

UTN – FRVT
Departamento Ingeniería Civil

PROYECTO FINAL N° 9

***“TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL
DE VENADO TUERTO”***



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO**

Alumno
Leandro San Martín

Ing. Carlos Alberdi
Coordinador Proyecto Final

Ing. Jorge Aramburu
Ing. Oscar Braun
Directores Proyecto Final

- AÑO 2004 -



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO**

CARRERA INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO INTEGRADOR

**TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL
DE VENADO TUERTO**

DIRECTOR ACADÉMICO:

ING. CARLOS ALBERDI

DIRECTORES TÉCNICOS:

ING. JORGE ARAMBURU

ING. OSCAR BRAUN

ALUMNO: LEANDRO SAN MARTÍN

RESUMEN

En las páginas del presente proyecto, se encontrará una descripción técnica detallada del diseño y cálculo de una tribuna de hormigón armado y cubierta metálica, la evaluación de costos y datos que pueden ser utilizados para la ejecución real de la estructura.

Se comienza con una narración que nos ayuda a entender la necesidad de contar con esta instalación dentro del predio de la Sociedad Rural de Venado Tuerto, y de ir imaginando limitantes y requerimientos a tener en cuenta en el proyecto.

Seguidamente se expone el diseño global de la estructura mediante la incorporación de planos e imágenes realizadas en computadora y se detallan los posibles materiales a utilizar.

El diseño y funcionamiento estructural de la tribuna, forman parte del objetivo principal del proyecto, por lo tanto se pueden analizar gráficos ilustrativos en tres dimensiones con los mecanismos estructurales, como así también los distintos procesos que se utilizan para el dimensionamiento de las secciones.

En particular se desarrolla el dimensionamiento de la estructura mediante el método de los elementos finitos con la utilización de un software específico.

En cuanto a las cimentaciones, se utiliza la "teoría de fundación elástica", para lo cual se realiza un ensayo en el laboratorio de suelos de la Facultad, y los resultados obtenidos se ingresan en el programa de cálculo.

Por último, se presenta un cómputo y presupuesto rubricados con valores globales de mercado vigentes actualmente.

OBJETIVOS

Los objetivos que comprende el proyecto que se desarrolla en esta tesis, son los siguientes:

- Proyectar una tribuna de hormigón armado con cubierta metálica, teniendo en cuenta particularidades y condiciones que el lugar exige, en reemplazo de la anterior incendiada varios años atrás.
- Analizar estructuralmente cada uno de los elementos que integran la cubierta y la estructura de hormigón armado de la futura tribuna, estudiando tensiones y deformaciones actuantes.
- Obtener un diseño de tribuna que contemple tanto parámetros estructurales como aspectos estéticos que permitan insertarla adecuadamente dentro del predio de la Sociedad Rural de Venado Tuerto.
- Considerar los lineamientos generales acerca de los procedimientos constructivos para la ejecución de la estructura.
- Evaluar económicamente dicho proyecto, a través de un análisis de cómputo y presupuesto.



INDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	
RESEÑA HISTÓRICA DE LA SOCIEDAD RURAL DE LA CIUDAD DE VENADO TUERTO	2
1-1- UBICACIÓN DE LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO	7
1-2- LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO HOY	9
1-3- NECESIDADES DE LA SOCIEDAD RURAL DE NUESTRA CIUDAD	11
CAPÍTULO 2	
GENERALIDADES SOBRE ASPECTOS REGLAMENTARIOS	13
CAPÍTULO 3	
PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA TRIBUNA	19
3-1- UBICACIÓN DE LA TRIBUNA DENTRO DEL PREDIO	23
3-2- NECESIDADES DEL PROYECTO	24
3-3- CONDICIONES DE VISIBILIDAD	25
3-4- CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO DE LA TRIBUNA	33
3-5- PLANIMETRÍA Y FOTOMONTAJE	40
CAPÍTULO 4	
MATERIALES Y ELEMENTOS COMPONENTES DE LA TRIBUNA	
4-1- ACERCA DE LOS MATERIALES	41
4-1.1 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	41
4-1.2 ESTRUCTURA METÁLICA	44
4-2- ACERCA DE LOS ELEMENTOS CONSTITUYENTES	47

CAPÍTULO 5**ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA**

5-1-	GENERALIDADES	53
5-2-	CARGAS DE VIENTO SOBRE LA CUBIERTA	58
5-2.1	DATOS	59
5-2.2	ACCIONES SOBRE LA CUBIERTA	59
5-2.3	ACCIONES DEL VIENTO	60
5-2.4	ESTADOS DE CARGA	69
5-2.5	CÁLCULO DE CORREAS DE TECHO	71

CAPÍTULO 6**PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA** 76

6-1-	GENERALIDADES ACERCA DEL PROGRAMA PPLAN	77
6-2-	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CUBIERTA	78
6-3-	PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS GRADAS	91
6-4-	CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA	98

CAPÍTULO 7**MODELIZACIÓN Y CÁLCULO POR MÉTODO NUMÉRICO** 103

7-1-	GENERALIDADES ACERCA DEL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	104
7-2-	MODELIZACIÓN EN EL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	105
7-3-	ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL MODELO	
7-3.1	CARGAS EN GRADAS	115
7-3.2	CARGAS EN ENTREPISO ARCHIVO	116
7-3.3	CARGAS EN CUBIERTA	117
7-3.4	CARGAS DE VIENTO LATERAL	118
7-4-	HIPÓTESIS O COMBINACIONES DE CARGAS	119
7-5-	VERIFICACIÓN DE EQUILIBRIO	120

10-1-	FINALIDAD DEL COMPUTO MÉTRICO	222
10-2-	FINALIDAD DEL PRESUPUESTO	226

BIBLIOGRAFÍA	229
--------------------	-----

CAPÍTULO 8

INTRODUCCIÓN

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

8-1-	DIMENSIONAMIENTO DE LA CUBIERTA METÁLICA	123
8-1.1	DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS PRINCIPALES	129
8-1.2	DIMENSIONAMIENTO DE LOS TENSORES	141
8-1.3	DIMENSIONAMIENTO DE LAS CRUCES DE SAN ANDRÉS	144
8-2-	DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS PARA LA ESTRUCTURA DE H° A°	
8-2.1	DIMENSIONAMIENTO PARANTE VERTICAL EN COSTILLA ..	145
8-2.2	DIMENSIONAMIENTO VIGA INCLINADA EN COSTILLA	153
8-2.3	DIMENSIONAMIENTO ZONA INFERIOR COSTILLA	164
8-2.4	DIMENSIONAMIENTO LOSAS DE ARCHIVO	168
8-2.5	DIMENSIONAMIENTO VIGAS DE ARCHIVO	175
8-2.6	DIMENSIONAMIENTO COLUMNAS	196
8-3-	DIMENSIONAMIENTO DE LAS BASES	
8-3.1	DIMENSIONAMIENTO BASE CENTRADA EN COLUMNAS	202
8-3.2	DIMENSIONAMIENTO BASE EN COSTILLA	208

CAPÍTULO 9

GENERALIDADES ACERCA DE LOS ENCOFRADOS

9-1-	SISTEMAS DE ENCOFRADO	213
9-2-	EXIGENCIAS GENERALES	216
9-3-	REMOCION DE ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ELEMENTOS DE SOSTÉN	218
9-4-	NORMAS DE SEGURIDAD PARA DESENCOFRADO DE LAS ESTRUCTURAS	220
9-5-	CONSIDERACIONES PARA LA TRIBUNA DE HORMIGÓN ARMADO	221

CAPÍTULO 10

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

10-1-	FINALIDAD DEL CÓMPUTO MÉTRICO	222
10-2-	FINALIDAD DEL PRESUPUESTO	226

BIBLIOGRAFÍA	229
---------------------------	------------

INTRODUCCIÓN

La Sociedad Rural de Venado Tuerto desde sus comienzos en el año 1937, incluyó dentro de sus instalaciones, una tribuna construida en madera y chapa de adecuada capacidad la cual permitía realizar diferentes actividades.

En el año 1989 en un aparente intento de robo, la tribuna fue destruida totalmente a raíz de un incendio de importante magnitud. Desde entonces, la ausencia de ésta instalación, convirtió a la misma en una necesidad constante para la institución.

Por lo tanto, en la presente tesis se desarrolla el proyecto de una *Tribuna para la Sociedad Rural de Venado Tuerto*, abordando la problemática desde el punto de vista del diseño, cálculo, elección de materiales, técnicas de ejecución, aspectos reglamentarios, etc.

Para poder emprender este proyecto, es necesario tener presente requerimientos y limitaciones existentes, que permitan desarrollar actividades propias de este tipo de institución, tales como remates, venta de animales, actos culturales, espectáculos artísticos, destrezas criollas, elección de reinas regionales, etc., y también proporcionar la posibilidad de incorporar otras actividades nuevas.

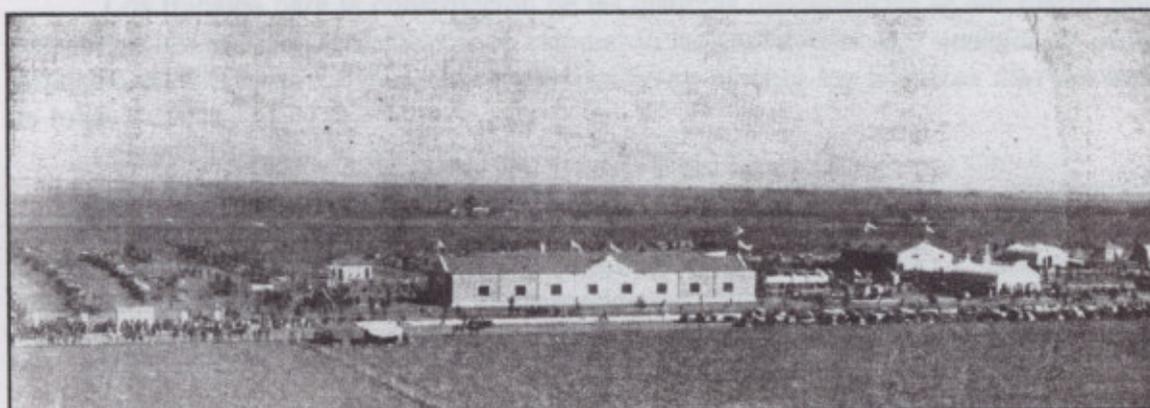
El estudio de las distintas partes que integran la estructura, constituye el eje central de éste trabajo, considerando tanto los parámetros de diseño como las solicitaciones y deformaciones que producen las combinaciones de cargas exteriores.

Es importante destacar, que la concordancia entre los aspectos estéticos, funcionales y estructurales, es una premisa que se valora en las diferentes etapas que forman parte de éste proyecto.

Capítulo 1

CAPÍTULO 1: RESEÑA HISTÓRICA DE LA SOCIEDAD RURAL DE LA CIUDAD DE VENADO TUERTO

El 25 de abril de 1937, se resolvió constituir en la ciudad de Venado Tuerto, una Sociedad Rural de Fomento Agrícola Ganadera, Comercial e Industrial que tendría por objeto principal provocar y fomentar el desarrollo y adelanto de la agricultura, ganadería e industrias derivadas, prestigiar toda iniciativa que pueda beneficiarlas, mejorar los métodos culturales y de crianza, fomentar la creación de viveros y semilleros, fundar una Estación Zootécnica, **celebrar exposiciones y congresos rurales** para el estudio de los problemas que afecten a los productores, instituir concursos y premios para estimular el mejoramiento de las industrias agropecuarias y propiciar la apertura de nuevos mercados.



Vista de la Sociedad Rural de Fomento Agrícola Ganadera, Comercial e Industrial-
Año 1937

Uno de los principios más importantes que se destacaban era que la Asociación debería permanecer completamente ajena a sugerencias e intereses de cualquier partido político, y no podría tomar parte en demostraciones que tengan carácter banderizo. Por lo tanto, la Sociedad Rural de Venado Tuerto se declaró Sociedad Civil, pues así podrá hacer mayores obras en bien de la región y sus habitantes e intereses.

Para poder cumplir con el plan cultural agrario que se quería desarrollar en aquellos tiempos, se debieron llevar a cabo las mejoras materiales, tales como la construcción de un **local propio** para diversas instalaciones como dependencias, pabellones, pista, tribunas, parque, tinglado, entrada, etc., necesarias para realizar los distintos certámenes de ganadería, agricultura e industria, así como también la edificación de un **local social**, con las comodidades y características acordes a las prácticas que allí se realizaban.

Vista de la Primera Exposición Rural el día de su inauguración

Es importante destacar que una de las instalaciones más significativas que se requería, consistía en **tribunas** de adecuada capacidad para la concentración de las personas interesadas en las actividades relacionadas a la ganadería tales como remates, venta de animales, etc.

En una asamblea de fines del mes de abril, se fija el 12 de septiembre como fecha para inaugurar la **Primera Gran Exposición Nacional de Agricultura, Ganadería, Industrias, Comercio y Productos de Granja**.

Posteriormente, se adquieren 360.000 metros cuadrados junto a la estación de ferrocarril, en donde se planea con entusiasmo las obras y se aprueba la distribución de las mismas para comodidad de expositores y público.

Los trabajos para la construcción de las distintas dependencias se efectuaron por administración con personal local, y se estudiaron las características y ventajas de otras instalaciones similares. La iniciación de las tareas se efectuó los primeros días del mes de Julio.

La **Primera Exposición Rural** fue de carácter nacional y comprendió Divisiones para la Ganadería, Agricultura, Industria, Comercio, Productos de Granja y Caseros, además se completó con una concentración de ganado gordo y hacienda para invernada. Esta organización tuvo los auspicios del Gobierno Nacional y contó con la presencia del Ministro de Agricultura Dr. Ángel Cárcano.

A esta fiesta del trabajo rural se invitó a los ganaderos y a los agricultores a concurrir con sus productos, a los industriales y comerciantes que se inscriban para participar, etc.



Vista de la Primera Exposición Rural el día de su inauguración

A la Comisión Directiva le llegaron por distintos conductos adhesiones de personas e instituciones nacionales, provinciales y civiles que guiados en el propósito de colaboración y estímulo a la gran obra de la Sociedad Rural, resolvieron donar premios para ser acordados a las diversas categorías del programa de la Exposición.

