetivos:

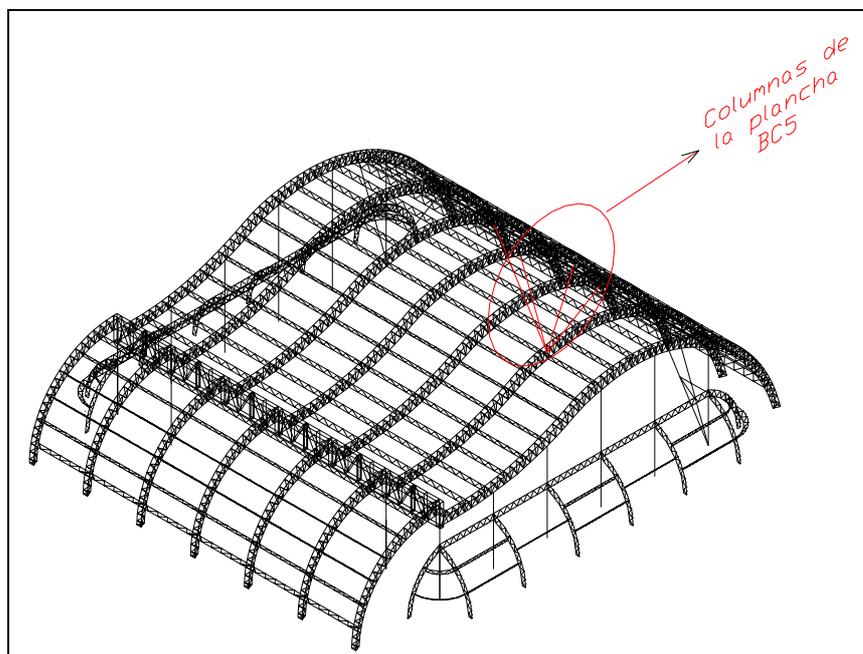
- $\wedge$  No sobrepasar la relación  $kl/r$  en más de 220.
- $\wedge$  Aumentar el peso del auditorio ( $12.5 \text{ kg/m}^2$ ) debido a que se encuentra muy cerca al límite inferior para estructuras metálicas ( $12 \text{ kg/m}^2$ ).

#### 6.4 DISEÑO DE COLUMNAS.

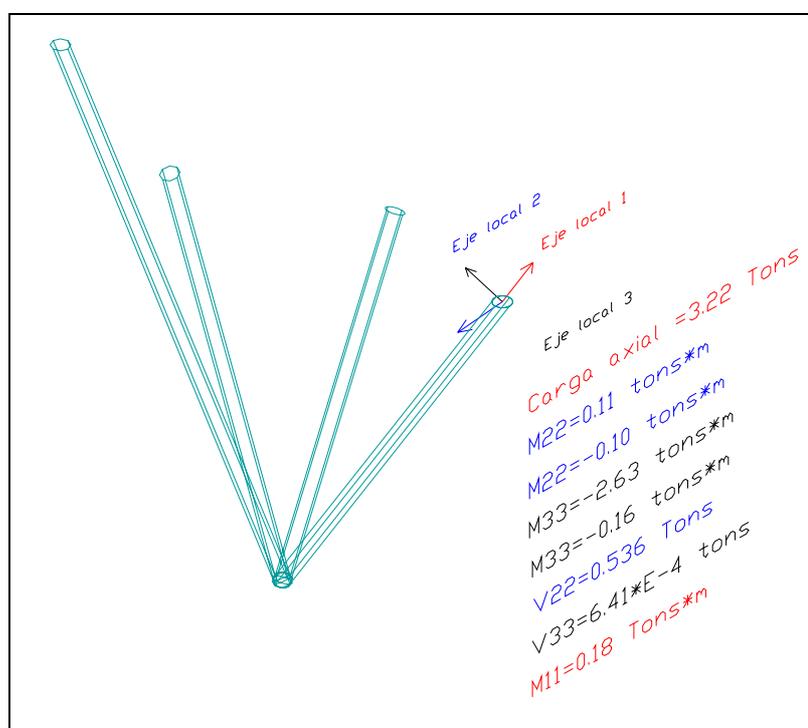
Hasta ahora se han dado ejemplos de diseño de elementos sometidos solamente a carga axial o con muy poca influencia de momentos. En esta parte se tratará de las partes de la estructura que presentan cargas axiales y momentos importantes; los cuales actúan en forma simultánea.

Para ilustrar este procedimiento de diseño se ha elegido la columna inclinada C10 que se apoya en la plancha BC5 (ver plano E-01) por ser la que trabaja a su mayor capacidad de resistencia. Para mejor entendimiento del siguiente ejemplo se muestran dos figuras con la ubicación, carga axial y momentos actuantes de la columna elegida.

**Figura 6.7** Ubicación de las columnas de la plancha BC5.



**Figura 6.8** Cargas y ejes locales de columna C10.



En la figura anterior se muestran la carga axial, momentos y fuerzas cortantes actuantes; usando como referencia los ejes locales 1, 2 y 3 dados por el software SAP2000.

A continuación se muestra un cuadro con las propiedades de los posibles diámetros de tubo que se podrían haber utilizado como columnas en el auditorio.

**Tabla 6.10 Propiedades de los tubos de pared delgada.**

<b>Propiedades</b>	<b>Tubos estándar</b>				
	<b>12</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>6</b>	<b>5</b>
<i>Diám. int. (pul.)</i>					
<i>Espesor (pulg.)</i>	0.385	0.365	0.322	0.240	0.200
$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2530	2530	2530	2530	2530
$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	96.64	76.68	54.31	30.35	21.08
$I$ (cm <sup>4</sup> )	11966.41	6651.73	3037.98	954.56	460.34
$r$ (cm)	11.35	9.54	7.68	5.76	4.80
$Z$ (cm <sup>3</sup> )	997.83	665.22	379.58	159.03	92.03
$S$ (cm <sup>3</sup> )	737.85	488.13	276.74	115.99	67.12
$J$ (cm <sup>4</sup> )	23932.83	13303.46	6075.95	1909.12	920.68
<i>Peso (kg/m)</i>	75.38	59.81	42.36	23.68	16.44

Donde:

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$A_g$ : Área transversal de la sección

$I$ : Momento de inercia de la sección

$r$ : Radio de giro = 0.35\*diámetros externo del tubo.

$Z$ : Módulo plástico de la sección.

$S$ : Módulo de resistencia de la sección.

$J$ : Momento polar de inercia.

Seguidamente se aprecian dos cuadros para explicar el diseño de estos elementos sometidos a flexocompresión.

**Tabla 6.11 Diseño en flexocompresión.**

<i>Diám. Int.. (pul.)</i>	<b>12</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>6</b>	<b>5</b>
<i>Espesor (pulg.)</i>	0.385	0.365	0.322	0.240	0.200
<b><i>Diseño en compresión</i></b>					
<i>K</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>l (cm)</i>	943.00	943.00	943.00	943.00	943.00
$\gamma (=kl/r)$	83.07	98.86	122.71	163.69	196.43
$\lambda_c$	0.92	1.09	1.36	1.81	2.17
$\phi_c * F_{cr} \text{ (ton/cm}^2\text{)}$	1.51	1.31	1.00	0.55	0.30
$\phi_c P_{nc} (= \phi_c F_{cr} * \text{Area})$	146.09	100.09	54.11	16.60	6.31
<i>P<sub>uc</sub> (ton)</i>	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22
<i>P<sub>uc</sub>/<math>\phi_c P_{nc}</math></i>	0.022	0.032	0.059	0.194	0.510
<i>Radio en compresión</i>	0.011	0.016	0.030	0.097	0.510
<b><i>Diseño en flexión</i></b>					
<i>M<sub>r22</sub></i>	13.466	8.908	5.050	2.117	1.225
<i>M<sub>r33</sub></i>	13.466	8.908	5.050	2.117	1.225
<i>M<sub>y22</sub></i>	18.668	12.350	7.001	2.935	1.698
<i>M<sub>y33</sub></i>	18.668	12.350	7.001	2.935	1.698
<i>M<sub>p</sub></i>	25.245	16.830	9.603	4.023	2.328
<i>M<sub>p</sub></i>	25.245	16.830	9.603	4.023	2.328
<i>M22-mayor (ton-m)</i>	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110
<i>M22-menor (ton-m)</i>	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100	-0.100
<i>M33-mayor (ton-m)</i>	-2.630	-2.630	-2.630	-2.630	-2.630
<i>M33-menor (ton-m)</i>	-0.160	-0.160	-0.160	-0.160	-0.160
<i>L<sub>b</sub> (cm)</i>	943.00	943.00	943.00	943.00	943.00
<i>L<sub>pd</sub> (cm)</i>	1525.01	1272.50	1014.29	746.42	612.73
<i>L<sub>p</sub> (cm)</i>	1806.81	1512.35	1214.39	910.57	758.81
<i>L<sub>r</sub> (cm)</i>	5148.74	4342.96	3509.96	2630.69	2192.24
<i>C<sub>b22</sub></i>	1.000	1.000	1.000	1.051	1.051
<i>C<sub>b33</sub></i>	1.00	1.00	1.00	1.737	1.737

<i>Diám. Int.. (pul.)</i>	<b>12</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>6</b>	<b>5</b>
<i>Espesor (pulg.)</i>	0.385	0.365	0.322	0.240	0.200
$\phi_b M_{n22} \leq M_p$	22.721	15.147	8.643	3.621	2.068
$\phi_b M_{n33} \leq M_p$	22.721	15.147	8.643	3.621	2.068
<i>Pe</i>	290.31	162.62	74.75	23.48	11.32
<i>Cm22</i>	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
<i>B1 22</i> $\geq 1$	0.97	0.98	1.01	1.12	1.35
<i>B2 22</i> $\geq 1$	1.01	1.02	1.04	1.16	1.40
<i>Cm33</i>	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58
<i>B1 33</i> $\geq 1$	0.58	0.59	0.60	0.67	0.80
<i>B2 33</i> $\geq 1$	1.01	1.02	1.04	1.16	1.40
<i>Mnt22</i>	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240
<i>Mlt22</i>	-0.140	-0.140	-0.140	-0.140	-0.140
<i>Mnt33</i>	-3.500	-3.500	-3.500	-3.500	-3.500
<i>Mlt33</i>	0.870	0.870	0.870	0.870	0.870
$Mu22 = B1 * Mnt + B2 * Mlt$	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
$Mu33 = B1 * Mnt + B2 * Mlt$	-2.63	-2.63	-2.63	-2.63	-2.63
$Mu22 / \phi_b * Mn22$	0.0044	0.0066	0.011	0.0276	0.048
$Mu33 / \phi_b * Mn33$	0.115	0.174	0.304	0.72	1.27
<i>Radio en flexión</i>	0.1194	0.181	0.311	0.7476	1.32
<b><i>Radio en flexocompresión</i></b>	<b>0.1304</b>	<b>0.197</b>	<b>0.341</b>	<b>0.845</b>	<b>1.83</b>

Donde:

k: Factor de longitud efectiva.

l: Longitud de pandeo.

r: Radio de giro.