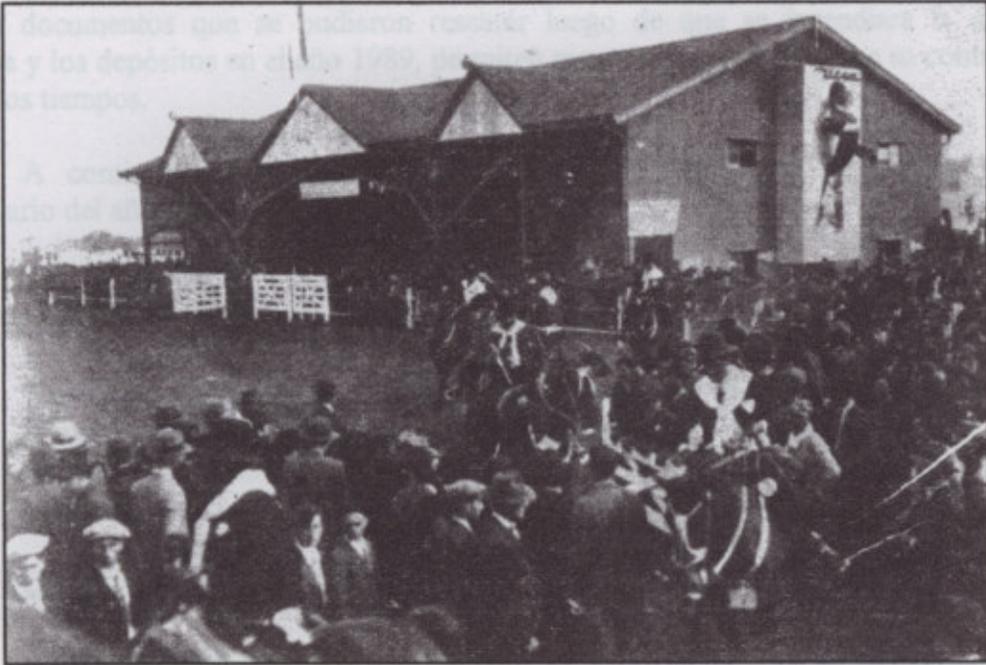
El día lunes 13 de septiembre, se iniciaron las ventas, cuyos resultados esperaban los organizadores, para valorar el éxito de la Exposición. Un numerosísimo público, ocupó las tribunas y rebosó en los caminos pista y lugares adyacentes.



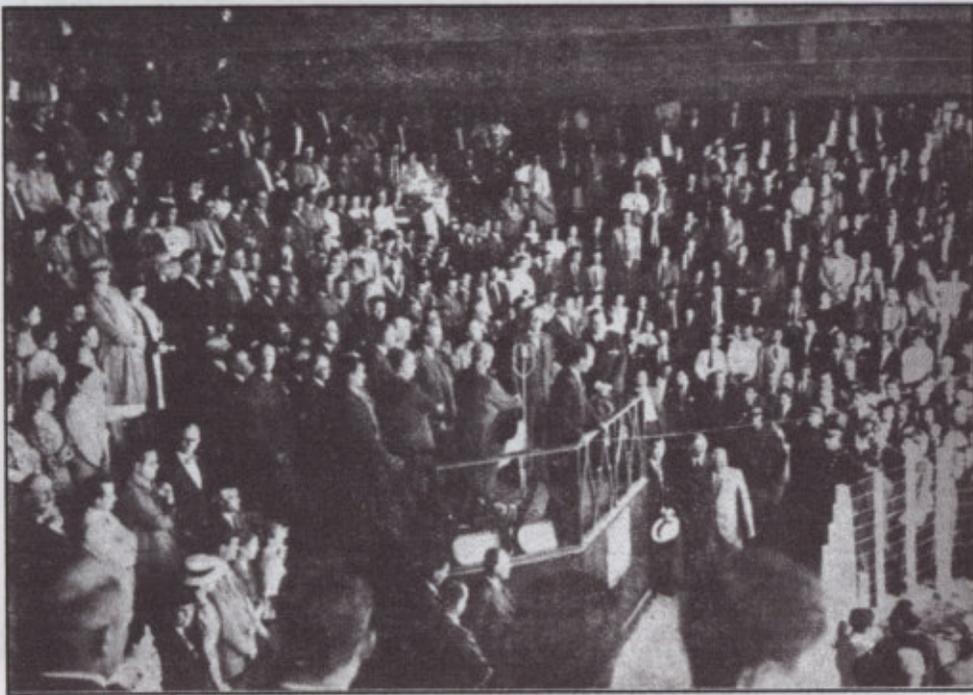
Vista norte de la tribuna y pista colmada de público durante el desfile de los caballos de silla con jinete que precedieron a la presentación de los campeones bovinos y equinos.

Las tribunas fueron construidas en quince días y para una capacidad de personas, que el día de inauguración de la Exposición y el de las ventas resultó muy reducido.

Vista del palco y la tribuna durante el discurso de inauguración.



Vista de la tribuna y pista durante el desfile el día de la inauguración.



Vista del palco y la tribuna durante el discurso de inauguración.

El **inventario general** de la Sociedad Rural Venado Tuerto, extraído de los pocos documentos que se pudieron rescatar luego de que se incendiara la antigua tribuna y los depósitos en el año 1989, permiten resumir el capital con que se contaba en aquellos tiempos.

A continuación se detallan textualmente los datos que se incluían en el inventario del año 1937:

TERRENO:

- Un área de terreno de 355.200 metros cuadrados de superficie, con todo lo clavado, plantado y adherido al suelo, comprado a Don Andrés Tonelli, según escritura.

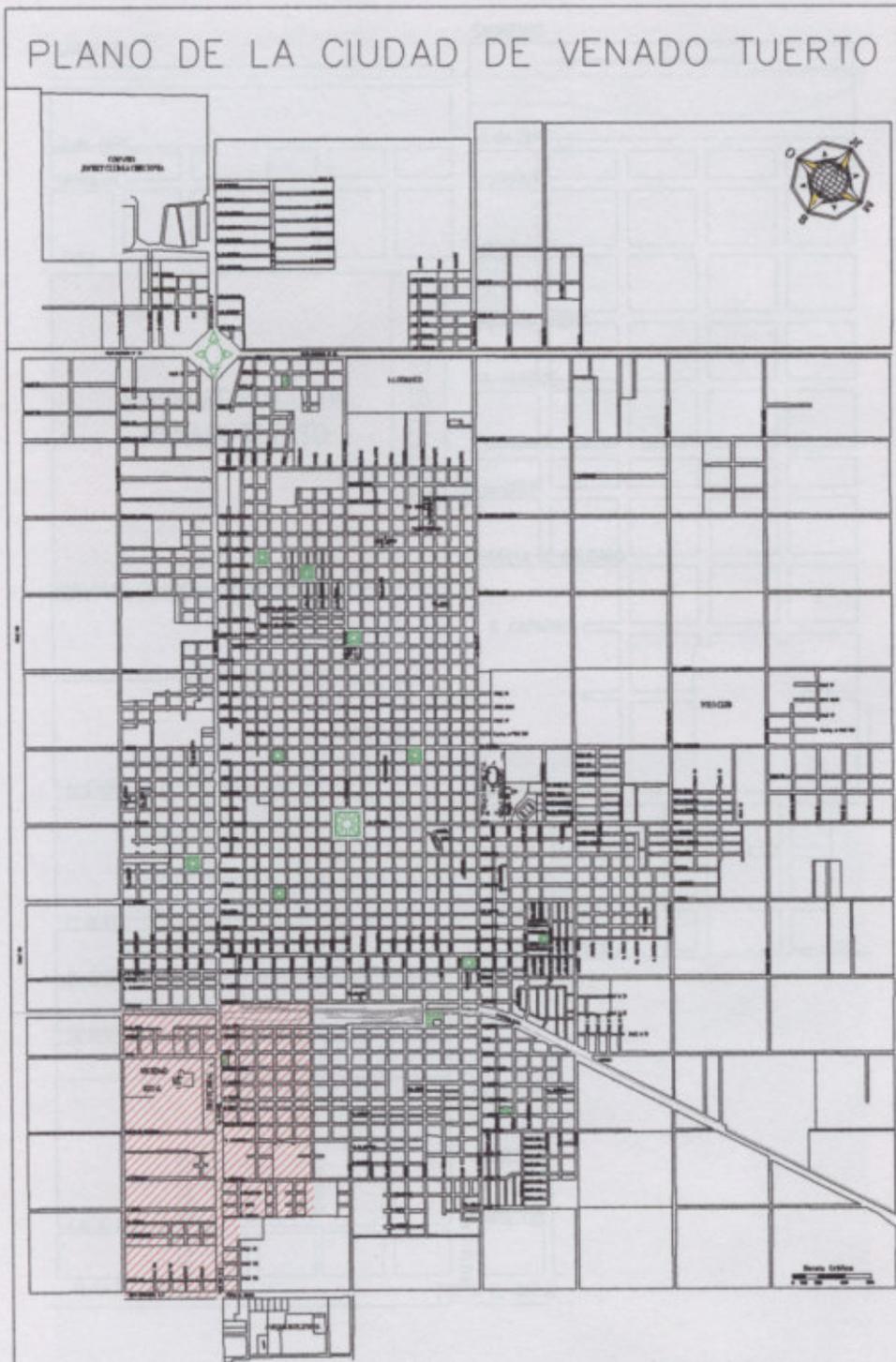
EDIFICIOS:

- 1 Pabellón, mampostería, con porche, piso de Pórtland, de 16 x 60 metros
- 1 Pabellón, mampostería, con porche, piso de 12 x 20 metros
- 1 Galpón, con comederos para bovinos de 16 x 30 metros c/ alero
- 1 Galpón, para aves de 12 x 25 metros c/ alero
- 1 Tribuna de 16 x 30 metros, techo y costado de zinc, gradas de madera, con siete locales, escritorio y palcos para ventas
- 1 Pista de 30 x 60 metros, baranda con postes de cemento y caños galvanizados
- 2 Locales toilette, servicios instalados
- 1 Local para nutrias
- 1 Lavadero
- 1 Embarcadero
- 1 Torre con tanque de 30 mil litros
- 1 Local boleterías
- Verja frente norte y tejido del perímetro en las 12 hectáreas, que ocupan las instalaciones
- 2 Galpones de zinc de 8 x 11.60 metros
- 1 Galpón de zinc desmontable de 10 x 17.40 metros
- 1 Carpa metálica
- Armadura de estos galpones

INSTALACIONES:

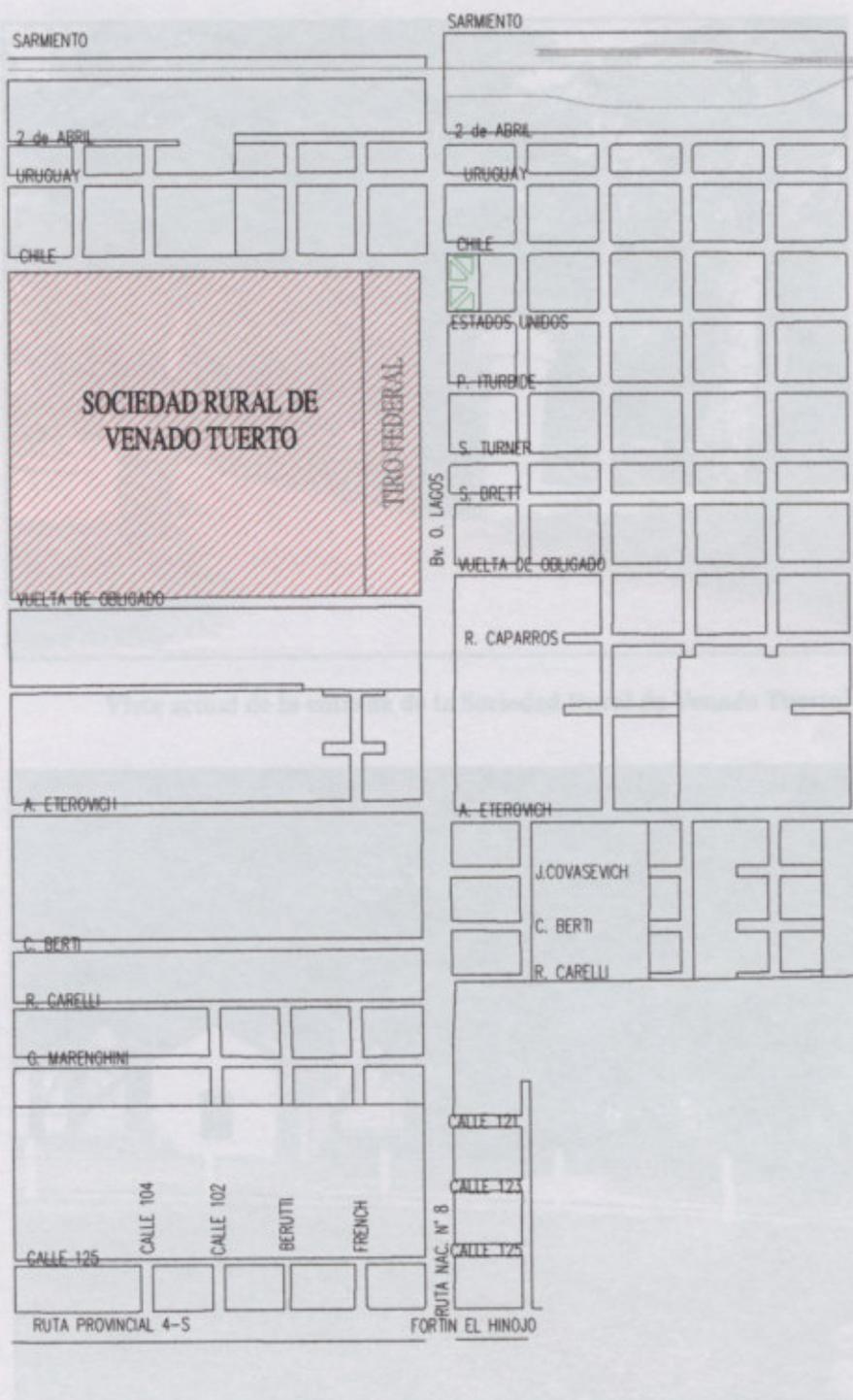
- Instalaciones de agua corriente en todos los locales y corrales, se incluye motor eléctrico 3 HP
- Instalaciones eléctricas en todos los locales

1-1- UBICACIÓN DE LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO



* Sombreado del Barrio Tiro Federal -Ver croquis de ubicación ampliado en página siguiente.

BARRIO TIRO FEDERAL – CROQUIS DE UBICACIÓN



Vista de una de las parcelas construidas de la Sociedad Rural

1-2- LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO HOY



Vista actual de la entrada de la Sociedad Rural de Venado Tuerto.



Vista de uno de los pabellones centrales de la Sociedad Rural

La Comisión Directiva de la Sociedad Rural de Venado Tuerto, está conformada actualmente de la siguiente manera:

- PRESIDENTE: Castagnani Carlos.
- VICEPRESIDENTE : Sanchez de Bustamante Eduardo.
- TESORERO: Zuza Gabriela.
- VOCALES TITULARES: Aramendi Tomás, Caucino Luis, De Elia Eduardo, Filippeti Susana, Guiroy Alejandro, Gutierrez Rufino, Martin Enrique, Rocca Walter
- VOCALES SUPLENTEs: Cardozo Edgardo, Flamini Rafael, Muniagurria Mariano, Zampana Sergio.
- REVISORES DE CUENTAS: Vidaurreta. Miguel, Kurez Guillermo , Landaburu Roberto

La sociedad rural de Venado Tuerto forma parte de la confederación de sociedades rurales de Santa Fe (Carsfe). A su vez Carsfe es una de las doce confederaciones que forman Confederaciones Rurales Argentinas (CRA). La CRA tiene una cobertura nacional que abarca todo el territorio y todas las distintas explotaciones agropecuarias del país. En general se tiene activa participación en reuniones con funcionarios para discutir los diferentes temas.