$\gamma$ : Relación de esbeltez.

$F_{cr}$ : Esfuerzo de diseño para miembros en compresión.

$\phi_c$ : Factor de resistencia en un miembro en compresión axial ( $\phi_c = 0.85$ ).

$P_{uc}$ : Carga última en compresión.

$R_{cac}$ : Radio de carga axial en compresión.

Si  $P_{uc} / \phi_c P_n \geq 0.2$

$$R_{cac} = (P_u / \phi_c P_n)$$

Si  $P_{uc} / \phi_c P_n < 0.2$

$$R_{cac} = 1/2(P_u / \phi_c P_n)$$

$M_r$ : Resistencia a flexión límite en el rango elástico e inelástico.

$$M_r = S * F_{yf}$$

Donde:

$F_{yf}$ : Esfuerzo de fluencia considerando el esfuerzo residual ( $F_r = 705 \text{ kg/cm}^2$ ) que existe en las secciones y que afecta el comportamiento de los elementos.

$$F_{yf} = (F_y - F_r)$$

$M_y$ : Momento de fluencia.

$$M_y = S * F_y$$

$M_p$ : Momento de fluencia.

$$M_p = Z * F_y$$

$M_{22}$ : Mayor y menor momento factorizado alrededor del eje 2.

$M_{33}$ : Mayor y menor momento factorizado alrededor del eje 3.

$L_b$ : Distancia no arriostrada del elemento

$L_{pd}$ : Distancia no arriostrada que permite al elemento alcanzar el momento plástico con grandes deformaciones.

$$L_{pd} = 70.4547 * [5000 + 2200 * (M_1 / M_2)] / F_y$$

$M_1$ : Menor momento en el extremo no arriostrado del elemento.

$M_2$ : Mayor momento en el extremo no arriostrado del elemento.

$L_p$ : Distancia máxima entre arriostramientos para trabajar en el rango plástico logrado sin grandes deformaciones en barras sólidas rectangulares, secciones cajón y tubos de pared delgada.

$$L_p = \frac{70.4547 * 3750r}{M_p} \sqrt{JA}$$

$L_r$ : Distancia no arriostrada del elemento a partir de la cual el momento nominal se hace igual a al momento elástico crítico ( $M_{cr}$ ).

$$L_r = \frac{5700r}{M_p} \sqrt{JA}$$

$C_b$ : Coeficiente utilizado para el cálculo del momento nominal ( $M_n$ ) cuando se trabaja en el rango elástico o inelástico.

Si  $L_b \leq L_r$ :

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C}$$

Donde:

$M_{\max}$ : Valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado.

$M_A$ : Valor absoluto del momento a un cuarto del segmento no arriostrado.

$M_B$ : Valor absoluto del momento a la mitad del segmento no arriostrado.

$M_C$ : Valor absoluto del momento a tres cuartos del segmento no arriostrado.

Si  $L_b > L_r$ :

$$C_b = 1.75 + 1.05 * (M_1 / M_2) + 0.3(M_1 / M_2)^2 \leq 2.3$$

Donde:

$M_1$ : Menor momento en el extremo no arriostrado del elemento.

$M_2$ : Mayor momento en el extremo no arriostrado del elemento.

$\phi_b M_n$ : Resistencia de diseño a flexión.

Donde:

$\phi_b$ : Factor de resistencia, que en flexión se considera 0.9

$M_n$ : Resistencia nominal en flexión.

Si  $L_b \leq L_r$  entonces:

$$M_n = M_p$$

Si  $L_b \geq L_r$  entonces:

$$M_n = M_r$$

$P_e$ : Carga de Euler.

$$P_e = \frac{\pi^2 EA_g}{(kl/r)^2}$$

E: Módulo de elasticidad del acero.

$C_m$ : Coeficiente utilizado para el cálculo del magnificador de momentos  $B_1$ .

Para el caso miembros sin cargas transversales entre sus apoyos, con momentos  $M_1$  (el menor) y  $M_2$  (el mayor), es decir, para columnas como las del auditorio; el valor  $C_m$  se obtiene de la siguiente fórmula.

$$C_m = 0.6 - 0.4 * (M_1 / M_2)$$

Los momentos indicados son los rotacionales en vez de los flectores, por lo tanto  $M_1/M_2$  es negativo para curvatura simple y positivo para curvatura doble.

$B_1$ : Magnificador de momentos para pórticos arriostrados (toma en cuenta los efectos de segundo orden de las cargas de gravedad, que no producen desplazamiento).

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / P_e} \geq 1$$

$B_2$ : Magnificador de momentos para pórticos no arriostrados (toma en cuenta los efectos de segundo orden que produce la porción de la carga que origina desplazamiento del pórtico).

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}}$$

Donde:

$\sum P_u$ : Cargas factorizadas de compresión en un entrepiso en el nivel sujeto a Desplazamiento lateral.

$\sum P_e$ : Carga de Euler por el número de entrepisos.

$M_{nt}$ : Momento actuante en los pórticos sin traslación de nudos. Calculado con las cargas de Gravedad y multiplicado por  $B_1$

$M_{lt}$ : Momento actuante en los pórticos con traslación de nudos. Momento debido a cargas laterales solamente y multiplicado por  $B_2$

$M_{u2}$ : Momento factorizado alrededor del eje 2, incluyendo los efectos de segundo orden:  $M_{u2} = B_1 * M_{nt2} + B_2 * M_{lt2}$ . Un magnificador de momentos para ser usado en vez de calcular los momentos elásticos de segundo orden (Cuando se utilizan

programas de análisis de primer orden).  
 $M_{u3}$ : Igual  $M_{u2}$ , pero alrededor del eje 3.

Radio total:

Si  $P_{uc}/\phi_c P_n \geq 0.2$

$$P_u \phi_c P_n + 8/9 \left( \frac{M_{mu}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{my}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Si  $P_{uc}/\phi_c P_n < 0.2$

$$1/2(P_u \phi_c P_n) + \left( \frac{M_{mu}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{my}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

**Tabla 6.11.2 Diseño por corte.**

<b>Factores de diseño</b>					
$\phi V_{n22} = \phi V_{n22}$ (Tons)	132.035	104.760	74.202	41.469	28.798
$V_{u22}$ (Tons)	-0.536	-0.536	-0.536	-0.536	-0.536
$V_{u33}$ (Tons)	6.41*e-4	6.41*e-5	6.41*e-6	6.41*e-7	6.41*e-8
MT(tons-m)	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187
$V_{mt}$ (Tons)	2.451	2.940	3.673	4.898	5.877
<b>Radio corte</b>	<b>0.015</b>	<b>0.023</b>	<b>0.042</b>	<b>0.105</b>	<b>0.185</b>

Donde:

$\phi V_n$ : Resistencia de diseño al corte:  $\phi V_n = \phi A_w (0.6 F_y)$ ;

$\phi$ : Factor de resistencia, que en corte se considera 0.9.

$A_w$ : Área de corte

$V_u$ : Carga de corte factorizada.

MT: Momento torsor.

$V_{mt}$ : Corte debido al momento torsor.

$$V_{mt} = \frac{(MT * r / J)}{A_w}$$

Para esta columna se ha elegido utilizar el tubo de  $\phi 12'' * e = 0.385''$  por las siguientes razones.

- Se requería que todas las columnas trabajen en el rango plástico ( $L_b < L_p$ ); Y como se puede apreciar en la tabla los tubos de 12, 10 y 8 pulgadas cumplen.
- Para estos elementos se recomienda una relación de esbeltez  $\leq 120$  y sólo los tubos de 12 y 10 pulgadas cumplen con la condición.
- Quedando los tubos antes mencionados se ha optado por utilizar el de mayor diámetro por razones arquitectónicas (tener columnas un poco más vistosas)

También se ha utilizado este diámetro de tubo en las otras columnas del auditorio que soportan cargas menores con la finalidad de uniformizar el tamaño de éstas en todo el recinto.

Hay combinaciones de carga que generan en las columnas momentos y cargas de tracción a la vez. Este tipo de diseño no ha sido explicado por las siguientes razones:

- Su metodología es bastante similar a la flexocompresión.
- Lo único que no se considera son los amplificadores de momentos  $B_1$  Y  $B_2$ , por lo que los momentos últimos son los obtenidos directamente de las cargas actuantes.
- Las condiciones de carga generadas son mínimas en comparación a las tratadas en esta parte de la tesis.

## 6.5 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

En esta parte describiremos la metodología a seguir para obtener las dimensiones y profundidad de cimentación de una de las zapatas del auditorio. Para tal fin y a manera de ejemplo se ha optado por diseñar la cimentación BC2 (ver planos de cimentación) por ser la que soporta mayor carga axial y cortante.

**Tabla 6.12 Cargas sin factorizar más críticas que soporta la cimentación BC5.**

Tipo de carga (CM+CV)	Valor (tons)
Vertical (P)	13.32
Horizontal (V)	1.14

### 6.5.1 RESULTADOS DE ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

Para realizar el diseño de la cimentación se ha partido de los resultados del estudio de mecánica de suelos realizados en la zona del proyecto. Este fue realizado por los alumnos del curso de cimentaciones de la UDEP, el mes de mayo del año 2002.

A continuación se muestran tres cuadros con los resultados de dicho estudio:

**Tabla 6.13 Resultados del ensayo SPT**

Ensayos	Profundidad (m)	Golpes c/30 cm.	$E_m$	$C_B$	$C_S$	$C_R$	$N_{60}$
SPT1	1.15-1.45	12	0.45	1.00	1.00	0.75	6.75
	2.15-2.45	16	0.45	1.00	1.00	0.75	9.00
	3.15-3.45	18	0.45	1.00	1.00	0.75	10.13
	4.15-4.45	16	0.45	1.00	1.00	0.75	9.00
SPT2	1.15-1.45	13	0.45	1.00	1.00	0.75	7.31
	2.15-2.45	12	0.45	1.00	1.00	0.75	6.75
	3.15-3.45	18	0.45	1.00	1.00	0.75	10.13
	4.15-4.45	19	0.45	1.00	1.00	0.75	10.69
SPT3	1.15-1.45	15	0.45	1.00	1.00	0.75	8.4375
	2.15-2.45	14	0.45	1.00	1.00	0.75	7.88
	3.15-3.45	17	0.45	1.00	1.00	0.75	9.56
	4.15-4.45	24	0.45	1.00	1.00	0.75	13.50

**Tabla 6.14 Ensayo de distribución de partículas.**

Tamiz #	Retenido parcial (g)	Porcentaje retenido parcial	Retenido total (g)	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa
50	2.2	0.55%	2.2	0.55%	99.45%
60	1.0	0.25%	3.2	0.80%	99.20%
100	327.9	81.97%	331.1	82.78%	17.22%
200	55.3	13.83%	386.4	96.60%	3.40%
Fondo	9.5	2.37%	395.9	98.97%	0%
Pérdidas	4.1	1.03%	-	1.03%	-
Total	400	100%	-	-	-

**Tabla 6.15 Parámetros físicos del suelo.**

Parámetros físicos	Valores
% de humedad de 0 a 1.5m	2 a 5%
% de humedad de 1.5 a 2.5m	19 a 25%
% de humedad de mas allá de 3 m	Totalmente saturado
Densidad natural	1600 kg/cm <sup>2</sup>
Gravedad de sólidos: G <sub>s</sub>	2.65
Relación de vacíos: e	0.8
Peso específico saturado	1910 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico sumergido	910 kg/m <sup>3</sup>
Angulo de fricción	35°

De la tabla 6.13 se concluye que el suelo de la zona del proyecto es una arena pobremente graduada SP (según el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS). En cuanto al nivel freático, se encontró a 2.5, 3 y 4.1 metros de profundidad en cada uno de los tres sondajes realizados.

A continuación se ha efectuado el cálculo de las dimensiones de la zapata antes mencionada para lo cual se aplicaran dos metodologías. Las cuales son diseño por corte y por asentamiento.

### 6.5.2 DISEÑO POR CORTE.

Debido a que se trata de una zapata sometida a carga vertical y horizontal se han utilizado dos métodos para el cálculo de la capacidad portante: Meyerhof y Brinch Hansen. El de Terzaghi no fue empleado porque se usa para cuando actúan sólo cargas verticales en la cimentación.

Se ha considerado como profundidad de cimentación  $D = 0.8\text{m}$  por tener cargas pequeñas.

#### A) Meyerhof.

Por el método provisto por Meyerhof que considera la actuación de cargas inclinadas tenemos la siguiente fórmula para capacidad portante neta última  $q'_u$ :

$$q'_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + \sigma'_D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Donde:

$q'_u = FS \cdot P/B^2$  Capacidad portante neta última.

FS Factor de seguridad igual a 3, dado que la exploración del suelo ha

	sidio limitada.
P	Carga axial a la que estará sometida la cimentación.
B	Ancho de la zapata.
c	Cohesión del suelo.
$\gamma$	Peso unitario del suelo.
$\sigma'_D$	Esfuerzo efectivo a la profundidad D bajo la superficie del terreno.
$N_c, N_q, N_\gamma$	Factores de capacidad portante ( en función del ángulo de fricción).
$S_c, S_q, S_\gamma$	Factores de forma de zapata.
$d_c, d_q, d_\gamma$	Factores de profundidad de zapata.
$I_c, i_q, i_\gamma$	Factores de inclinación de la resultante. Para el cálculo de estos Factores es necesario conocer el valor del ángulo $\alpha$ . Este es el formado por la resultante de las fuerzas horizontal y vertical, con la vertical.

La cohesión c en suelos arenoso es igual a 0 con lo que la fórmula se reduce a la siguiente expresión:

$$q'_u = \sigma'_D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

A continuación se muestra una tabla con los valores de los diferentes factores de la fórmula de Meyerhof:

**Tabla 6.16 Factores de la fórmula de Meyerhof.**

Factores	Valores
$q'_u = FS \cdot P/B^2$	$=39.96/B^2$
$\gamma$	0.91 Tons/m <sup>3</sup>
D	0.8 m
$\sigma'_D = \gamma \cdot D$	0.728 Tons/m <sup>2</sup>
$N_q = e^{\tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$	33.29
$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\phi)$	37.14
$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1(\tan^2 (45 + \phi/2) ) (B/L)$	1.369
$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{\tan^2 (45 + \phi/2) } (D/B)$	$1 + 0.5535/B$
$i_q = (1 - (\alpha/90))^2$	0.89
$i_\gamma = (1 - (\alpha/\phi))^2$	0.74

Sabiendo que para las cargas actuantes  $\alpha =$  obtenemos un ancho de zapata B igual a 0.71m.

## B) Brinch Hansen.

Para arenas la fórmula de Brinch Hansen es la siguiente fórmula de capacidad portante neta última:

$$q'_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \sigma'_D (N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 1) + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

$q'_u = FS \cdot P / B^2$  Capacidad portante neta última.

FS	Factor de seguridad igual a 3, dado que la exploración del suelo ha sido limitada.
P	Carga axial a la que estará sometida la cimentación.
B	Ancho de la zapata.
$c$	Cohesión del suelo
$\sigma'_D$	Esfuerzo efectivo a la profundidad D bajo la superficie del terreno
$\gamma$	Peso unitario del suelo
$B$	Ancho de la zapata
$N_c, N_q, N_\gamma$	Factores de capacidad portante (función del ángulo de fricción)
$S_c, S_q, S_\gamma$	Factores de forma de zapata
$d_c, d_q, d_\gamma$	Factores de profundidad de zapata.
$i_c, i_q, i_\gamma$	Factores de inclinación de la resultante
$b_c, b_q, b_\gamma$	Factores de inclinación de la base
$g_c, g_q, g_\gamma$	Factores de inclinación del terreno.

Dado que la cohesión  $c$  del suelo estudiado es igual a 0 y no hay factores de inclinación de la base ni del terreno la expresión se reduce a la siguiente.

$$q'_u = \sigma'_D (N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + 1) + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

A continuación se muestra una tabla con los valores de los diferentes factores de la fórmula Brinch Hansen

**Tabla 6.17 Factores de la fórmula de Brinch Hansen**

Factores	Valores
$\gamma$	0.91Tons/m <sup>3</sup>
D	0.8 m
$\sigma'_D = \gamma * D$	0.728 Tons/m <sup>2</sup>
$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$	33.29
$N_\gamma = 1.5 * (N_q - 1) * \tan \phi$	37.14
$S_q = 1 + (B * i_q / L) \text{sen} \phi$	1.486
$S_\gamma = 1 - 0.4 * (B * i_\gamma / L) \text{sen} \phi$	0.7
$d_q = 1 + 2 (D/B) \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2$	1+1.44/B
$d_\gamma$	1
$i_q = (1 - (0.5 * V/P))^5 \geq 0$	0.8486
$i_\gamma = (1 - (0.7 * V/P))^5 \geq 0$	0.733

De ahí se obtiene un ancho de base de zapata B igual a 0.58m. Por lo que tomamos el resultado más conservador (B = 0.71 m), calculado por Meyerhof.

### 6.5.3 DISEÑO POR ASENTAMIENTO.

El diseño de zapatas aisladas sobre suelos no cohesivos (arenas), es casi siempre gobernado por el asentamiento, y no por la capacidad portante. Las únicas excepciones probables a esta regla serían los cimientos muy estrechos y superficiales: especialmente cuando el nivel freático presente es superficial. Por consiguiente cuando se diseñe cimentaciones aisladas sobre arenas se debe dar mayor énfasis al análisis del asentamiento.

#### A) Asentamiento total admisible.

A continuación se da la siguiente fórmula para calcular el asentamiento total admisible:

$$\delta_a = \theta_a \times S \times \left( \frac{\delta}{\delta_D} \right)$$

Donde:

$\delta_a$  : Asentamiento total admisible.

$\theta_a$  : Rotación angular admisible (1/200 para estructuras de acero).

$S$  : Espaciamiento horizontal entre columnas (5 m).

$\left(\frac{\delta_D}{\delta}\right)$ : Relación entre el asentamiento diferencial y total entre zapatas sobre arenas (de 0.5 a 1, tomaremos 1 para irnos al lado conservador).

Reemplazando los datos en la fórmula anterior tenemos que:

$$\delta_a = \left(\frac{1}{200}\right) \times 5 \times \left(\frac{1}{1}\right) = 0.025 \text{ mts}$$

## B) Asentamiento real

Se han propuesto muchos métodos para el cálculo de los asentamientos en arenas basados en el SPT. En la presente tesis hemos usado el método de **Meyerhof Modificado** por ser un método bastante conservador. A continuación se da la formula del método antes mencionado.

Para  $B \leq 4$  pies (1.2 m):

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{0.44 q' / \sigma_r}{\bar{N}_{60} K_d}$$

Donde:

$\delta$  = asentamiento

$B_r$  = ancho de referencia = 1 pie = 0.3 m = 12 in = 300 mm

$q'$  = Presión portante neta ( $q' = 13.32/B^2$ )

$\sigma_r$  = esfuerzo de referencia = 2000 lb/ft<sup>2</sup> = 100 kPa = 1 Kg/cm<sup>2</sup>

$\bar{N}_{60}$  = Valor promedio de los  $N_{60}$  del SPT entre la base de la zapata y una profundidad de 2B (2\*ancho de cimentación) bajo la base de la zapata.

$K_d$  = factor de profundidad =  $1 + 0.33 D/B \leq 1.33$

No se debe corregir los valores  $N_{60}$ , de campo, por presión de tapada; pero sí ajustarlos, usando la siguiente ecuación, cuando el suelo sea una arena limosa densa bajo el nivel freático y  $N_{60} > 15$ .

$$N_{60 \text{ ajustado}} = 15 + 0.5 (N_{60 \text{ campo}} - 15)$$

Siendo  $D = 0.8$  m,  $\bar{N}_{60} = 8.25$  (sacado de la tabla 6.13 para una profundidad de influencia entre 1.15 y 2.45 mts) y reemplazando en la formula antes mencionada obtenemos un  $B = 0.80$  m para un asentamiento de 0.025 m.

### C) Comportamiento del asentamiento a largo plazo.

Muy pocas zapatas han sido monitoreadas por periodos extensos, pero los pocos datos obtenidos indican que algún asentamiento secundario continua ocurriendo, aún después de terminado el primario. Este asentamiento secundario, puede ser debido a la presencia de estratos de arcillas o limos, dentro de la zona de influencia o al tipo de carga en la edificación (constante o variable).

Burland y Burbige sugieren que bajo cargas relativamente constante, el asentamiento de zapatas en arena, después de 30 años de construcción, podría ser 1.5 veces el asentamiento inmediato post construcción. Con lo que la zapata de  $B= 0.80$  m calculada anteriormente tendría un asentamiento total de  $=0.025*1.5=0.0375$  m a los 30 años de su edificación. Por lo antes mencionado se necesitará un zapata con  $B= 0.89$ m ( $\delta_r=0.0166*1.5=0.025$  m)

El tamaño mínimo de la cimentación también será condicionado por la base de apoyo para columnas, el cual depende de las cargas y dimensión de los elementos que soporta.