El sostenimiento de la sociedad rural de Venado Tuerto se hace a través de las cuotas de los socios, más alquileres de los salones y otros eventos que puedan generar ingresos.

La Sociedad Rural de Venado Tuerto (SRVT) realizó la muestra rural en el predio de la entidad agropecuaria durante los días 14, 15 y 16 de agosto del corriente año. Empujados por la bonanza que experimenta el campo, se contó con la presencia de más de 30 mil visitantes en esos días.

El titular de la SRVT, Carlos Castagnani, admitió que el objetivo de la muestra rural Expo Venado 2004 fue que "cada uno de los participantes se vaya satisfecho con sus expectativas y que a la vez se supere en cantidad de personas a la edición del año pasado". Es importante destacar que se remodelaron las viejas caballerizas para ubicar allí un gran patio de comidas, y se desmontaron corrales para abrir una nueva calle interna .

La exposición de Venado Tuerto es una de las pocas muestras agropecuarias de gran envergadura que han quedado en el sur de la provincia.

La exposición se viene realizando en forma interrumpida en la Sociedad Rural de nuestra ciudad desde hace 68 años. Es significativo tener presente el interés que genera por parte de las autoridades de confederaciones rurales de Santa Fe, para ser declarada de interés provincial por la importancia que tiene para la actividad agropecuaria, ganadera y comercial para la región.

1-3- NECESIDADES DE LA SOCIEDAD RURAL DE NUESTRA CIUDAD

Una de las **necesidades más imperiosas** con que cuenta en la actualidad la Sociedad Rural de nuestra ciudad, de acuerdo a las actividades que se desarrollan, es la **construcción de una tribuna** de características adecuadas, que reemplace a la antigua instalación destruida, como se dijo en párrafos anteriores, con motivo de un incendio.

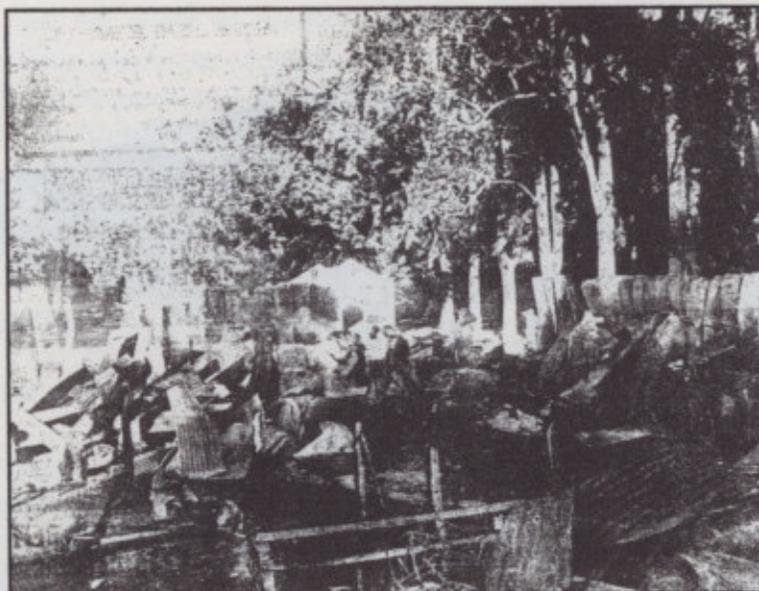
Según informaciones suministradas por el Diario El Informe y el Cuartel de Bomberos Voluntarios de nuestra ciudad, el siniestro ocurrido el 06 de Marzo de 1989, comenzó en horas de la madrugada, y se habría originado por una tentativa de robo.



Imagen de la portada Suplemento Rural Diario El Informe



Debido a la alta combustibilidad de los materiales de las instalaciones, prácticamente madera, chapa y papeles (actas, fotos, todo el archivo de la Rural), todo ardió más rápidamente con llamas que superaron los 15 metros de altura, necesitándose tres dotaciones y 18 hombre, y más de 40 mil litros de agua para extinguir el fuego.



Lo más lamentable de este episodio, es la pérdida del valor histórico de las instalaciones y del patrimonio cultural que representaba el archivo de la Sociedad Rural, ya que se destruyó la historia de más de 52 años de la entidad.

CAPÍTULO 2: GENERALIDADES SOBRE ASPECTOS REGLAMENTARIOS

Existen diferentes reglamentaciones que deben considerarse para el diseño y buen funcionamiento de una construcción, según el destino de la misma y las actividades que allí se realicen.

Debido a que no existe en nuestra ciudad una reglamentación particular que regule el tipo de construcción que se quiere proyectar, se considerarán los aspectos que se contemplan en los Reglamentos de Construcción de Buenos Aires y de Rosario, según la información suministrada por la Municipalidad de Rosario.

Por lo tanto, en los capítulos que se detallan a continuación se aplicarán en los dos casos los aspectos que se detallan en los Reglamentos de Buenos Aires y de Rosario para el diseño. Es conveniente tener presente que:

1- Trayectoria de los medios de transporte:

La línea material de flujo de los medios de transporte no estará entorpecida por obstáculos que dificulten el tránsito y

cantidad de personas que se desplace. De no ser suficiente la superficie libre del medio de transporte, se deberá ampliar el mismo.

2- Medios de transporte deportivos:

Capítulo 2

Los lugares de espectáculos y diversiones públicas y deportivas tendrán egresos independientes. El ancho mínimo de las entradas y pasajes, con circulación de público, estará dado en función de la longitud y por la aplicación de la siguiente fórmula:

$(L - 5) \times 0,02 + 1$, en el que L es la longitud de la entrada o pasaje cuyo ancho se desea determinar, por lo que en ningún caso el ancho podrá ser menor de 1 m.

El ancho libre de escaleras y puertas de salidas no podrá ser inferior a 1,50 m y se ajustará a las siguientes fórmulas:

Hasta 3.000 espectadores	$\frac{A}{200}$
De 3.000 a 10.000 espectadores	$\frac{A}{250}$

CAPÍTULO 2: GENERALIDADES SOBRE ASPECTOS REGLAMENTARIOS

Existen diferentes reglamentaciones que deben considerarse para el diseño y buen funcionamiento de una construcción, según el destino de la misma y las actividades que allí se realicen.

Debido a que no existe en nuestra ciudad una reglamentación particular que regule el tipo de construcción que se quiere proyectar, se considerarán los aspectos que se contemplan en los Reglamentos de Edificación de la ciudad de Buenos Aires y de Rosario, según la información suministrada por la Dirección de Planeamiento de la Municipalidad de Venado Tuerto.

Por lo tanto, se deben adoptar los parámetros y condiciones establecidos en ambos reglamentos de edificación, de manera de adoptar las pautas necesarias para el diseño. Es conveniente entonces, considerar los siguiente aspectos:

1- Trayectoria de los medios de salida:

La línea material de libre trayectoria debe realizarse a través de pasos comunes y no estará entorpecida por locales de uso o destino.

Para locales de espectáculos públicos, salas de conferencias y locales afines, la cantidad de personas se fijará en base al número de asientos que disponen los asistentes. De no estar determinados los asientos, se considerará 1 persona por cada 1 m². de superficie. El ancho del medio de salida no puede ser en ningún caso menor de 1,50 m.

2- Medios de egreso en lugares de espectáculos y diversiones públicas y deportivas:

Los lugares de espectáculos y diversiones públicas y deportivas tendrán egresos independientes. El ancho mínimo de las entradas y pasajes, con circulación de público, estará dado en función de la longitud y por la aplicación de la siguiente fórmula:

$(L - 5) \times 0.02 + 1$, en el que L es la longitud de la entrada o pasaje cuyo ancho se desea determinar; por lo que en ningún caso el ancho podrá ser menor de 1 m.

El ancho libre de escaleras y puertas de salidas no podrá ser inferior a 1,50 m y se ajustará a las siguientes fórmulas:

Hasta 3.000 espectadores	$\frac{A}{200}$
De 3.000 a 10.000 espectadores	$\frac{A}{250}$

4- Ancho de salidas y puertas en lugares de espectáculos públicos:
 Para más de 10.000 espectadores $\frac{A}{300}$

El ancho libre de una puerta de salida mínima no será inferior a 1,50 m. El ancho total de puertas de salida mínima no será menor que 0,01 m por cada espectador hasta siendo A el número total de espectadores

En lugares de espectáculos y diversiones públicas, los vestíbulos deberán tener un área de 1 m². por cada 20 personas.

3- Coeficiente de ocupación:

El número de ocupantes por superficie de piso es el número teórico de personas que pueda ser acomodado dentro de la "superficie de piso", en la proporción de una persona por cada "X" metros cuadrados. El valor de "X" se establece en el siguiente cuadro:

Uso	x en m ²
a) Sitios de asambleas, auditorios, salas de conciertos, salas de bailes	1
b) Edificios educacionales. Templos	2
c) Lugares de trabajo, locales, patios, y terrazas destinados a comercio, mercados, ferias, exposiciones, restaurantes	3
d) Salones de billares, canchas de bolos y bochas, gimnasios, pistas de patinaje, refugios nocturnos de caridad	5
e) Edificios de escritorios u oficinas, bancos, bibliotecas, clínicas, asilos, internados, casas de baño	8
f) Viviendas privadas y colectivas	12
g) Edificios industriales, el número de ocupantes será declarado por el Propietario, en su defecto será:	16

4- Ancho de salidas y puertas en lugares de espectáculos públicos:

El ancho libre de una puerta de salida exigida no será inferior a 1,50 m. El ancho total de puertas de salida exigida no será menor que 0,01 m por cada espectador hasta 500; para n número de espectadores comprendido entre 500 y 2.500, el ancho se calculará con la siguiente fórmula:

$$x = \left(\frac{5.500 - A}{5.000} \right) A$$

donde A = número total de espectadores

x = medida del ancho de salida exigida, expresado en centímetros

Para un número superior a 2.500 espectadores, el ancho libre de puertas de salida exigida expresado en centímetros, se calculará por:

$$x = 0,6 A$$

Siendo A = número total de espectadores

5- Ancho de corredores y pasillos en lugares de espectáculos públicos:

Todo corredor o pasillo conducirá directamente a la salida exigida a través de la línea natural de libre trayectoria y será ensanchado progresivamente en dirección a esa salida.

Un corredor o pasillo tendrá en cada punto de su eje un ancho calculado a razón de 1 cm por espectador situado en su zona de servicio; en el caso de haber espectadores de un solo lado, el ancho mínimo será de 1,00 m y en el caso de haber espectadores de los dos lados, será de 1,20 m. Cuando los espectadores asistan de pie, a los efectos del cálculo, se supondrá que cada espectador ocupa un área de 0,25 m².

Un corredor o pasillo que sirve a más de uno de ellos tendrá un ancho calculado en la proporción establecida más arriba.

6- Filas de asientos en lugares de espectáculos públicos:

Se entiende por claro libre entre filas de asientos, la distancia horizontal comprendida entre la parte más saliente del asiento de una fila y la saliente del respaldo situado delante.

a) Asientos fijos:

a) Caso de fila con un pasillo lateral:

El claro libre no podrá ser menor que 0,45 m y el número de asientos por fila no excederá de 8.

b) Caso de fila entre pasillos:

Cuando la fila de asientos esté comprendida entre dos pasillos laterales, el número de asientos por fila podrá duplicarse con respecto al indicado en el inciso a), conservando las demás características.

c) Filas curvas:

Una fila curva no podrá abarcar entre dos pasillos un arco con ángulo central mayor que 90° .

d) Numeración de las filas:

Cada fila será designada con un número correlativo a partir del N° 1, el que corresponde a la más cercana al proscenio. En caso de existir asientos llamados de "orquesta", sus filas llevarán numeración independiente.

7- Asientos: *Accesibilidad para discapacitados en lugares de espectáculos públicos:*

Se admiten tres tipos de asientos: los fijos, los móviles formando cuerpos de varias unidades y las unidades sueltas. En cada posición o clase de localidad el tipo y forma de asientos será uniforme.

a) Asientos fijos:

Cuando los asientos sean del tipo fijo, serán construidos con armadura metálica asegurada al solado y serán individuales separados entre sí mediante brazos. El ancho entre ejes de brazos no será inferior a 0,50 m, la profundidad mínima utilizable del asiento será de 0,40 m y tendrá en su parte inferior un dispositivo para sujetar el sombrero. El asiento será construido de modo que sea imposible rebatirlo contra el respaldo.

El respaldo tendrá un ancho no inferior al del asiento; su altura mínima será de 0,50 m medida desde el borde trasero del asiento. Tendrá una inclinación hacia atrás de por lo menos 1:7 respecto de la vertical y no dejará claro libre entre respaldo y asiento mayor que 1 cm. Cada asiento será designado con un número correlativo por fila, de tal modo que los impares queden hacia la derecha del espectador y los pares hacia la izquierda a partir del eje longitudinal de simetría del recinto.

b) Asientos móviles:

Cuando los asientos sean del tipo móvil se asegurarán formando cuerpos de cuatro unidades como mínimo conservando las demás características. Las dimensiones de las unidades no serán inferiores a las de las sillas corrientes.

c) Asientos sueltos:

Cuando los asientos sean del tipo de unidades sueltas, sólo se pueden colocar en balcones o palcos. Las dimensiones de cada unidad no serán inferiores a las de las sillas corrientes. En caso de ser sillones (con brazos) las dimensiones serán las establecidas para los asientos fijos. La cantidad de asientos por palco o balcón no rebasará de la proporción de uno por cada 0,50 m² de área, con un máximo de 10 asientos.

8- Accesibilidad para discapacitados en lugares de espectáculos públicos:

Los edificios de uso público, de propiedad estatal o privada tales como Establecimientos Educativos, Museos, Bibliotecas, Teatros, Cines, Estadios Deportivos, Locales de Administración Estatal y de Empresas de Servicios Públicos, deberán contar con accesos adecuados para personas que se desplacen en sillas de ruedas.

a) Circulación y accesibilidad de discapacitados motores (usuarios de sillas de ruedas). Se realizarán un rebaje de ancho de 1 m en el extremo de todo escalón que impida la libre circulación y accesibilidad del discapacitado motor ya sea desde la vía pública hacia la sala, como así también hacia la zona de servicios, cafetería, boletería y/o sanitarias.

b) Lugares de espectáculos públicos que cuenten con desniveles. Cuando se construyan lugares de espectáculos con desniveles que impidan la libre circulación y/o accesibilidad de personas con distinto grado de discapacidad para la ambulancia deberán contar con la implementación o medios necesarios (ascensores, rampas, etc.) que faciliten la llegada de los referidos usuarios de platea, evitando de esta forma las barreras arquitectónicas.

c) Un 2% (dos por ciento) de la capacidad total de la sala se destinará para la ubicación de discapacitados motores (usuarios de sillas de ruedas) en su platea y planta baja.