### 6.5.4 PROBLEMAS DE LICUACIÓN EN EL SUELO.

Se pronostica que podría ocurrir licuación del suelo analizado, por las siguientes razones:

- Los valores de N obtenidos del ensayo SPT son menores que 20.
- Existe la posibilidad de que el nivel freático sea superficial en alguna ocasión.
- El suelo es una arena pobremente graduada.
- La zona del proyecto es de alto riesgo sísmico.

Para corroborar lo antes mencionado se ha analizado el suelo mediante un software creado en la UDEP por el Ing. Msc Arturo Martínez.

Se introdujeron los siguientes datos en el programa:

- Tipo de suelo: arena pobremente graduada (SP)
- N° golpes del SPT para varias profundidades ensayadas.
- Profundidad del nivel freático para cada ensayo del SPT.
- Peso unitario del suelo.
- Contenido de finos a las profundidades ensayadas.
- Máxima intensidad sísmica que se halla dado en Piura ( $M =7.9$ )
- Aceleración del suelo: 0.24g.

Obteniéndose los siguientes resultados:

**Tabla 6.18 Resultados de licuefacción.**

Sondaje n°1									
P. Unitario = 1.6 tons/m <sup>3</sup>									
Prof. nivel freático =2.5 m									
Prof.	P. total Kg/cm <sup>2</sup>	P. efec. Kg/cm <sup>2</sup>	Rd	Demanda (1)	N	C <sub>n</sub>	N1	Capac. (2)	F.S. (2/1)
1.00	0.1600	0.1600	0.9850	0.2561	2.0000	2.5000	5.000	0.1188	0.4638
1.45	0.2320	0.2320	0.9782	0.2543	12.000	2.0761	24.000	0.2773	1.0902
2.45	0.3920	0.3920	0.9633	0.2504	16.000	1.5972	25.000	0.3022	1.2066
3.45	0.5520	0.4570	0.9483	0.2978	18.000	1.4793	26.000	0.3288	1.1040
4.45	0.7120	0.5170	0.9333	0.3342	16.000	1.3908	22.000	0.2324	0.6955
Sondaje n°2									
P. Unitario = 1.6 tons/m <sup>3</sup>									
Prof. nivel freático =3 m									
Prof.	P. total Kg/cm <sup>2</sup>	P. efec. Kg/cm <sup>2</sup>	Rd	Demanda (1)	N	C <sub>n</sub>	N1	Capac. (2)	F.S. (2/1)
1.00	0.1600	0.1600	0.9850	0.2561	3.0000	2.5000	7.000	0.1173	0.4189
1.45	0.2320	0.2320	0.9782	0.2543	13.000	2.0761	26.000	0.3288	1.2926
2.45	0.3920	0.3920	0.9633	0.2504	12.000	1.5972	19.000	0.1776	0.7090
3.45	0.5520	0.5070	0.9483	0.2978	18.000	1.4044	25.000	0.3022	1.1258
4.45	0.7120	0.5670	0.9333	0.3342	19.000	1.3280	25.000	0.3022	0.9918
Sondaje n°3									
P. Unitario = 1.6 tons/m <sup>3</sup>									
Prof. nivel freático =4.1 m									
Prof.	P. total Kg/cm <sup>2</sup>	P. efec. Kg/cm <sup>2</sup>	Rd	Demanda (1)	N	C <sub>n</sub>	N1	Capac. (2)	F.S. (2/1)
1.00	0.1600	0.1600	0.9850	0.1537	4.0000	2.5000	10.000	0.1025	0.6669
1.45	0.2320	0.2320	0.9782	0.1526	15.000	2.0761	31.000	0.4865	3.1878
2.45	0.3920	0.3920	0.9633	0.2504	14.000	1.5972	22.000	0.2324	1.5467
3.45	0.5520	0.5520	0.9483	0.2465	17.000	1.3460	22.000	0.2324	1.5712
4.45	0.7120	0.6770	0.9333	0.2552	18.000	1.2154	29.000	0.4184	2.7328

Donde:

N: Valores N del SPT obtenidos a la profundidad indicada en la tabla.

Rd:

C<sub>n</sub>:

N1:

F. S.= capacidad / demanda

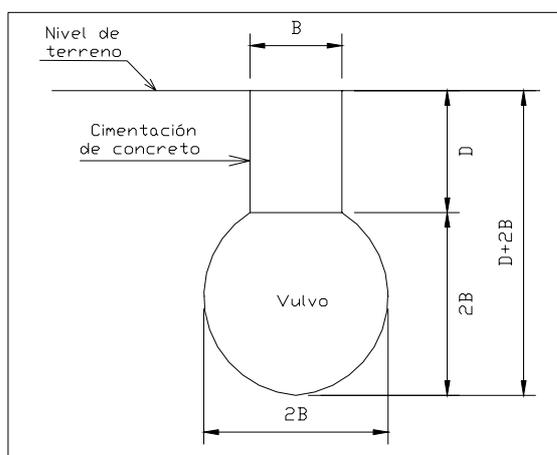
Si F.S. <1 entonces hay licuación.

Si F.S. >1 entonces no hay licuación.

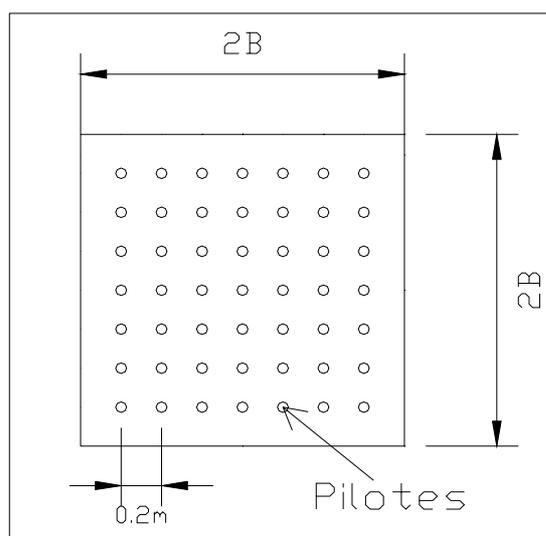
Los resultados obtenidos confirman que habrá licuación para dos de los tres sondajes realizados dentro del vulvo de influencia de la cimentación (entre 0.8 y 2.5 m.). Por lo dicho se hace necesario densificar el suelo a fin de obtener valores SPT mayores que 20 y evitar la licuación.

Una solución bastante económica para densificar el suelo sería hincar pilotes de madera o de tubos de acero de rehúso de 2" de lado o diámetro. El hincado debe hacerse en un área ( $2B \times 2B$ ) y hasta una profundidad igual a la de influencia de la zapata ( $D+2B$ ), como lo muestran las siguientes figuras.

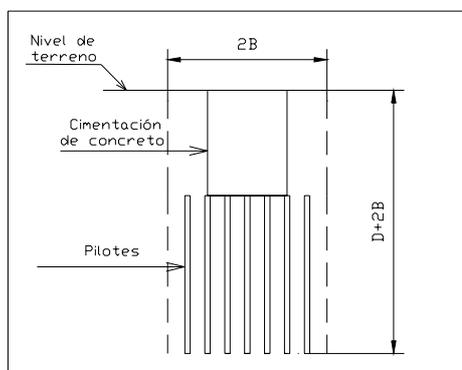
**Figura 6.8 Vulvo de influencia de la zapata.**



**Figura 6.9.1 Vista en planta de la distribución de pilotes en zona de influencia de la Zapata.**



**Figura 6.9.2** Vista en elevación de la distribución de pilotes en zona de influencia de la Zapata.



Este sistema de densificación del suelo debe aplicarse por lo menos a las cimentaciones correspondientes a las bases de apoyo para columnas BC2, BC3, BC4 Y BC5. Esto es porque son de las que depende la estructura en su mayor parte. Lo ideal, claro está, sería colocar pilotes en todas las zapatas.

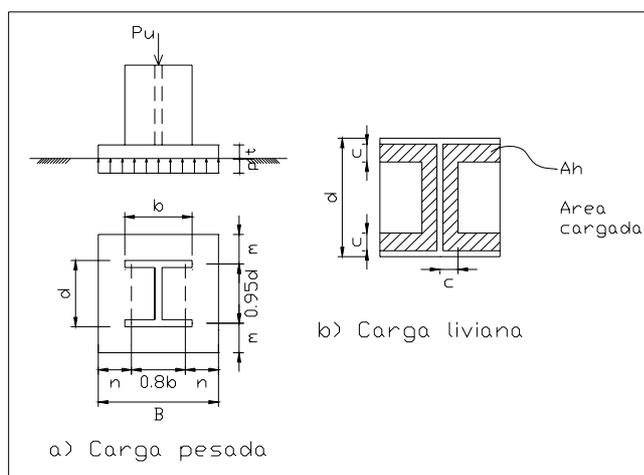
## 6.6 DISEÑO DE SISTEMAS DE ANCLAJE PARA COLUMNAS.

Los sistemas antes mencionados están compuestos por dos elementos básicamente. Estos son: Las base para el apoyo de las columnas y los pernos de anclaje. A continuación se describe el diseño de cada uno de ellos.

### 6.6.1 PLANCHAS DE APOYO PARA COLUMNAS.

Estos elementos tiene por objeto repartir la cara de la columna en un área suficiente de apoyo sobre el concreto (cimentación) para prevenir el aplastamiento del mismo. Así mismo sirve para anclar la columna mediante pernos de anclaje.

**Figura 6.10** Planchas bajo cargas axiales



### A) Metodología de diseño.

El diseño envuelve dos consideraciones:

- a) El área de la plancha de base depende de la resistencia del concreto.

AISC-LRFD establece para el concreto en su sección D-J9 que:

1. Si el área de apoyo de concreto esta cubierta completamente por la plancha ( $A_1 = A_2$ ).

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \geq P_u \quad (\alpha 1)$$

2. Si el área de la plancha  $A_1$  es menor que la superficie de concreto sobre la que descansa  $A_2$ ., que sea similar y simétricamente cargada ( $A_1 > A_2$ ).

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \geq \sqrt{A_2/A_1} \leq 0.85 f'_c (2A_1) \geq P_u \quad (\alpha 2)$$

Donde:

$\phi_c = 0.6$  para el concreto.

$f'_c$ : Resistencia del concreto a los 28 días.

$P_p$ : Resistencia nominal del concreto contra el desplazamiento de la plancha.

$P_u$ : Carga axial factorizada actuante sobre la plancha.

$A_1$ : Área de la plancha.

$A_2$ : Área del pedestal o zapata.

- b) El espesor de la plancha es controlado por la resistencia en flexión de la misma.

- Cuando las dimensiones de la plancha  $B$  y  $N$  son relativamente grandes con relación a las del perfil  $b$  y  $d$ , se diseña la plancha con voladizos  $m$  y  $n$  (figura 6.10.1). La fórmula de calculo es la siguiente:

$$t = \sqrt{\frac{2P_u n^2}{BN\phi_b F_y}} \quad \text{o} \quad t = \sqrt{\frac{2P_u m^2}{BN\phi_b F_y}}$$

- Para las planchas que reciben cargas pequeñas, las dimensiones  $B$  y  $N$  pueden resultar menores que  $b$  y  $d$  por lo que deberán ser como mínimo  $B=b$  y  $N=d$ . Ver figura 6.10.2. Para este caso el valor de  $n$  en la fórmula anterior se reemplaza por  $c$ :

$$c = 1/4 \left( d + b_f + t_f - \sqrt{(d + b_f - t_f)^2 - 4(A_h - b_f t_f)} \right)$$

Adicionalmente  $P_u$  se reemplaza por la porción de la carga  $P_o$  directamente debajo de la columna:  $P_o = P_u (b_f \cdot d) / (BN)$

Por último, el área requerida  $A_h$  se calcula con la siguiente expresión, donde  $A_1$  se considera  $b_f d$ :

$$A_h = \frac{P_o}{0.6 \times 0.85 \times f'_c \times \sqrt{A_1 / A_2}}$$

Las fórmulas enunciadas anteriormente se usan también en el caso de planchas que soportan columnas circulares (que es en gran parte el caso de las del auditorio), en I, L, ect. Para estos casos se deberán adaptar las formulas antes mencionadas, reemplazando, por ejemplo el área de un rectángulo (área de influencia del ejemplo anterior) por la de un círculo.

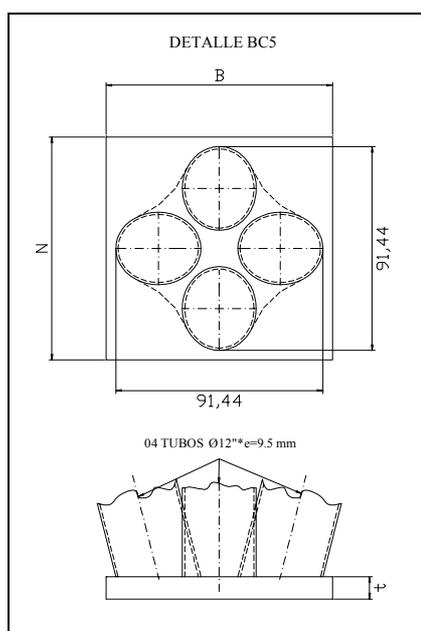
A continuación procedemos efectuar el diseño de la base de apoyo para columna denominada BC2.

### B) Diseño de la base de apoyo para columna BC5.

Para este diseño contamos con los siguientes datos:

- Las cuatro columnas inclinadas forman una especie de cruz al unirse a esta plancha como se muestra en la figura 6.10.
- La carga factorizada para la columna es de 18.64 tons.
- La plancha será de acero  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .
- Zapata de concreto  $1.00 \times 1.00 \text{ m}$  con concreto de  $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ .

**Figura 6.10. Plancha BC5.**



Las medidas están en centímetros.

- Determinación del largo y ancho de la plancha de apoyo.

Como tanteo tenemos que el área debería ser:

$$A_1 = 18.64 / 0.6(0.85 \times 0.140) = 261.06 \text{ cm}^2$$

Del valor calculado anteriormente podríamos suponer utilizar un  $B=N= 17 \text{ cm}$ . Pero dado que las cuatro columnas inclinadas que soporta esta plancha ocupan un área mucho mayor ( $8362 \text{ cm}^2$ ), será esta la condición que determine el tamaño de la plancha. Por lo tanto las medidas tentativas de la plancha serán  $B=N= 100 \text{ cm}$ , para dar también espacio a la ubicación de los pernos de anclaje.

Del cálculo de las dimensiones de la zapata se obtuvo  $90 \text{ cm}$ , por lo que tendremos que igualarlo a la medida de la plancha ( $100 \text{ cm}$ ). Tenemos entonces que  $A_1=A_2$

$$P_p = 0.6 \times 0.85 \times 0.140 \times 10000 = 714 \text{ tons} \geq P_u \dots \dots \text{OK}$$

Por lo que debemos usar  **$B=N= 100 \text{ cm}$**

- Calculo del espesor.

La cuatro columnas unidas forman una especie de cruz de dimensiones  $91.44 \times 91.44 \text{ cm} = b=d$ . Por lo tanto:

$$n = m = (100 - 0.8 \times 91.44) / 2 = 13.43 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{2 \times 18.64 \times 13.43^2}{100 \times 100 \times 0.9 \times 2.53}} = 0.545 \text{ cm}$$

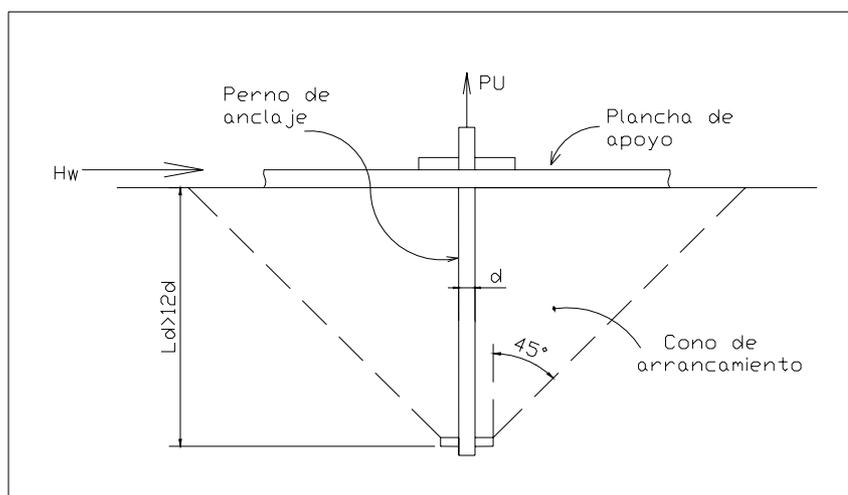
Usaremos  $t = 12.5 \text{ mm}$  ( $1/2''$ ), por lo que la plancha a utilizar será  **$1000 \times 1000 \times 12.5 \text{ mm}$** .

## 6.6.2 PERNOS DE ANCLAJE.

Estos elementos son varillas lisas con extremos roscados que se utilizan para asegurar las planchas de apoyo de las columnas a la cimentación. Por lo general están sometidos a fuerzas de tracción y muchas veces se diseñan también para resistir el corte, cuando no

se utilizan llaves de corte. Un tipo de perno muy usado es el que se muestra en la figura siguiente.

**Figura 6.11 Perno de anclaje para bases de columnas.**



### A) Metodología de diseño.

Para el diseño de los pernos de anclaje con tuerca embebida no se utilizará llaves de corte, por lo que lo se diseñaran para soportar el corte y tracción simultáneos. Las tuercas proporcionan un resalte de soporte para el empotramiento del perno en el concreto, aumentando así la resistencia de los anclajes contra el arrancamiento.

La ductilidad del perno de anclaje se puede asegurar causando un mecanismo de falla, tal que este fluya antes de que se exceda la tracción en el cono de arrancamiento del concreto. Esto se consigue cuidando que la resistencia del cono de falla del concreto  $U_p$ , sea mayor o iguale a la fuerza mínima de tracción  $A_t * F_y$  del perno de anclaje.

El área total del perno de anclaje considera el efecto de tracción y corte combinados. Este hace que el corte  $V$  cause una falla cerca de la superficie del concreto convirtiéndose, en una carga de tracción adicional debida al fenómeno de fricción por corte. La resistencia del perno de anclaje debe ser mayor o igual a la tracción combinada efectiva ( $T$ ) en la que se incluye el corte  $V$ , como se indica a continuación:

$$A_t \times F_y \geq T$$

Donde:

$A_t \times F_y$ : Resistencia del diseño nominal igual al producto del área del perno  $A_t$  por la resistencia mínima del acero (ver tabla 6.19)

T : Tracción combinada efectiva.  $T = CV_U + T_u$

C: Coeficiente de corte ( $C = 1.85$ ).

$V_u, T_u$ : Fuerza de corte y tracción últimos aplicados al perno.

Como parámetros adicionales se deben considerar la distancia entre pernos y la distancia de estos a los bordes de concreto. En función a esto ultimo los pernos de anclaje se clasifican en 4 tipos: A, B, C, D. A continuación se muestran tres tablas con un resumen de los diferentes tipos de pernos de anclaje y criterios para su diseño.

**Tabla 6.19 Valores para  $L_d, r_m, m_v, m_t$**

Tipo de perno ASTM	Longitud de anclaje de pernos $L_d$	Espaciamiento mínimo entre pernos $r_m$	Mínima distancia al borde perpendicular a la dirección del corte $m_v$	Mínima distancia de borde por tracción $m_t$
A307	12d	16d	12d	5d o 4" min.
A325	17d	24d	17d	5d o 4" min.

**Tabla 6.20 Tipos de pernos de anclaje.**

Tipo	Descripción	Espaciamiento entre pernos	Distancia al borde m	Comentario
A	Aislado o sin interferencia de conos	$r \geq r_m$	$m > m_v$	$m_v > r_m/2, m_v > m_t$
B	Sólo con refuerzo de corte	$r \geq r_m$	$r_m/2 < m < m_v$	$r_m/2 > m_t$
C	Refuerzo de corte más consideraciones de cono	$r < r_m$	$m_t < m < m_v$	$m_t < r_m/2$
D	Refuerzo por corte y tracción	$r < r_m$	$m_t < m < r_m/2$	Pilares de concreto

**Tabla 6.21 Tipos de pernos de anclaje.**

Diámetro del perno d (pulg.)	Área del vástago $A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t \cdot F_y$ (Tons)
3/8	0.7125	1.80
1/2	0.950	2.40
5/8	1.484	3.75
3/4	2.137	5.41
1	3.8	9.61
1 ¼	5.937	15.02
1 ½	8.55	21.63
1 ¾	11.638	29.44
2	15.20	38.45

**B) Diseño de pernos de anclaje de base de apoyo para columna BC5.**

Se determinarán los pernos de anclaje de la plancha en mención para la combinación más crítica de tracción y corte.