Es importante considerar las **construcciones para discapacitados**, ya que un entorno ajustado a las necesidades de ellos exige amoldarse a las posibilidades de éstos y a los espacios que requieren.

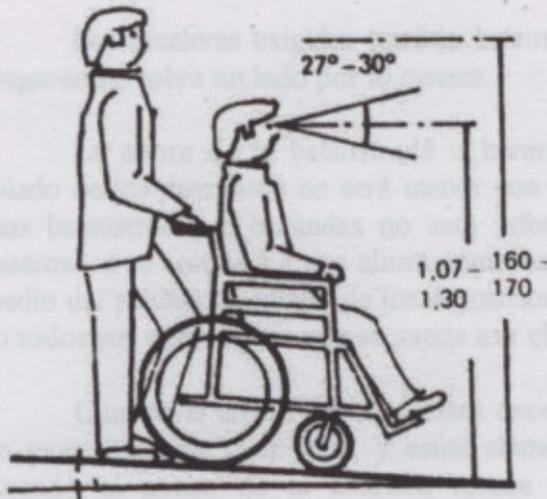
La silla de ruedas es en este caso el módulo, al que habrá que añadir los movimientos del hombre sentado en dicha silla. Por lo tanto, en el proyecto deben plantearse todas las circulaciones.

En las siguientes imágenes se pueden observar diferentes disposiciones reglamentarias que deben considerarse en para contemplar la presencia de personas discapacitadas:

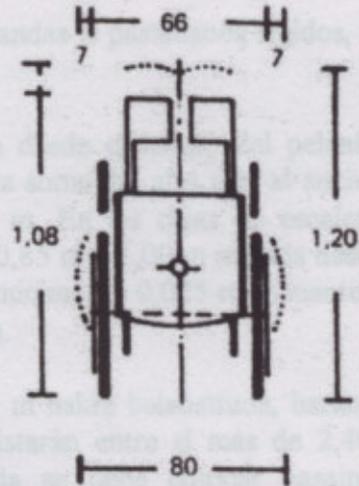
③ Medidas de pasillos y corredores

④ Medidas de ascensores

9- Pasadizos en las escuelas exigidas:

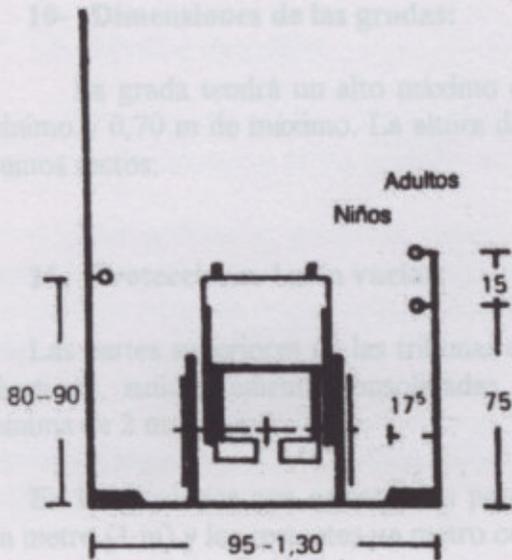


① Pendientes 5 a 7 %
Dimensiones en silla de ruedas

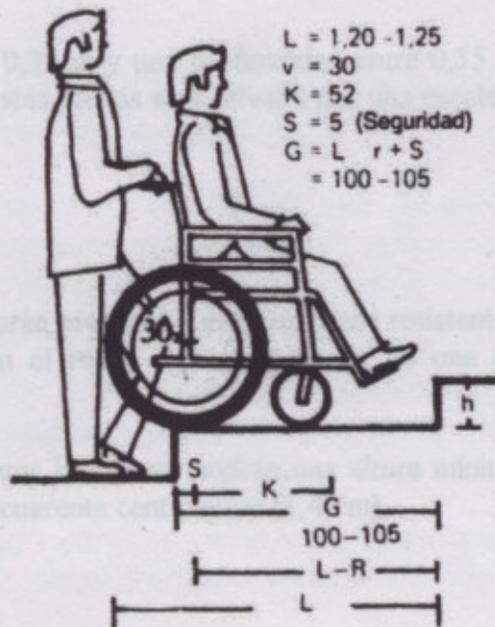


② Dimensiones de una silla de ruedas

10- Dimensiones de las gradas:



③ Medidas de pasillos y corredores



④ Medidas de escaleras

12- Barandas de protección:

Una baranda sin aristas vivas, de suficiente solidez, fijada a la estructura de la tribuna y que obligatoriamente quiebren la corriente de evacuación.

Queda prohibido el empleo de maderas y elementos combustibles para la construcción de estas barandas. Su largo máximo será de 5 m y estarán separadas entre ellas por una distancia no menor de 2,50 m. Su altura mínima será de 1,10 m.

9- Pasamanos en las escaleras exigidas:

Las escaleras exigidas tendrán balaustradas, barandas o pasamanos rígidos, bien asegurados, sobre un lado por lo menos.

La altura de la balaustrada o baranda, medida desde el medio del peldaño o solado de los descansos no será menor que 0,85 m, y la suma del alto más al ancho de esas balaustradas o barandas no será inferior a 1,00 m. En las cajas de escalera el pasamanos se colocará a una altura comprendida entre 0,85 m y 1,00 m medida desde el medio del peldaño o solado de los descansos; un claro mínimo de 0,025 m se mantendrá en todos sus puntos para que se pueda asir el pasamanos.

Cuando el ancho de la escalera exceda de 1,50 m habrá balaustrada, baranda o un pasamano por cada lado, y estos elementos no distarán entre sí más de 2,40 m. Cuando el ancho de la escalera rebase esta medida se debe colocar pasamanos intermedios, éstos serán continuos de piso a piso y estarán sólidamente soportados.

10- Dimensiones de las gradas:

La grada tendrá un alto máximo de 0,35 m y una profundidad entre 0,35 m de mínimo y 0,70 m de máximo. La altura de estas gradas será salvada por una escalera de tramos rectos.

11- Protecciones hacia vacíos:

Las partes superiores de las tribunas estarán protegidas por parapetos resistentes sin aberturas, suficientemente consolidadas con el resto de la estructura, de una altura mínima de 2 m.

En las graderías con asiento, los parapetos inferiores tendrán una altura mínima de un metro (1 m) y los restantes un metro con cuarenta centímetros (1,40 m).

12- Barandas de protección:

Cuando existan más de 20 (veinte) gradas superpuestas, deberá existir una baranda sin aristas vivas, de suficiente solidez, fijada a la estructura de la tribuna y que obligatoriamente quiebren la corriente de evacuación.

Queda prohibido el empleo de madera y elementos combustibles para la construcción de estas barandas. Su largo máximo será de 5 m y estarán separadas entre ellas por una distancia no menor de 2,50 m. Su altura mínima será de 1,10 m.

13- Capacidad de las tribunas:

La capacidad se determinará por el número de localidades comprendidas dentro del recinto, especificando la cantidad por sectores con asiento o de pie; a tal efecto se establece:

a) La capacidad de las graderías sin asientos, se determinará a razón de 0,50 m lineales por persona en cada grada.

b) La capacidad en las graderías con asientos estará dada por el número de éstos, asignándose a cada uno un mínimo de 0,50 m.

c) La capacidad de los palcos estará dada por el número de asientos contenidos en ellos, no pudiendo ser menor de 0,50 m² por asiento.

El número de localidades por fila, no excederá de 80 (ochenta) y cada una de ellas no estará más alejada de 20 (veinte) m de un medio de egreso.

14- Medios de salida:

El ancho de pasillos y escaleras no será menor de 1,50 m y se determinará en función de la ubicación de las salidas y de la capacidad de las tribunas.

Los pasillos y escaleras deben permitir ser franqueados con comodidad y seguridad por el público; en su trazado se evitarán los cambios bruscos de dirección; los paramentos laterales respectivos deberán acompañar el radio de la curvatura de la libre trayectoria.

La distribución de las salidas generales de las tribunas será de tal manera que aquéllas aseguren una evacuación rápida y uniforme, sin interferencias de los distintos sectores o tribunas entre sí.

Las puertas de egreso en ningún caso tendrán un ancho menor que el pasillo o corredor de salida al que sirva; el ancho de dichos pasillos o corredores no debe ser disminuido.

La anchura de los accesos y escaleras se calculará para la salida de los espectadores, que al contrario de lo que ocurre a la entrada, la verifican todos simultáneamente. La fórmula que da el ancho de las escaleras para permitir la salida de determinado número de espectadores en un tiempo dado es:

$$\text{Ancho escaleras (m)} = \frac{\text{Número de espectadores}}{\text{Tiempo de salida (seg.)} \times 1.25}$$

15- Visibilidad sin obstrucciones:

Uno de los aspectos más importantes que deben contemplarse es la adecuada visibilidad. Se debe garantizar que la misma se efectúe sin obstrucciones, y debe tenerse presente que es uno de los parámetros que condiciona el proyecto de una estructura.

La pendiente de las gradas en los locales de espectáculos públicos es uno de los factores decisivos para asegurar la buena visibilidad.

Éste tema se abordará más detalladamente en el capítulo siguiente, en donde se estudiarán las condiciones de visibilidad, sus limitaciones, y los aspectos que intervienen para el diseño de la tribuna.

Capítulo 3

CAPÍTULO 3. PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA TRIBUNA

3-1- UBICACIÓN DE LA TRIBUNA DENTRO DEL PREDIO

La tribuna será emplazada en dirección noroeste, de frente a la pista principal lindera con las zonas de corrales de animales. Dicha ubicación posibilita el acceso a la tribuna desde distintos sectores. (Ver planos anexos)

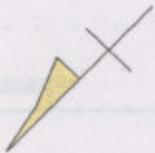
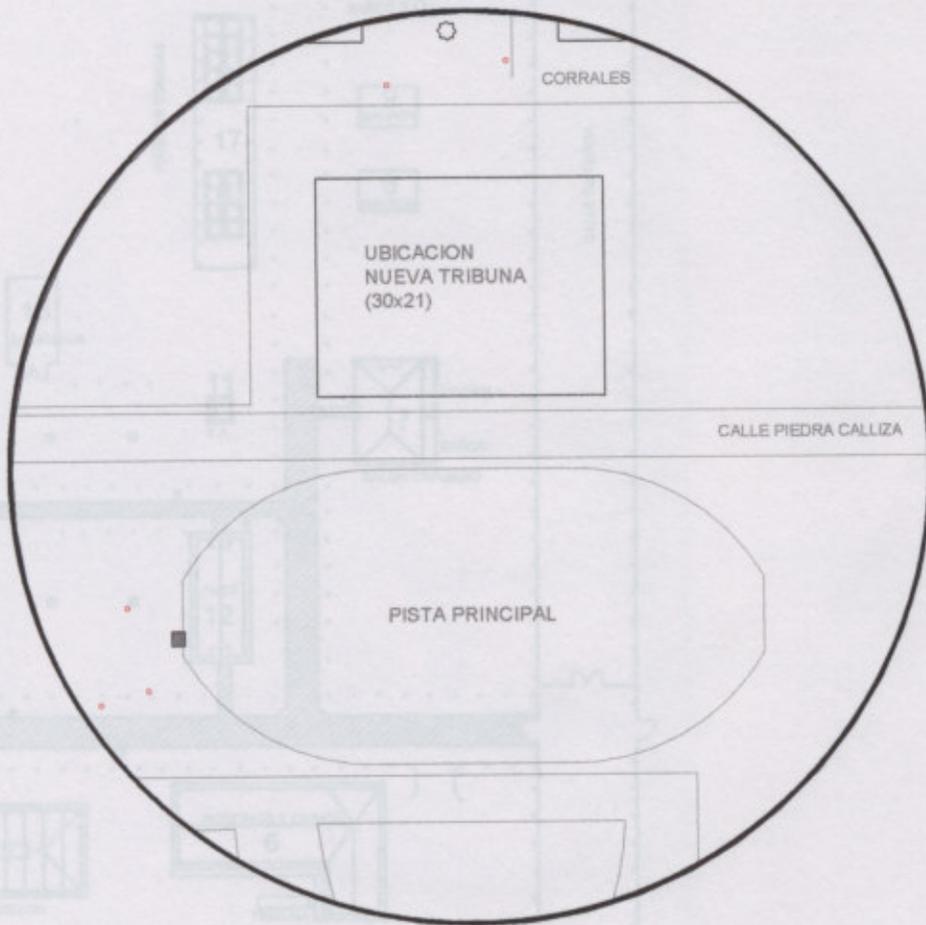


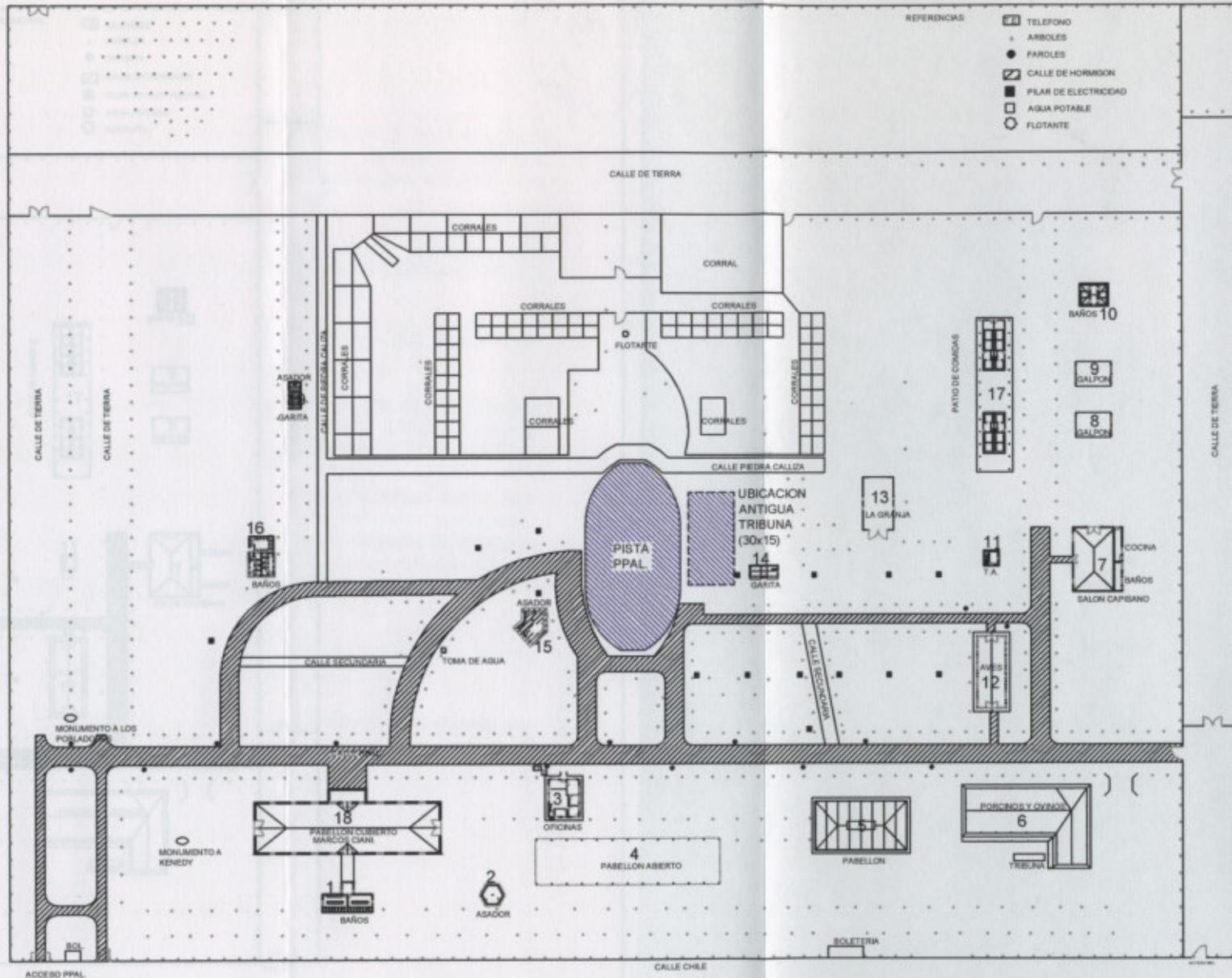
Capítulo 3

CAPÍTULO 3: PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA TRIBUNA

3-1- UBICACIÓN DE LA TRIBUNA DENTRO DEL PREDIO

La tribuna será emplazada en dirección noroeste, de frente a la pista principal lindera con las zonas de corrales de animales. Dicha ubicación posibilita el acceso a la tribuna desde distintos sectores. (*Ver planos anexos*)





UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

TEMA: PROYECTO FINAL TRIBUNA SOCIEDAD RURAL

PLANO Nº:
001

ESC.:
1:1500

UBICACION ANTIGUA TRIBUNA

3-2- NECESIDADES DEL PROYECTO

El proyecto de la tribuna para la Sociedad Rural de Venado Tuerto, está sujeto a necesidades y requerimientos propios de la institución, las cuales establecen lineamientos y limitaciones particulares que deben contemplarse para el diseño de la misma.