**Tabla 6.22 Cargas factorizadas de tracción y corte.**

Tipo de carga (COMB. 33)	Valor (tons)
Tracción (T)	6.5
cortante (V)	1.14

Tenemos que la tracción total es:

$$T = 3.8 + 1.14 \cdot 1.85 = 5.91 \text{ tons}$$

Como se van a usar cuatro pernos, la tracción total por cada perno será:

$$T_{\text{clupernos}} = 5.91 / 4 = 1.48 \text{ tons}$$

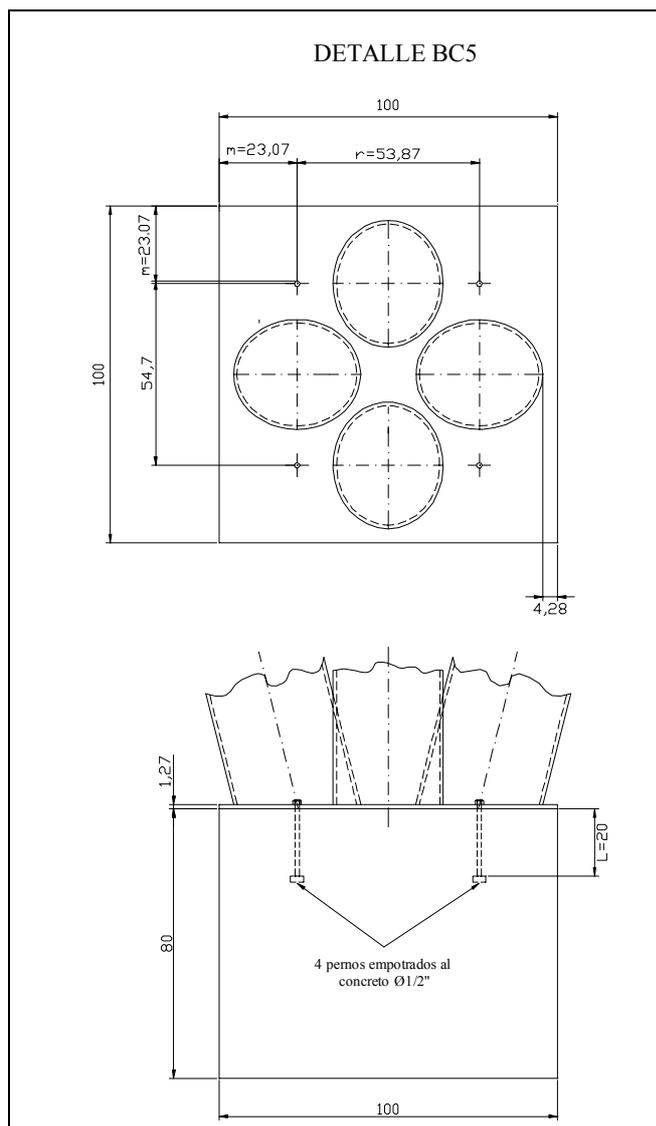
Entrando a la tabla 6.21, se obtiene el diámetro de 3/8" pero usaremos **Pernos A307 1 1/2"** por tratarse de una plancha de tamaño importante (1m\*1m)

De la tabla 9.19 se obtiene:  $m_v = 15.24$  cm,  $m_t = 6.35$  cm,  $r_m = 20.32$ ,  $L_d = 15.24$

Los pernos se han colocado con la distribución que se muestra en la figura 6.12.

Como:  $r \geq r_m$ ,  $m > m_v$  y  $m_v > r_m/2$ ,  $m_v > m_t$  y  $L > L_d$  el tipo de perno es **clase A** (ver tabla 6.20), por lo que la zapata no necesitará refuerzo.

**Figura 6.12** Ubicación de pernos de anclaje en plancha BC5.



### 6.7 Diseño de conexiones.

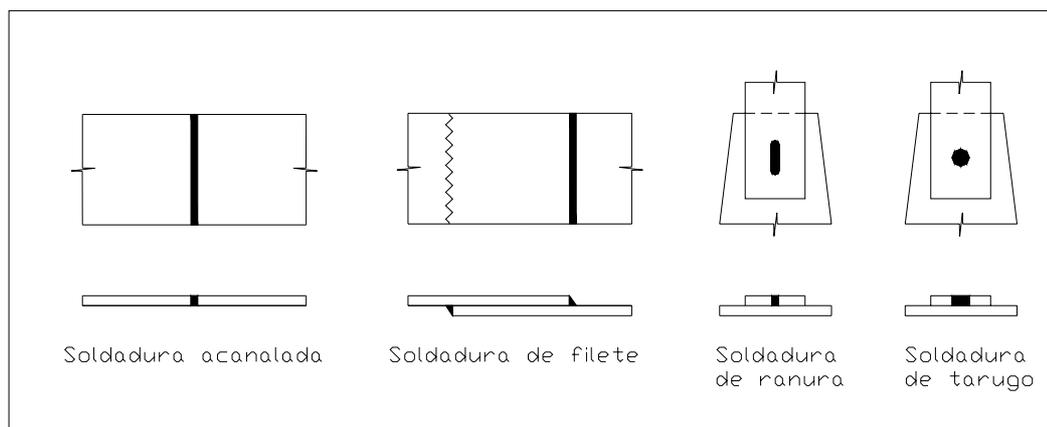
Una conexión es la unión de dos mas elementos estructurales, ya sea para dar una extensión a los mismos u obtener nudos que produzcan un comportamiento deseado para la estructura. Dentro de los tipos de conexiones existentes hay tres que son las más usadas

y conocidas: soldadas, empernadas y remachadas. Para el auditorio desarrollado se han utilizado los dos primeros tipos, por lo que se trata sobre el diseño de estos a continuación.

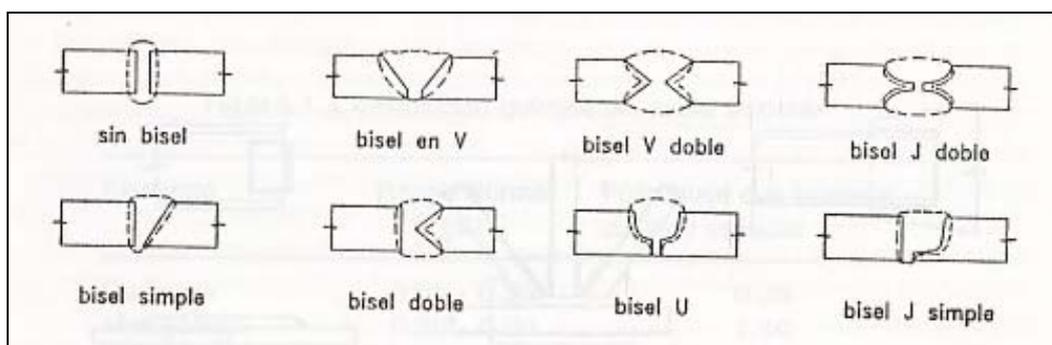
### 6.7.1 conexiones soldadas.

Existen cuatro tipos de soldadura para lograr unir dos o más elementos y estas son: Acanaladas, de filete, tarugo y ranuradas (ver figura 6.15). En el presente proyecto se han utilizado las dos primeras, cuyos tipos se muestran en los esquemas 6.16 y 6.17.

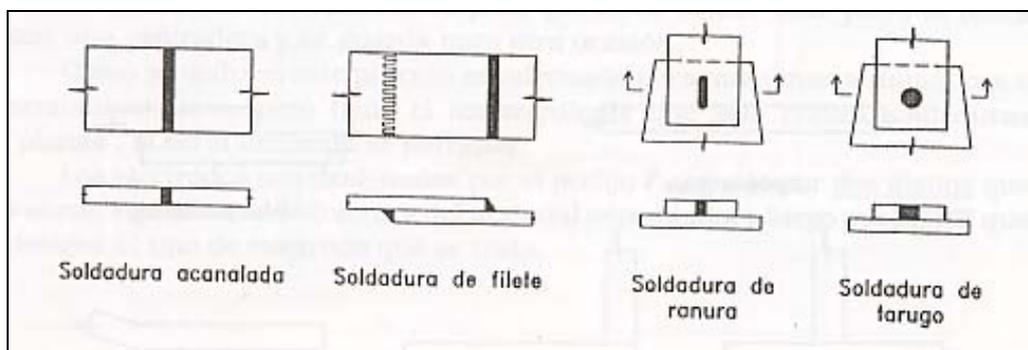
**Figura 6.15 Tipos de soldadura.**



**Figura 6.16 Tipos de soldadura acanalada (penetración total).**



**Figura 6.17 Tipos de soldadura de filete.**



### A) Metodología de diseño.

Se enuncia a continuación el método LRFD presentado anteriormente (cap. II) y adaptado esta vez para el caso de soldaduras:

$$\phi R_n \geq \gamma_i \bullet Q_I$$

Donde:

$\phi$  : Factor de resistencia

$\phi R_n = R_{mw}$  : Resistencia nominal, por lo que  $\phi R_{mw}$  = resistencia de diseño

$\gamma_i$  : Factor de mayorización.

$Q_I$  : Efectos de las cargas aplicadas, por lo que  $\gamma_i \bullet Q_I$  son los factorizados de las cargas ( $R_u$ ).

Entonces, se deberá tener

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde  $R_u$  es la carga factorizada por unidad de longitud en la unión soldada.

Debido a que más adelante se muestra una soldadura tipo acanalada como ejemplo de diseño se ha creído conveniente dar a conocer la forma de cálculo para este tipo de soldadura.

- Soldadura acanalada.

Este tipo de soldadura se dimensiona para transmitir los esfuerzos directos, ya sea de tracción, compresión o corte. En cambio la tipo filete, no importa la dirección de

la carga, se considerará que la transmisión es siempre por corte en la sección crítica.

Para las soldaduras en mención se requiere, eso sí, que para esfuerzos perpendiculares al cordón, el electrodo deba tener una resistencia que se compare al de las piezas unidas. Si el esfuerzo es de compresión, se permite un material de electrodo de hasta  $700 \text{ kg/cm}^2$ .

La resistencia de diseño de las soldaduras acanaladas por unidad de longitud para una soldadura de penetración total depende del tipo de esfuerzo aplicado.