Luego de una entrevista con el Señor Carlos Castagnani, presidente de la Sociedad Rural de nuestra ciudad, se pudieron definir las necesidades principales que dicho organismo requieren, las cuales se detallan a continuación:

- Capacidad de la tribuna: 700 espectadores sentados, basada en la capacidad que ofrecía la antigua tribuna.
- Emplazamiento: la ubicación de la tribuna debe ser de tal forma que no divida la circulación en el predio, por lo tanto se sugiere cambiar la ubicación de la pista principal y abrir una calle por delante de la futura instalación.
- Construcción de un palco para remates de animales: el mismo deberá estar ubicado en un lateral de la tribuna, y no en la parte central como estaba antiguamente. Éste condicionamiento surge para que la visibilidad del rematador sea hacia el frente donde está ubicada la pista y hacia los espectadores. Además, se debe prever espacio suficiente para albergar al rematador y uno o dos apuntadores.
- Espacio para archivo: necesidad de contemplar un espacio para guardar información, y que se pueda convertir en futura oficina.
- Garantizar las condiciones de seguridad en las instalaciones de la tribuna, para evitar robos y daños como sucedió anteriormente.
- Prever en la tribuna un lugar apto para discapacitados.
- Considerar las limitaciones económicas del proyecto.

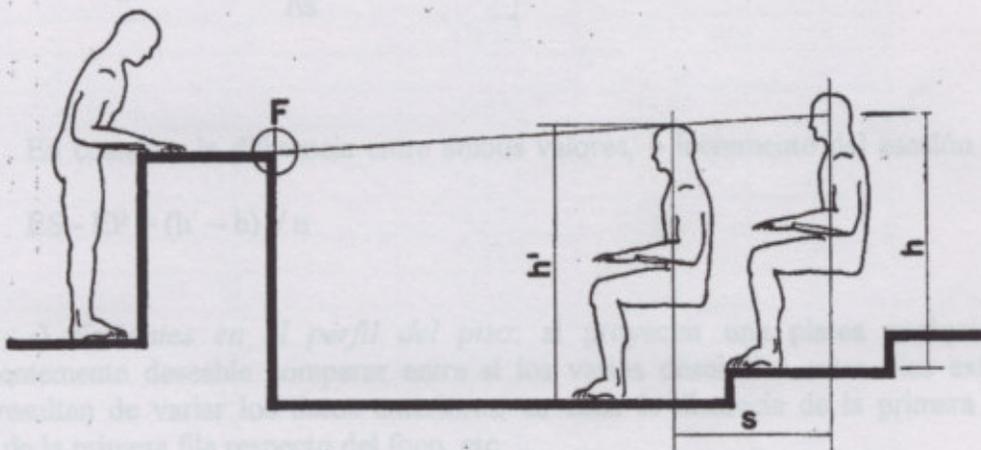
3-3- CONDICIONES DE VISIBILIDAD

Éste es sin dudas, uno de los aspectos más importantes que deben considerarse en el diseño de una tribuna, por lo tanto, existe para determinar las cotas de altura de las gradas para una instalación tipo tribuna o sala de auditorio, un método analítico que asegura una adecuada visibilidad para todos los espectadores.

El método permite calcular de forma directa la cota del último de los escalones o de cualquier escalón intermedio; a diferencia de los métodos gráficos los cuales presentan inconvenientes de índole práctica.

Por lo tanto, para el desarrollo del procedimiento deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

-) *Exigencia mínima:* para que sea posible la visión sin obstrucciones es necesario (ver figura), que $h' > h$. Una diferencia de 12 cm entre h' y h aseguraría visión totalmente libre si todos los espectadores tuvieran la misma altura, y es la mínima que debe aceptarse.

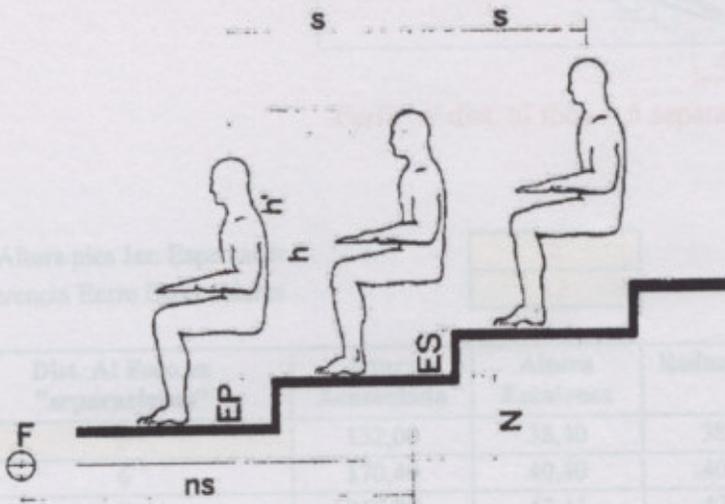


-) *Desnivel entre filas consecutivas*: si el nivel de una fila respecto al foco es N y su distancia al mismo es N separaciones según se observa en la figura, la altura del escalón que la precede es:

$$EP = (h' - h) + (N + h) / n$$

y la del que sigue es:

$$ES = (h' - h) + (N + h') / n$$



En cuanto a la diferencia entre ambos valores, o incremento del escalón resulta ser:

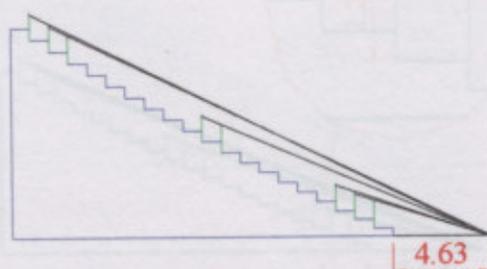
$$ES - EP = (h' - h) / n$$

-) *Variantes en el perfil del piso*: al proyectar una platea cualquiera, es frecuentemente deseable comparar entre sí los varios desniveles entre filas extremas, que resultan de variar los datos anteriores, es decir la distancia de la primera fila, el nivel de la primera fila respecto del foco, etc.

* Números en color rojo, indican variables.

A continuación se va ejemplificar lo expuesto anteriormente, analizando las gradas de la tribuna. Para esto, es conveniente considerar los siguientes datos:

▪ **Esquema 1:**



Perfil c/ dist. al foco = 5 separaciones

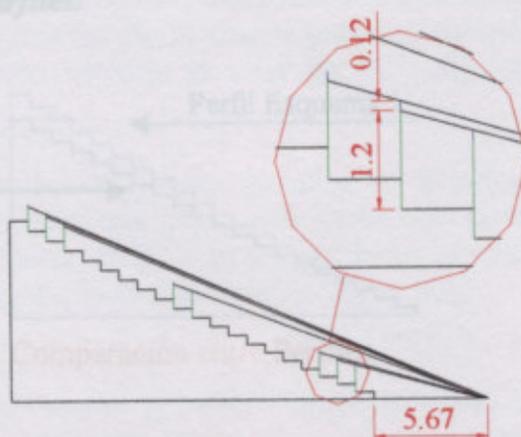
N= Altura pies 1er. Espectador
Diferencia Entre Espectadores

0
12

Escalón	Dist. Al Foco en "separaciones"	Altura Acumulada	Altura Escalones	Redondeo
1	5	132,00	38,40	38
2	6	170,40	40,40	40
3	7	210,80	42,11	42
4	8	252,91	43,61	44
5	9	296,53	44,95	45
6	10	341,48	46,15	46
7	11	387,62	47,24	47
8	12	434,86	48,24	48
9	13	483,10	49,16	49
10	14	532,26	50,02	50
11	15	582,28	50,82	51
12	16	633,10	51,57	52
13	17	684,67	52,27	52
14	18	736,94	52,94	53
15	19	789,88	53,57	54
16	20	843,46	54,17	54
17	21	897,63	54,74	55
18	22	952,37	55,29	55
19	23	1007,66	55,81	56
20	24	1063,48	56,31	56
			987,79	987,79

* Números en color rojo, indican variables.

▪ **Esquema 2:** *entre perfiles*



Perfil c/ dist. al foco = 6 separaciones

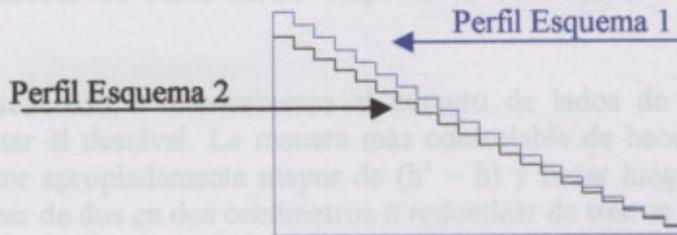
N= Altura pies 1er. Espectador
Diferencia Entre Espectadores

0
12

Escalón	Dist. Al Foco en "separaciones"	Altura Acumulada	Altura Escalones	Redondeo
1	6	132,00	34,00	34
2	7	166,00	35,71	36
3	8	201,71	37,21	37
4	9	238,93	38,55	39
5	10	277,48	39,75	40
6	11	317,22	40,84	41
7	12	358,06	41,84	42
8	13	399,90	42,76	43
9	14	442,66	43,62	44
10	15	486,28	44,42	44
11	16	530,70	45,17	45
12	17	575,87	45,87	46
13	18	621,74	46,54	47
14	19	668,28	47,17	47
15	20	715,46	47,77	48
16	21	763,23	48,34	48
17	22	811,57	48,89	49
18	23	860,46	49,41	49
19	24	909,88	49,91	50
20	25	959,79	50,39	50
			878,18	878,18

* Números en color rojo, indican variables.

▪ **Comparación entre perfiles:**



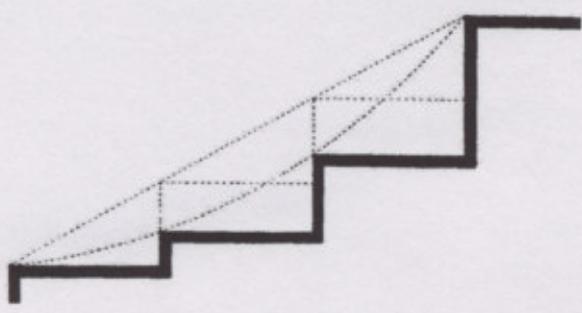
Comparación entre Perfiles

-) *El problema del desnivel:* cuando la instalación requiere gran cantidad de filas o gradas como las salas de espectáculo, teatros, etc., los desniveles entre filas extremas alcanzan valores considerables. Este desnivel tan grande resulta por lo general inabordable.

-) *Redondeo de valores:* una vez elegida la variante a adoptar y calculados todos los escalones se redondearán sus valores a los números enteros que corresponda (ver columnas redondeos en tablas anteriores). Conviene insistir en que, para no acumular errores, el redondeo debe hacerse sobre los escalones y no sobre los incrementos. Aun procediendo así, y limitando los redondeos a centímetros enteros, algunos escalones resultan de hasta medio centímetro menos de lo correcto, que es tanto como decir que para algunas filas $(h' - h)$ valdrá medio centímetro menos; si esto resultara inaceptable, la manera de proceder es calcular inicialmente la platea para una diferencia de medio centímetro más.

Tampoco debe creerse que sea ventajoso hacer todos los redondeos por exceso, ya que si bien en ese caso los escalones son siempre mayores que los calculados, los excesos acumulados van elevando el nivel de las filas, con lo que los valores originales ya nos son correctos sino insuficientes.

-) *Piso de pendiente uniforme:* al rectificar un perfil de piso conservando el desnivel (ver figura) casi todos los escalones resultan de altura insuficiente: los superiores por efectiva reducción, y los intermedios, porque, a causa de la rectificación, hay un ascenso de las correspondientes filas.



-) *Perfil quebrado*: el simple redondeo del escalón a centímetros enteros, produce en el perfil secciones considerables de pendiente uniforme (introduciendo al mismo tiempo errores de hasta medio respecto al valor de $(h' - h)$ originalmente adoptado).

Si se desea reducir ulteriormente el número de lados de la poligonal es ya necesario aumentar el desnivel. La manera más controlable de hacerlo es recalcular el perfil con un valor apropiadamente mayor de $(h' - h)$ y hacer luego un redondeo más grueso y redondear de dos en dos centímetros o redondear de tres en tres.

-) *El problema del desnivel*: cuando la instalación requiere gran cantidad de filas o gradas como las salas de espectáculos, teatros, etc., los desniveles entre filas extremas alcanzan valores considerables. Este desnivel tan grande resulta por lo general inconveniente por diversas razones, y en particular excluye la posibilidad de una platea alta, de modo que raramente se acepta.

A tal efecto, la mayor parte de las salas de espectáculos pueden clasificarse en dos grupos: aquellas en que el problema de la visibilidad parece haberse ignorado, y aquellas cuyo perfil de piso se ha calculado con un valor muy bajo, 6 a 8 cm, de $(h' - h)$, argumentando que si se alterna en platea la disposición de los asientos, cada espectador puede ver por entre las cabezas de la fila inmediatamente anterior, y sólo resulta obstruido por las de la siguiente.