1. Tracción o compresión perpendicular al área efectiva y tracción paralela al eje de soldadura.

$$\phi R_{nw} = 0.90T_e \cdot F_y \text{ para el material base}$$

$$\phi R_{nw} = 0.90T_e \cdot F_{yw} \text{ para la soldadura}$$

2. Corte en el área efectiva.

$$\phi R_{nw} = 0.90T_e \cdot (0.60F_y) \text{ para el metal base}$$

$$\phi R_{nw} = 0.80T_e \cdot (0.60F_{exx}) \text{ para la soldadura}$$

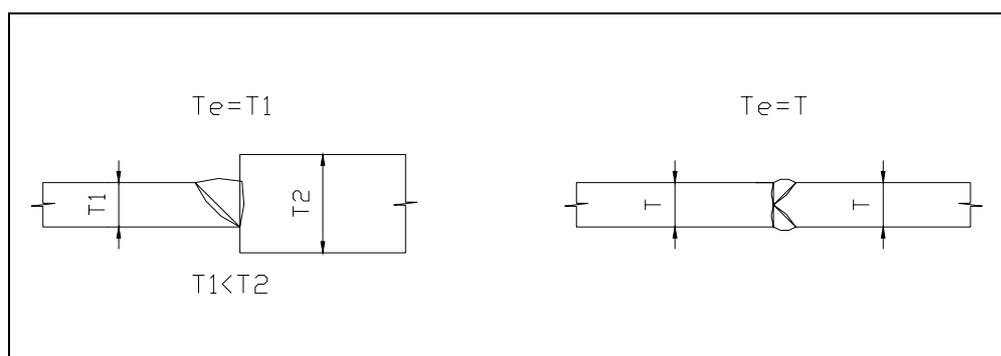
$T_e$  : Dimensión de la garganta (ver figura 6.18)

$F_y$  : Resistencia a la fluencia del metal base.

$F_{yw}$  : Resistencia a la fluencia de la soldadura.

$F_{exx}$  : Resistencia a la fractura de la soldadura.

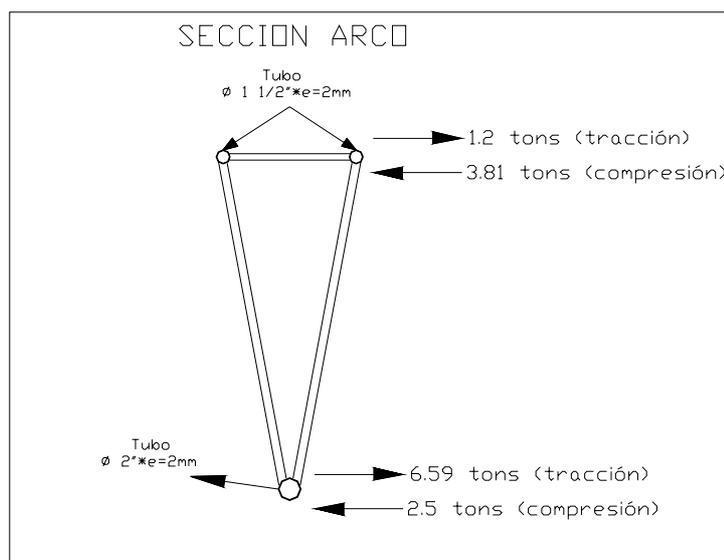
**Figura 6.18 Dimensión de garganta en soldaduras acanaladas.**



**B) Diseño de soldadura en tubos superiores ( $\square 1\frac{1}{2}'' * e=2\text{mm}$ ) y tubo inferior ( $\square 2\frac{1}{2}'' * e=2.5\text{ mm}$ ) de arco principal.**

Para unir estos tubos huecos de pared delgada usaremos soldadura de tipo acanalada. A continuación se da una figura con las cargas mayoradas de tracción, compresión y corte actuantes en estos elementos.

**Figura 6.19 Cargas factorizadas de tracción y compresión.**



Como se aprecia en la figura anterior las cargas actuantes de tracción y compresión son importantes, mas no la de corte por lo que se ha despreciado. A continuación procedemos a calcular entonces el  $\phi R_{nw}$  para estas condiciones de carga.

- Resistencia en tubos superiores ( $T_e$  tubos superiores = 4.21 cm)  
 $\phi R_{nw} = 0.90 \times 4.21 \times 2.53 = 9.586\text{tons} * \text{cm}$  para el metal a soldar  
 $\phi R_{nw} = 0.90 \times 4.21 \times 3.520 = 13.3375\text{tons} * \text{cm}$  para la soldadura
- Resistencia en tubo inferior. ( $T_e$  tubo inferior = 6.85 cm)  
 $\phi R_{nw} = 0.90 \times 6.85 \times 2.53 = 15.59\text{ton} * \text{cm}$   
 $\phi R_{nw} = 0.90 \times 6.85 \times 3.520 = 21.7\text{ton} * \text{cm}$

Los esfuerzos de fluencia tanto para la soldadura como para el metal base ( $F_y$  y  $F_{yv}$ ) fueron vistos en el capítulo II.

La resistencia total sería la calculada anteriormente por la longitud de soldadura, es decir, por el diámetro de cada tubo. Con esto la resistencia de la soldadura esta muy por encima de los valores de tracción y compresión actuantes en los tubos superiores y el inferior.

$$\phi R_w = 9.586 * 4.21 = 40.35 \text{ tons} > 3.81 \text{ para los tubos superiores}$$

$$\phi R_w = 15.59 * 4.21 = 65.63 \text{ tons} > 6.59 \text{ Para el tubo inferior.}$$

## 6.7.2 CONEXIONES EMPERNADAS.

Existen dos tipos de juntas empernadas y son: Las juntas de contacto y la que no permiten deslizamiento. Se distinguen entre ellas porque en las primeras, se ajustan los pernos ligeramente; en cambio, en las segundas, se los ajusta fuertemente para no permitir deslizamiento.

En el proyecto se han utilizado juntas de contacto por haberse empleado en una zona donde los desplazamientos pequeños son permitidos y por ser un sistema de unión más económico. Debido a que en estas juntas no se pretende tener un ajuste mayor al que se consigue con una llave de boca, el procedimiento de instalación es el convencional.

### A) Metodología de diseño.

El cálculo de una conexión empernada implica dos cosas: el cálculo de los pernos y el de la plancha en donde se fijan estos. El diseño se base también en el método LRFD enunciado anteriormente y en el que se debe verificar lo siguiente:

- Resistencia de diseño de pernos en corte.

$$\phi R_n = 0.65(0.60F_{bu})mA_b \quad \text{Cuando la zona roscada está excluida de los planos de corte.}$$

$$\phi R_n = 0.65(0.45F_{bu})mA_b \quad \text{Cuando la zona roscada está incluida.}$$

- Resistencia de diseño para pernos en tracción.

$$\phi R_n = 0.75F_{bu} (0.75A_b)$$

- Resistencia de diseño al aplastamiento.

$$\phi R_n = 0.75(2.4dtF_u) \quad \text{Para condiciones usuales (huecos estándar, ranurados cortos, espaciamiento de pernos de acuerdo a la fig. 6.20, con dos o más pernos en la dirección de la carga).}$$

- Resistencia de diseño para plancha en tracción.

$$\phi P_{nf} = 0.9 \times F_y \times A_g \quad \text{o} \quad \phi P_{nf} = 0.9 \times F_u \times A_e$$

- Resistencia de diseño del bloque de corte.

$$\phi P_{bc} = 0.75(F_{bu} A_{nt} + 0.6F_y A_{vg}) \text{ Fractura de tracción + fluencia de corte.}$$

$$\phi P_{bc} = 0.75(F_y A_{tg} + 0.6F_u A_{ns}) \text{ Fractura de corte + fluencia de tracción.}$$

Donde:

$\phi R_n$  : Resistencia de diseño de los pernos.

$\phi P_{nf}$  : Resistencia de diseño de la plancha en tracción.

$\phi P_{bc}$  : Resistencia de diseño del bloque de corte.

$F_{bu}$  : Esfuerzo de fractura del material del perno (4200 kg/cm<sup>2</sup>).

$F_y$  : Esfuerzo de fluencia de la plancha

$F_u$  : Esfuerzo de fractura del material (4080 kg/cm<sup>2</sup>)

$m$  : Número de áreas de corte que se encuentran en la conexión.

$A_b$  : Área transversal del perno.

$A_g$  : Área de la sección de la plancha

$A_e$  : Área de la sección efectiva de la plancha

$A_{nt}$  : Área neta de la fractura a la tracción

$A_{vg}$  : Área de fluencia al corte.

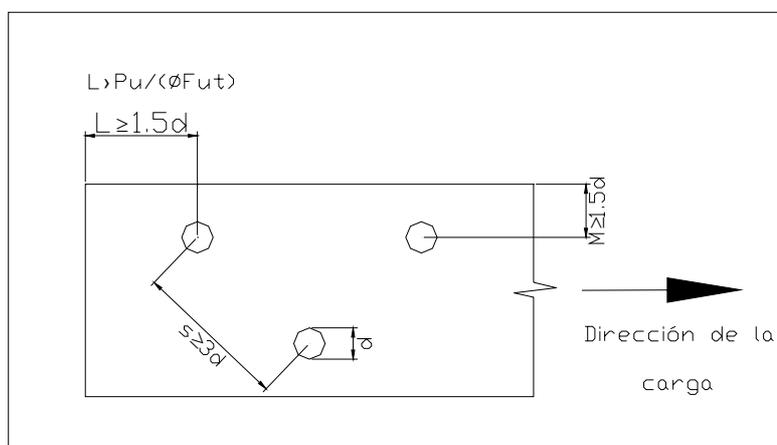
$A_{tg}$  : Área de fluencia a la tracción.

$A_{ns}$  : Área neta de fractura al corte.

$d$  : Diámetro del perno.

$t$  : Espesor de la plancha.

**Figura 6.20 Espaciamientos permitidos en pernos de junta de contacto.**

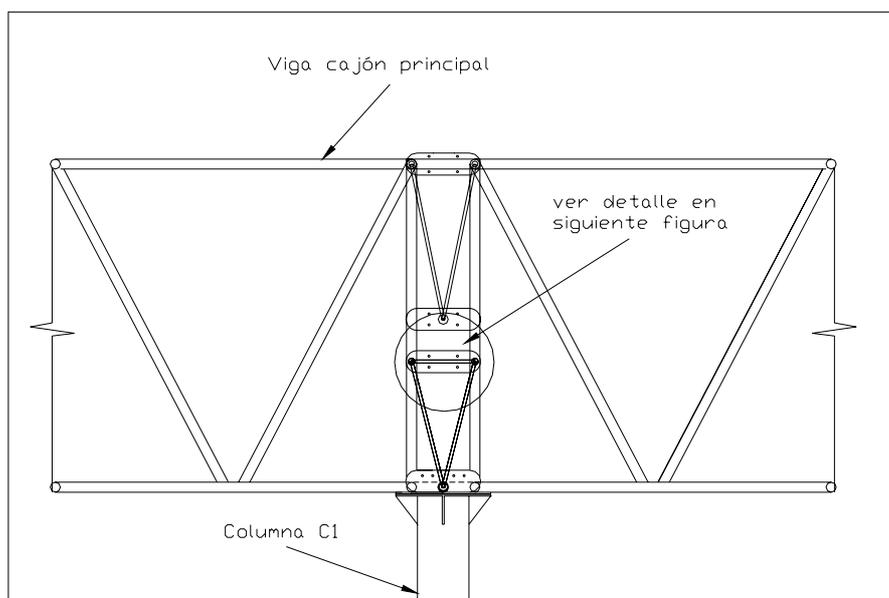


La máxima distancia permitida de los pernos a los bordes es 15 cm., para evitar la separación entre las piezas que produce corrosión.