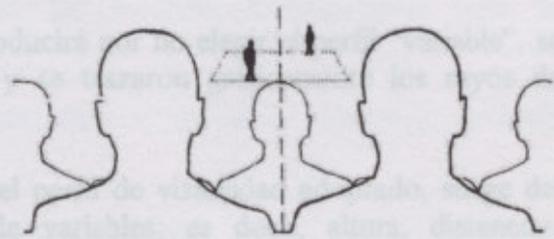
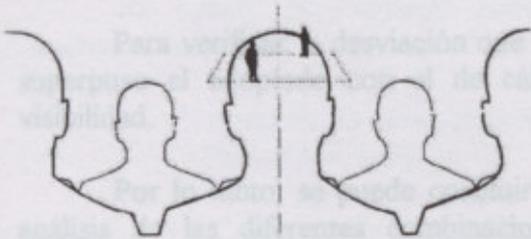
En la actualidad la **pendiente** de las gradas queda subordinada tan sólo a la **buena visibilidad**. En consecuencia, disponiendo las localidades alternadas, de modo que cada espectador mire a la pista por entre los dos que tiene en la fila anterior, resulta como perfil de las gradas una línea parabólica que comienza generalmente con una contrahuella mínima de 38 cm y termina con otra máxima de 48 cm.

Además, para poder seguir con la vista lo que ocurre en todo lo largo de la pista, conviene dar a las filas inferiores cierta pendiente o caída longitudinal desde el centro de los lados mayores hacia los extremos. Las mejores condiciones de visibilidad corresponden a un segmento central de los lados mayores.

Éste procedimiento debería descartarse, ya que la presunción acerca de la visión entre cabezas resulta ilusoria, tal como se observa a continuación:

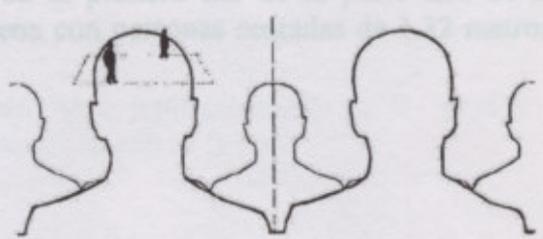
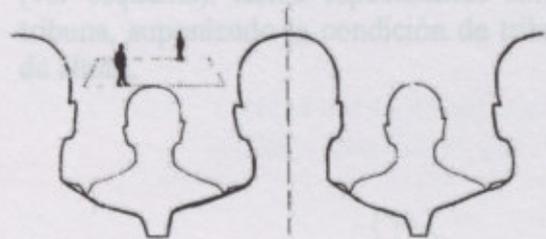
BUTACAS ALINEADAS

BUTACAS ALTERNADAS



DESDE A

DESDE A



DESDE B

DESDE B

La alternación de butacas no elimina, ni siquiera reduce, la obstrucción: sólo cambian la ubicación en la planta de la sala las butacas privilegiadas, que siempre existen, desde las cuales no resulta obstruida la visual al centro del escenario o foco.

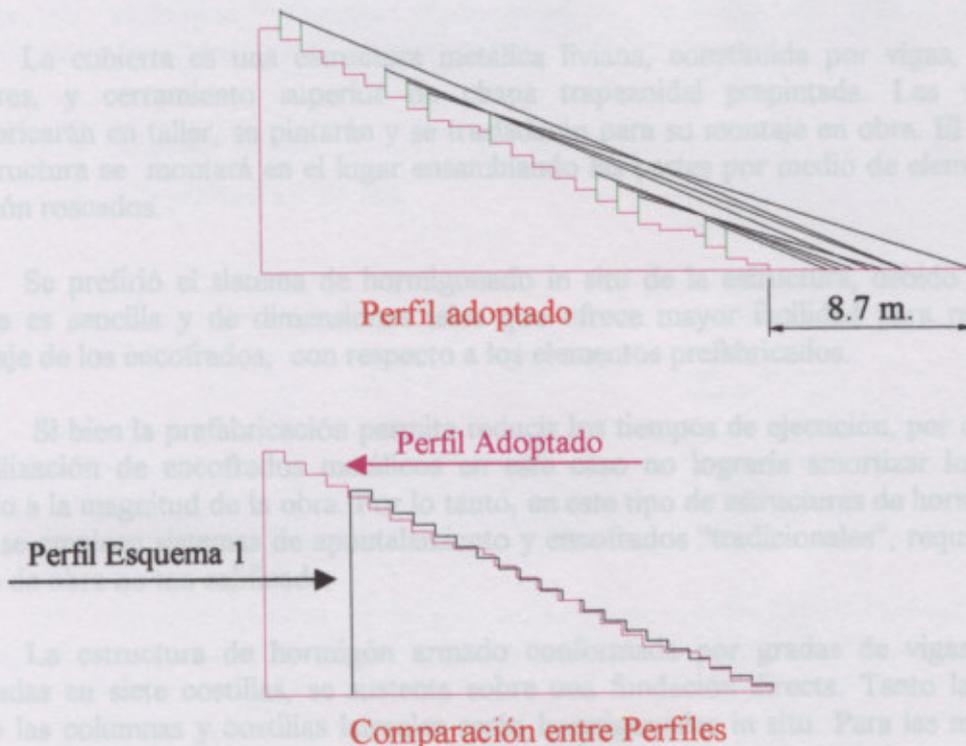


1.4. Conclusión del estudio de visibilidad:

Recordando que el método analítico descripto tiene mucha importancia en lugares en donde el foco a visualizar está muy bien definido y acotado (aulas, teatros), y para no dificultar la tarea de encofrar gradas de diferentes alturas; se decidió adoptar un perfil "uniforme" que no difiera ampliamente del que se obtuvo por cálculo.

Para verificar la desviación que se producirá por no elegir el perfil "variable", se superpuso el adoptado con el de cálculo y se trazaron gráficamente los rayos de visibilidad.

Por lo tanto, se puede concluir que el perfil de visibilidad adoptado, surge del análisis de las diferentes combinaciones de variables; es decir, altura, distancias, ubicación de los asientos y canteros, y que el espectador más perjudicado visualmente puede ver el nivel del terreno natural a 8.70 metros medidos desde el inicio de la tribuna (ver esquema). Éstos espectadores son los de la primera fila de la parte alta de la tribuna, suponiendo la condición de tribuna llena con personas sentadas de 1.32 metros de altura.



3-4- CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO DE LA TRIBUNA

El proyecto es una tribuna de un nivel para 762 espectadores sentados. A éstas se accede por medio de dos núcleos circulatorios ubicados en los laterales de las plateas preferenciales.

En cuanto al *Proyecto Estructural*, las premisas fundamentales para su desarrollo fueron:

- Respeto de la instalación original, que incluía palco, tribuna de adecuada capacidad, archivo;
- Considerar el entorno del futuro emplazamiento;
- Plantear una estructura rápida de ejecutar.
- Lineamientos económicos, en función de otras soluciones estructurales;
- Calidad de terminaciones superficiales, particularmente en las gradas y costillas laterales ya que la estructura queda "a la vista".

La cubierta es una estructura metálica liviana, constituida por vigas, correas, tensores, y cerramiento superior de chapa trapezoidal prepintada. Las vigas se prefabricarán en taller, se pintarán y se trasladarán para su montaje en obra. El resto de la estructura se montará en el lugar ensamblando las partes por medio de elementos de sujeción roscados.

Se prefirió el sistema de hormigonado in situ de la estructura, debido a que la misma es sencilla y de dimensiones tales que ofrece mayor facilidad para realizar el montaje de los encofrados, con respecto a los elementos prefabricados.

Si bien la prefabricación permite reducir los tiempos de ejecución, por otro lado la utilización de encofrados metálicos en este caso no lograría amortizar los costos debido a la magnitud de la obra. Por lo tanto, en este tipo de estructuras de hormigón "in situ" se emplean sistemas de apuntalamiento y encofrados "tradicionales", requiriéndose mano de obra no tan calificada.

La estructura de hormigón armado conformada por gradas de vigas y losas apoyadas en siete costillas, se sustenta sobre una fundación directa. Tanto las gradas como las columnas y costillas laterales serán hormigonadas in situ. Para las mismas se prevee una terminación superficial con revestimiento (pintura de color) para exterior resistente al tránsito.

La altura total de la tribuna es de 17.00 metros en toda su extensión, y sus dimensiones son 30.00 metros de frente por 21.00 metros de profundidad, respondiendo a las exigencias reglamentarias de este tipo de construcciones deportivas.

La superficie cubierta total de la tribuna es de 630 metros cuadrados, incluyendo el área de archivo, ubicada en la parte inferior de las gradas.

En el área de archivo, los planos horizontales se plantean para recibir algún revestimiento o piso de goma como terminación. Para los cerramientos del sector, se opta por mampostería de ladrillo visto y aberturas de aluminio con protección exterior tipo "parasoles".

La capacidad está calculada, como se dijo anteriormente, para albergar 762 espectadores de acuerdo al evento que se desarrolle, y ofrece la posibilidad de agregar mini tribunas en el espacio que rodea a la pista principal.

También cuenta con un palco preferencial para autoridades, un sector destinado para el uso de un rematador y sus apuntadores, y espacio adecuado para archivo que se adapta geométricamente a la estructura de tribunas.

La tribuna tiene 42 escalones cuyas medidas se establecieron en función de un estudio de visibilidad, medidas ergonómicas y teniendo en cuenta aspectos reglamentarios, arrojando los siguientes valores:

- Huella = 45 cm
- Contrahuella = 25 cm

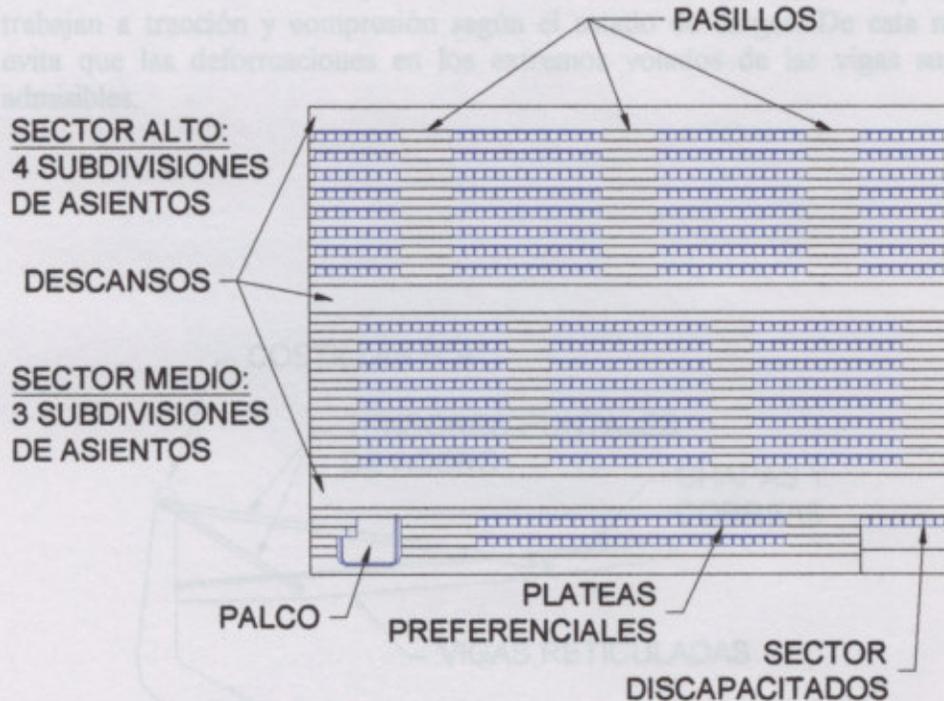
Distribución de la capacidad de la tribuna.

El sector alto se dividió en 2 módulos, 2 centrales de 14 butacas por fila y 2 laterales de 8 asientos por fila. El sector medio se subdividió en 3 partes, 1 central de 15 butacas por fila y 2 laterales de 14 asientos.

Este esquema modular de tribuna brinda una gran flexibilidad de uso, ya que permite distintas formas de subdivisión en sectores del público. Además de ajustarse a disposiciones reglamentarias, como por ejemplo; no exceder de ocho butacas con acceso al mismo pasillo, ni generar pasos alineados o sin cambio de dirección.

Los 762 espectadores están distribuidos en 2 sectores, medio y alto, de 8 filas de asientos cada uno, divididos por pasos horizontales o descansos; más un sector inferior compuesto de 58 plateas preferenciales y 8 plateas en la sección destinada para discapacitados.

La estructura de la cubierta absorbe las cargas verticales (peso propio, lluvia, nieve, sobrecargas), y las cargas de viento en dirección normal a la inclinación de la cubierta, mediante correas y vigas reticuladas en voladizo, las cuales se apoyan en el extremo posterior de la tribuna y en dos vínculos ubicados en los tercios medios de las luces de las mismas, materializadas con arriostamientos superiores que trabajan a tracción y compresión según el caso. De esta manera se evita que las deformaciones en los extremos de las vigas superen las admisibles.



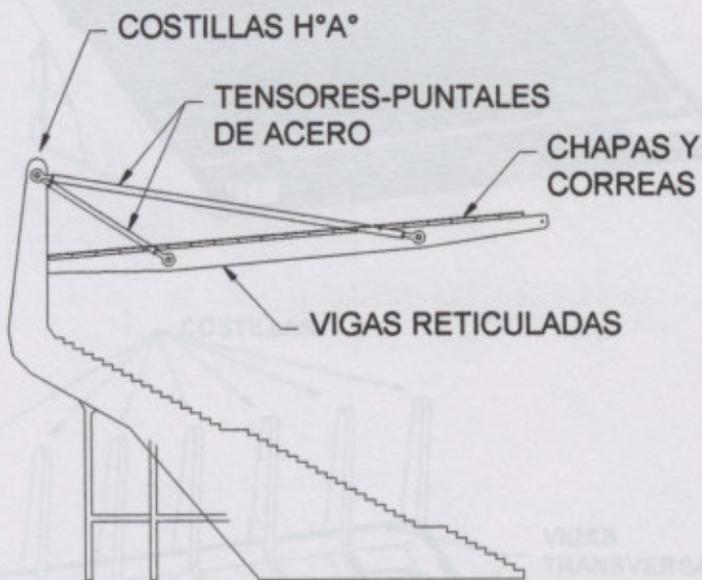
Distribución de la capacidad de la tribuna.

El sector alto se dividió en 4 módulos, 2 centrales de 14 butacas por fila y 2 laterales de 8 asientos por fila. El sector medio se subdividió en 3 partes, 1 central de 15 butacas por fila y 2 laterales de 14 asientos.

Este esquema modular de tribuna brinda una gran flexibilidad de uso, ya que permite distintas formas de subdivisión en sectores del público. Además de ajustarse a disposiciones reglamentarias, como por ejemplo; no exceder de ocho butacas con acceso al mismo pasillo, ni generar pasos alineados o sin cambio de dirección.