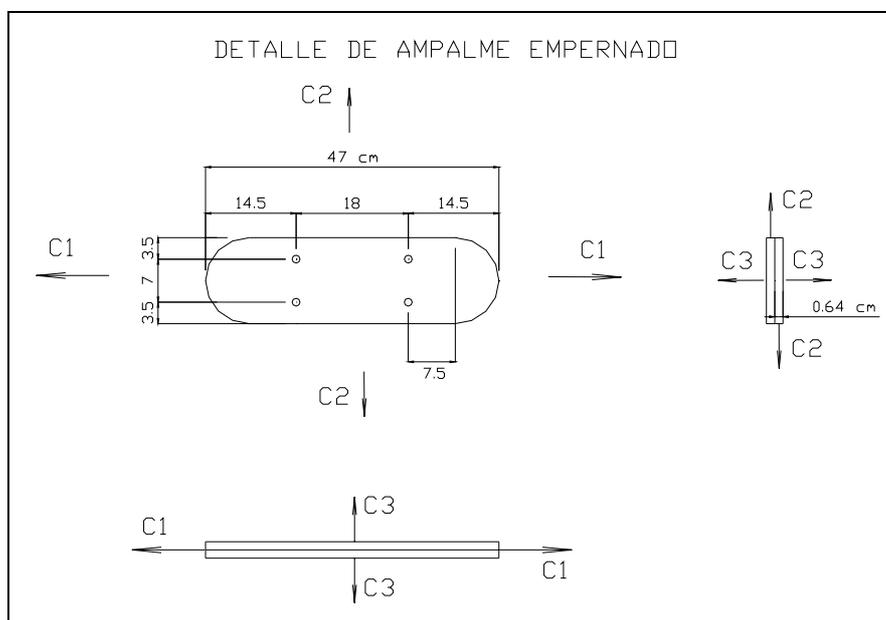
### B) Diseño.

Para ilustrar el diseño se ha elegido la unión del arco principal con la viga cuadrada de 2 mts de peralte, como se aprecia en la figura siguiente.

**Figura 6.21.1 Unión empernada arco-viga cuadrada.**



**Figura 6.21.2 Detalle de unión emperrada arco-viga cuadrada.**



La carga C2 ocasiona una fuerza de tracción sobre la plancha y una corte sobre los pernos, a diferencia de la C3 que genera el efecto inverso sobre la plancha y pernos respectivamente. A continuación se da una tabla con los tipos de fuerzas actuantes y otras dos con el cálculo de la resistencia para cada uno de los tipos de carga mencionadas.

**Tabla 6.23 Cargas últimas**

Tipos de carga	Valor (tons)
C1	0.07
C3	0.76
C2	0.979

De las cargas actuantes dadas en el cuadro anterior despreciaremos la carga C1 por ser de poca magnitud. Para la plancha elegiremos un espesor de  $\frac{1}{4}$ " y para los pernos un diámetro de  $\frac{3}{8}$ " por ser lo más pequeño que se recomienda utilizar para estructuras de este tipo.

**Tabla 6.25 Resistencia de diseño para la plancha.**

Factores de diseño	Plancha de espesor = 1/4"
Espesor de la plancha: t (cm)	0.60
<b>Análisis para carga C2</b>	
<i>Resistencia de la plancha a tracción</i>	
$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	21.33
$A_e$ o $A_n=0.85 \cdot A_g$ (cm <sup>2</sup> )	18.13
$\phi P_{nf} = 0.9(F_y)A_g$ (tons)	<b>48.56</b>
$\phi P_{nf} = 0.75(F_u)A_e$ (tons)	55.48
<i>Bloque de corte</i>	
$A_{nt}$ (cm <sup>2</sup> )	$(7.5-0.5 \cdot (0.95+0.16)) \cdot 0.64=4.45$
$A_{vg}$ (cm <sup>2</sup> )	$(7+3.5) \cdot 0.64=6.72$
$A_{tg}$ (cm <sup>2</sup> )	$(7+3.5-(1.5 \cdot (0.95+0.16))) \cdot 0.64=5.654$
$A_{ns}$ (cm <sup>2</sup> )	$7.5 \cdot 0.64=4.8$
$\phi P_{bc} = 0.75(F_{bu}A_{nt} + 0.6F_yA_{vg})$ (tons)	35.95
$\phi P_{bc} = 0.75(F_yA_{tg} + 0.6F_uA_{ns})$ (tons)	<b>19.53</b>

Del cuadro anterior se observa que tanto la menor resistencia a tracción y bloque de corte son mucho mayores que la carga C2.

**Tabla 6.26 Resistencia de diseño para los pernos**

Factores de diseño	2 pernos de 3/8"
$F_{bu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
diámetro (cm)	0.95
m	2
$A_b$ (cm <sup>2</sup> )	0.7125
t (cm)	0.6
<i>Resistencia al corte</i>	
$\phi R_n = 0.65(0.60F_{bu})m \times A_b$	2.3341 tons
<i>Resistencia a la tracción</i>	
$\phi R_n = 0.75F_{bu}(0.75A_b)$	<b>1.683 tons</b>
<i>Resistencia al aplastamiento de la plancha de 1/4"</i>	
$\phi R_n = 0.75(2.4dtF_u)$	2.88 tons

De las resistencias calculadas para los pernos se observa que la menor es el aplastamiento en la plancha de  $\frac{1}{4}$ " (1.683 tons). Aún así este valor es mayor que las cargas C2 Y C3.

## **CAPITULO VII**

### **PRESUPUESTO REFERENCIAL**

Con el objeto de analizar la factibilidad económica de la estructura desarrollada en la presente tesis se presenta un presupuesto referencial del proyecto en su totalidad. Esto abarca todo lo referente a movimiento de tierras, estructuras metálicas, obras de concreto simple, concreto armado, instalaciones eléctricas y equipamiento.

Los valores de metrados usados son valores reales obtenidos de los planos de estructuras y arquitectura del proyecto. Los precios unitarios empleados han sido extraídos de la experiencia del tesista trabajando en la zona de Piura y de la consulta a especialistas en el tema.

A continuación presentamos el presupuesto antes mencionado, cuyos precios unitarios han sido calculados al mes de Abril del 2003.

## CAPITULO VIII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En le presente capítulo se muestran las conclusiones y recomendaciones producto del desarrollo de la presente tesis.

#### CONCLUSIONES:

- Para estructuras metálicas, o de poco peso, las cargas de viento son mucho más significativas que las de sismo por lo tanto son las que se consideran en el diseño.
- Las cargas de temperatura también se pueden despreciar porque su efecto es mucho menor que el del viento.
- Los resultados obtenidos por el software sap2000 son bastante parecidos a los obtenidos al diseñar un elemento manualmente.
- Por el bajo periodo de vibración de la estructura (0.375 segs), obtenido del análisis dinámico, se espera que no haya problemas de resonancia. Aunque no se han efectuado mediciones de periodos del viento en Piura, por experiencia de las hechas en otros lugares se espera valores altos para el periodo del viento (>3 segs)
- Las columnas que se utilizarán en la estructura podrían ser hasta de 16", pero por razones de arquitectónicas, seguridad contra siniestros y rigidez lateral se ha optado por usar de 12".
- Los diámetros de tubos utilizados en la viga rectangular (ver planos de estructuras) han sido uniformizados en función a los elementos más esforzado y divididos en dos grupos. Esto para no atentar contra el diseño estructural o el arquitectónico.
- Los arcos han sido divididos en tres grandes grupos en función a su luz y a las cargas que soportan y a la zona que cubren.
- La estructura presenta tres tipos de viguetas, cuyas secciones se adaptan a las cargas soportadas y a la arquitectura planeada inicialmente.

- El diseñar una estructura apoyándose en modelos en 3D permite obtener un mayor control de todas las partes de esta. Pudiendo de esta manera reforzar las zonas mas desfavorables y aliviar las menos esforzadas, logrando ahorros importantes en lo referente al costo de la obra.

#### **RECOMENDACIONES:**

- De acuerdo al R.N.C. para el auditorio se necesitaran, en lo que respecta a los hombres, 7 urinarios y 3 lavatorios, y en lo que respecta a mujeres, 5 inodoros y 3 lavatorios. Por esto se recomienda usar los baños de la Facultad de Ingeniería y biblioteca en caso las actividades que se lleven a cabo no interfieran con el programa académico de la UDEP. En caso contrario se deberá habilitar 12 módulos de baños químicos en las cercanías del auditorio (7 para hombres y 5 para mujeres) cubriéndolos con un cerramiento especial para no afectar la estética del entorno.
- Una vez construida la estructura se le debe dar mantenimiento por lo menos una vez al año, porque tenderá a oxidarse con el tiempo aún cuando se utilice anticorrosivo.
- Se debe utilizar pintura anticorrosiva a base de cromato de zinc sobre todo en los puntos donde la cobertura hace contacto con la estructura metálica (tubos superiores de viguetas y arcos) para evitar que las planchas de aluminio se deterioren.
- Crear un plan de contingencia en caso de incendios (uso de material no inflamable, extinguidores, etc) pues este cuando se produce es un gran problema en estructuras metálicas.
- Se deben hacer mediciones del periodo del viento en Piura, pues este es un factor muy importante que muchas veces se deja de lado al momento de diseñar estructuras flexibles.

## **Referencia bibliográfica.**

- Zapata Baglieto, Luis F. (1997) Diseño Estructural en Acero. Zapata Baglieto, Luis F. Lima, Perú.
- Ortega García Juan E. (1985) Manual de Estructuras de Acero. CAPECO, Lima, Perú.
- Colegio de ingenieros del Perú (Huaraz), Capítulo de ingeniería Civil (1988) Ponencias del Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Colegio de Ingenieros del Perú, Huaraz, Perú.
- Timaná Yovera Ricardo Adrián (2001) Tesis: “Análisis complementarios al diseño del puente Bolognesi” UDEP, Piura, Perú.
- Braja M. Das (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones. International Thomson Editores, México, México.
- Computers and Structures, Inc. (1998) SAP2000 Design Manuals. Computers and Structures, Inc. Berkley, California, USA.
- American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers (1992) Pocket Guide for air conditioning, heating, ventilation, refrigeration. American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, USA.