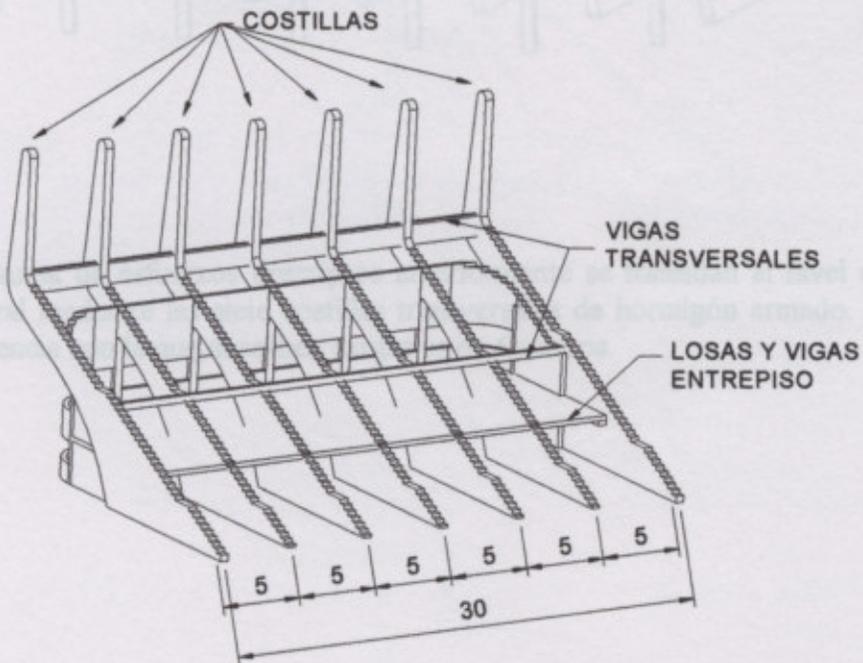
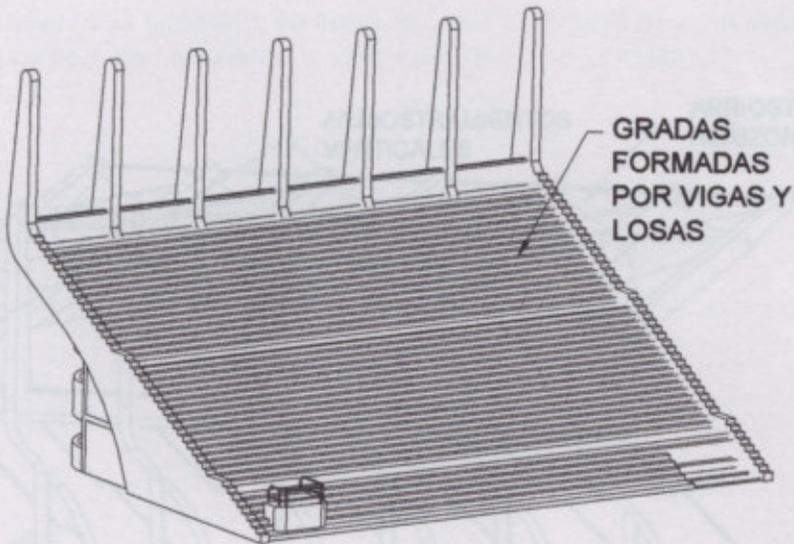
Para hacer referencia al *Diseño Estático*, se consideran los aspectos que se detallan a continuación:

- La estructura de la cubierta absorbe las cargas verticales (peso propio; lluvia; sobrecarga), y las cargas de viento en dirección normal a la inclinación de la cubierta, mediante correas y vigas reticuladas en voladizo, las cuales se apoyan en el extremo posterior de la tribuna y en dos vínculos ubicados en los tercios medios de las luces de las mismas, materializados con arriostramientos superiores que trabajan a tracción y compresión según el estado de cargas. De esta manera se evita que las deformaciones en los extremos volados de las vigas superen las admisibles.



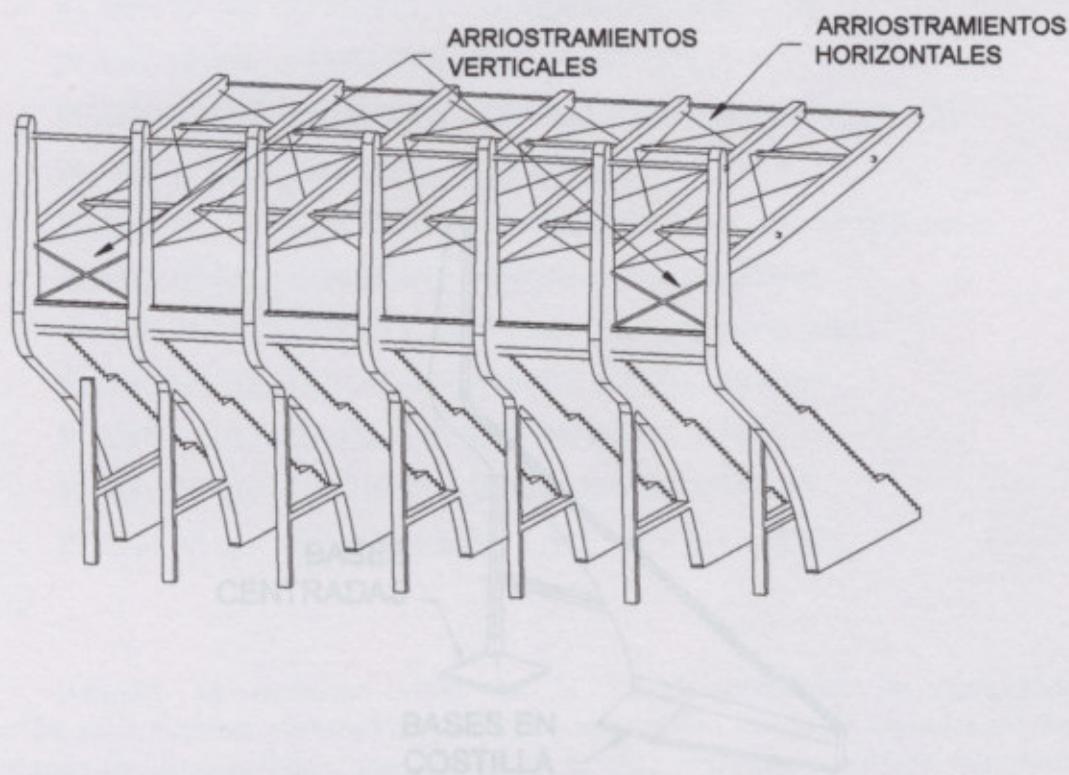
ESQUEMA LATERAL
REPETIDO 7 VECES CADA 5m.

- La acción del viento en sentido longitudinal produce cargas horizontales sobre la tribuna, que son absorbidas por el sistema de losas y vigas que forman los escalones, las cuales se consideran simplemente apoyadas sobre las costillas transversales, y por la losa del entrepiso para archivo que forma un plano rígido en este sentido.



- Los efectos del viento longitudinal actuando sobre las vigas metálicas deben contrarrestarse colocando cruces de San Andrés entre las mismas, formando un reticulado horizontal en el plano de la cubierta. Luego estos esfuerzos se trasladan a las gradas por medio de los parantes verticales de hormigón y de cruces de San Andrés dispuestas verticalmente entre los claros extremos de las costillas.

- Las fundaciones consisten en bases aladas centradas para las columnas transversales y bases de sección variable en la zona inferior de las costillas.

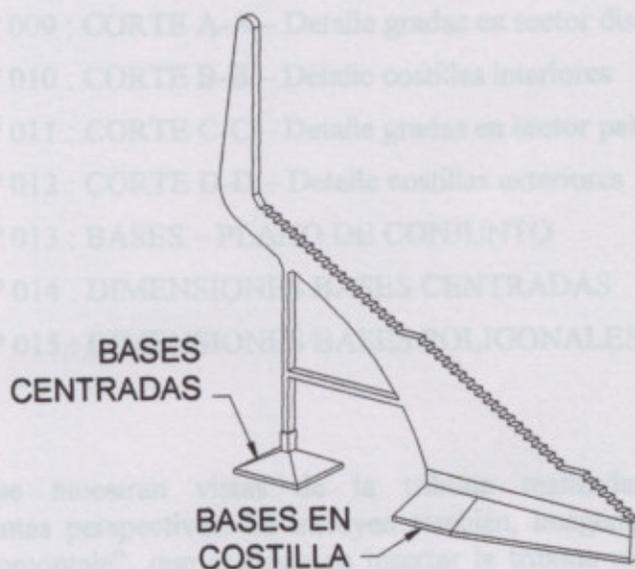


- La suma de esfuerzos descriptos anteriormente se trasladan al nivel del terreno natural mediante las siete costillas transversales de hormigón armado. El área de influencia con la que absorben cargas es de 5 metros.

- Las costillas incorporan columnas de apoyo en la zona "alta" de las mismas, las cuales se alinean en la pared de cerramiento del local destinado para archivo, el cual funcionará debajo de las gradas de la tribuna. Con estas columnas se logra disminuir considerablemente los esfuerzos, y por consiguiente las secciones y el costo de dichos elementos estructurales.

A continuación se enumeran los planos que se adjuntan.

- Las fundaciones consisten en bases aisladas centradas para las columnas traseras y bases de sección variable en la zona inferior de las costillas.





3-5- PLANIMETRÍA Y FOTOMONTAJE

En este apartado se incluyen los distintos planos de la estructura en donde se pueden observar dimensiones generales y detalles constructivos de la misma.

A continuación se enumeran los planos que se adjuntan:

- PLANO N° 003 : TRIBUNA – VISTA FRONTAL
- PLANO N° 004 : TRIBUNA – VISTA LATERAL
- PLANO N° 005 : CUBIERTA – VISTA SUPERIOR
- PLANO N° 006 : CUBIERTA – VISTA INFERIOR
- PLANO N° 007: CUBIERTA – DETALLE DE VIGAS Y TENSOSES
- PLANO N° 008 : GRADAS – VISTA SUPERIOR
- PLANO N° 009 : CORTE A-A – Detalle gradas en sector discapacitados
- PLANO N° 010 : CORTE B-B – Detalle costillas interiores
- PLANO N° 011 : CORTE C-C – Detalle gradas en sector palco
- PLANO N° 012 : CORTE D-D – Detalle costillas exteriores
- PLANO N° 013 : BASES – PLANO DE CONJUNTO
- PLANO N° 014 : DIMENSIONES BASES CENTRADAS
- PLANO N° 015 : DIMENSIONES BASES POLIGONALES

Además, se muestran vistas de la tribuna realizadas en computadora considerando distintas perspectivas. Se incluyen también, imágenes logradas mediante la técnica de “fotomontaje”, que consiste en insertar la tribuna modelada digitalmente en fotografías del lugar real de su futura ubicación.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

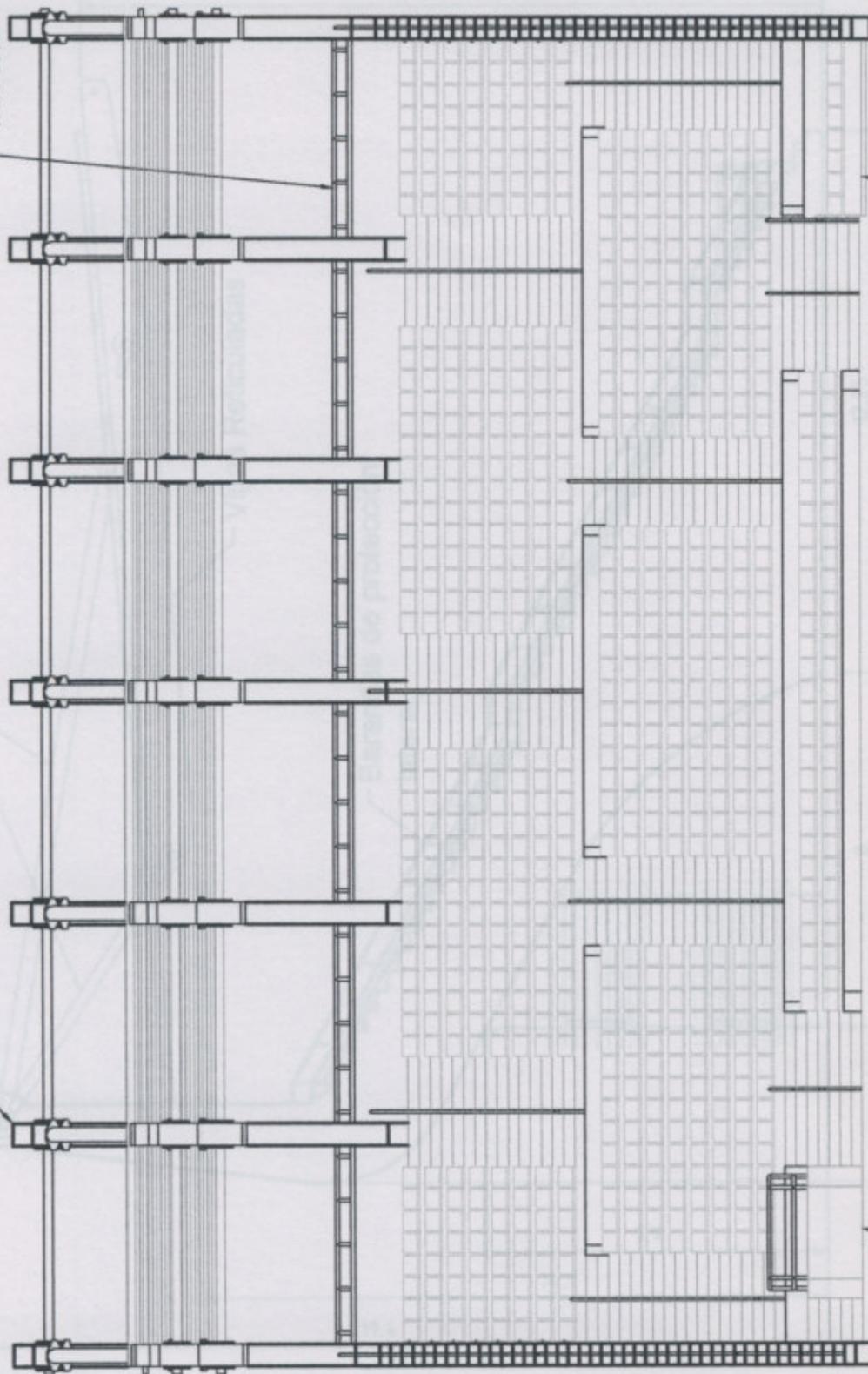
ALUMNO: Laandro San Martín

TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

ESC:

40

Baranda de protección trasera



Sector discapacitados

Costillas de H° A°

Palco remates

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO:

Leandro San Martín

TEMA:

TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

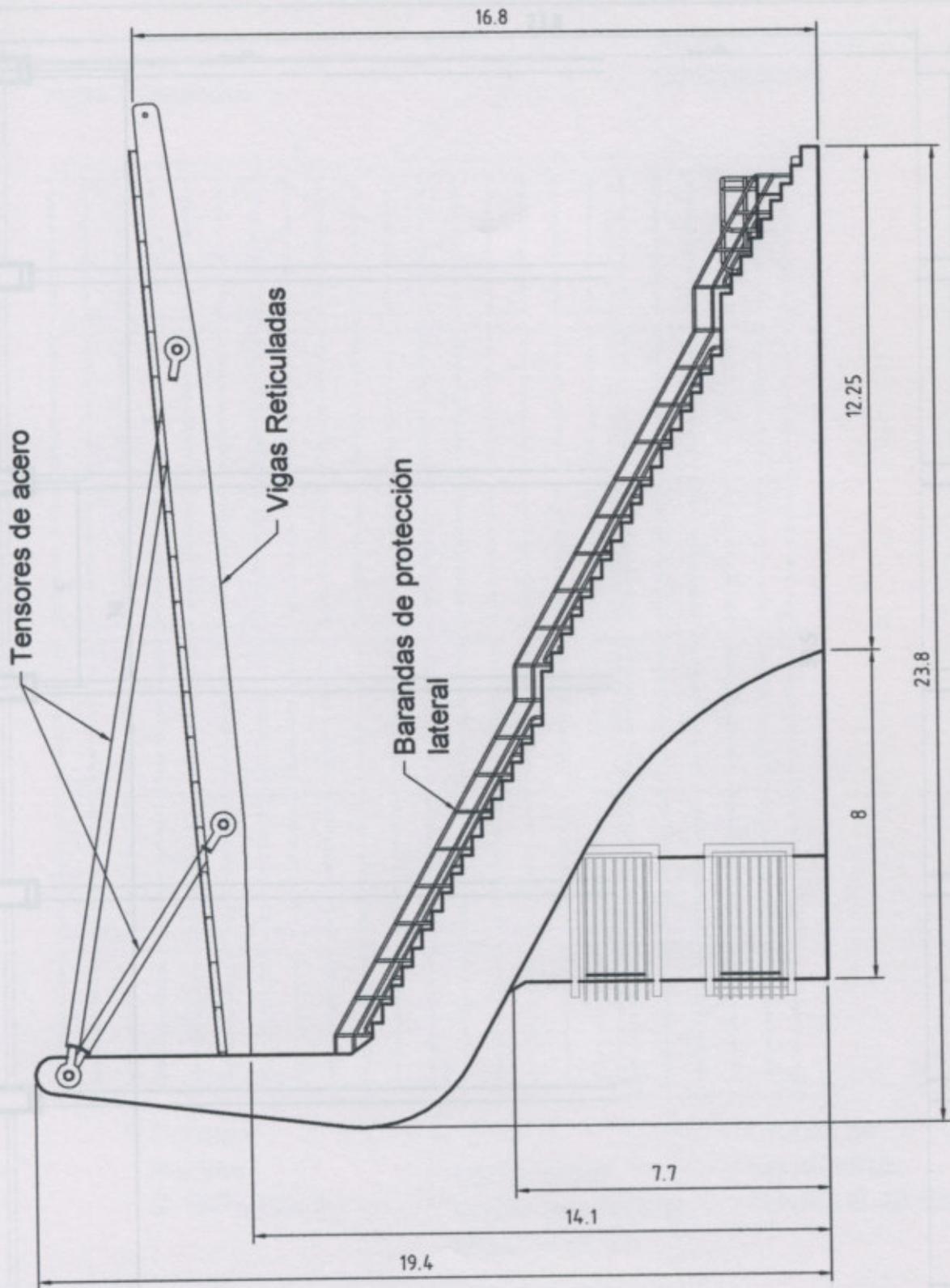
PLANO Nº:

003

ESC.:

1:150

TRIBUNA - VISTA FRONTAL



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

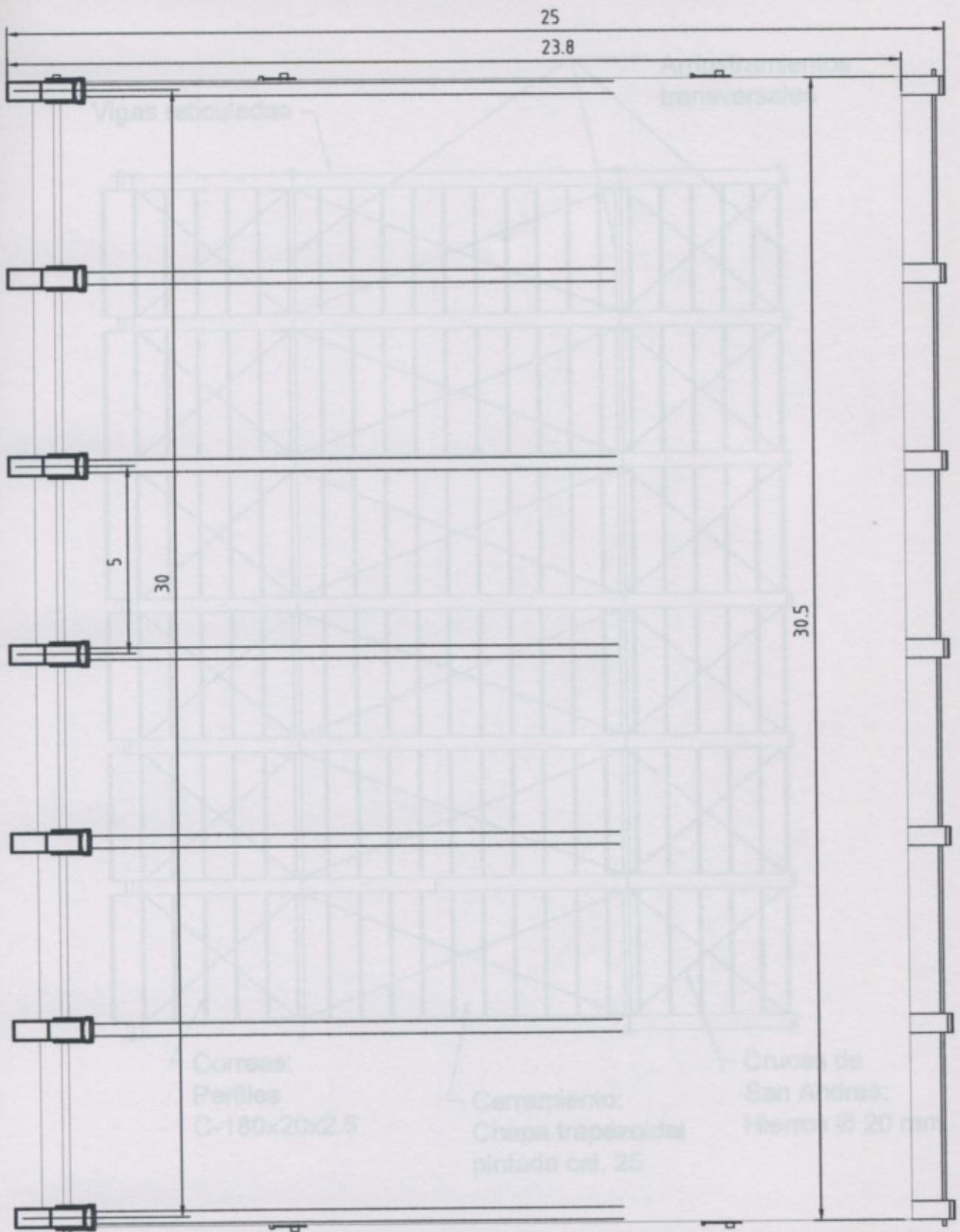
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

004

ESC.:
1:150

TRIBUNA - VISTA LATERAL



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

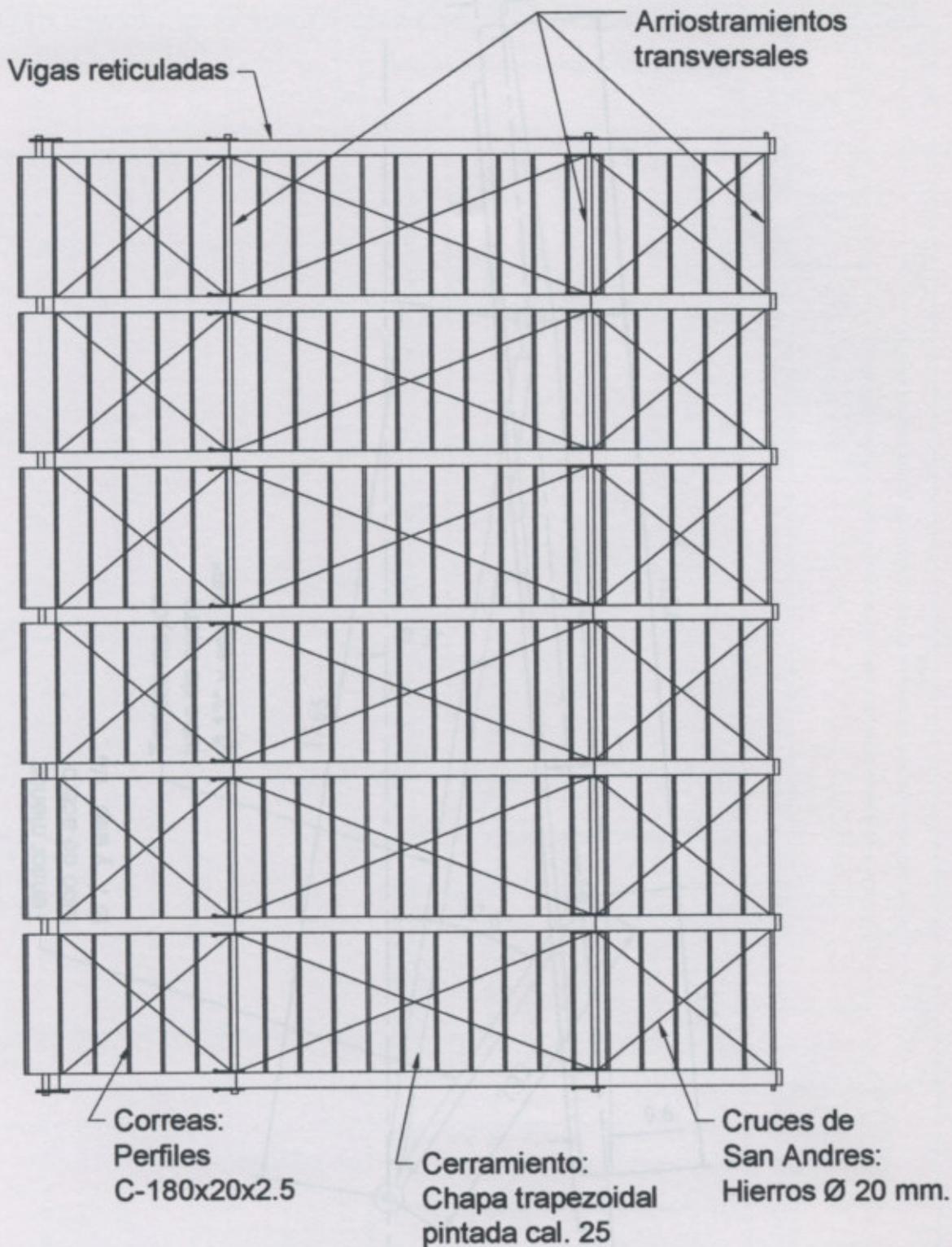
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

005

ESC.:
1:150

CUBIERTA - VISTA SUPERIOR



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

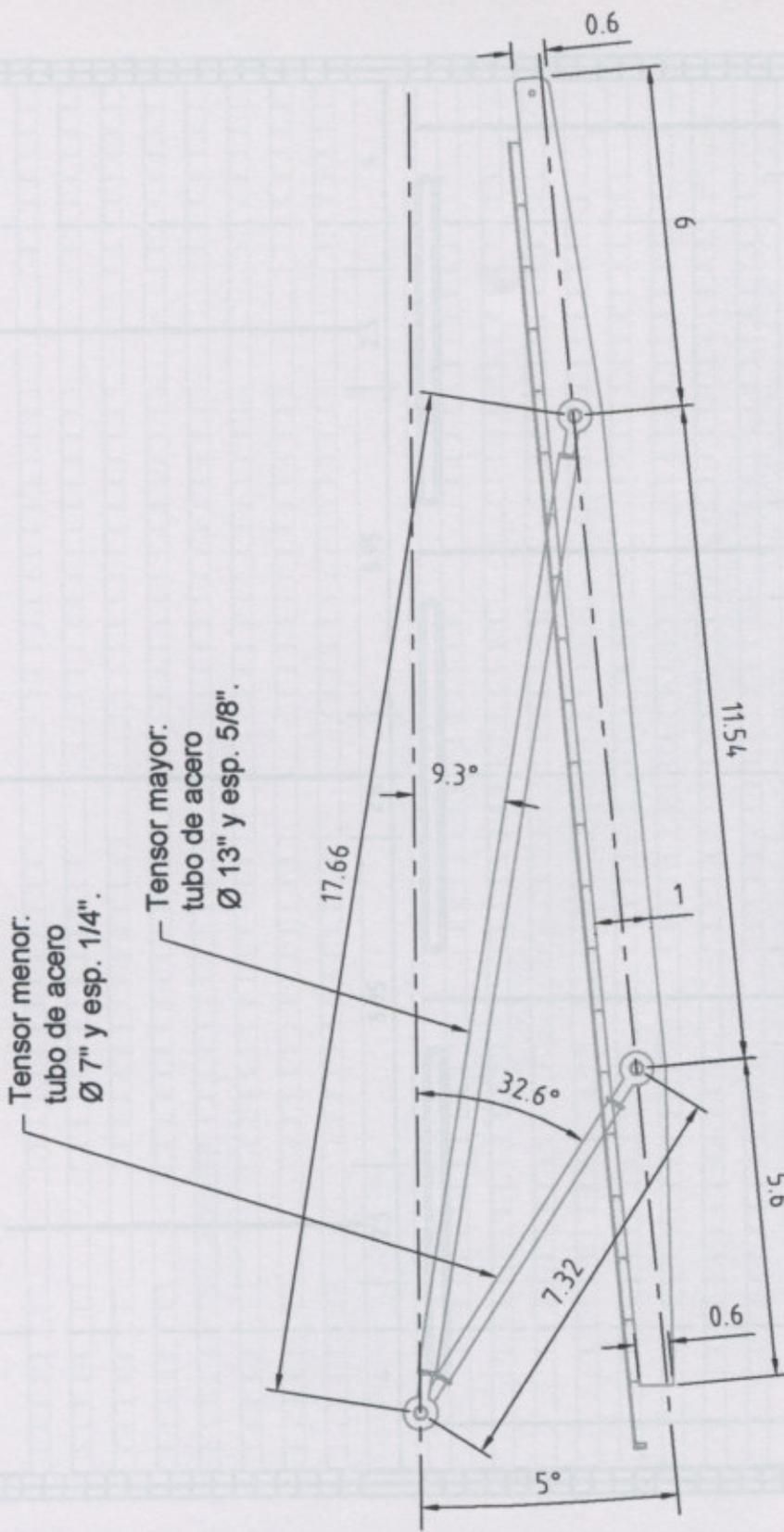
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

006

ESC.:
1:200

CUBIERTA - VISTA INFERIOR



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

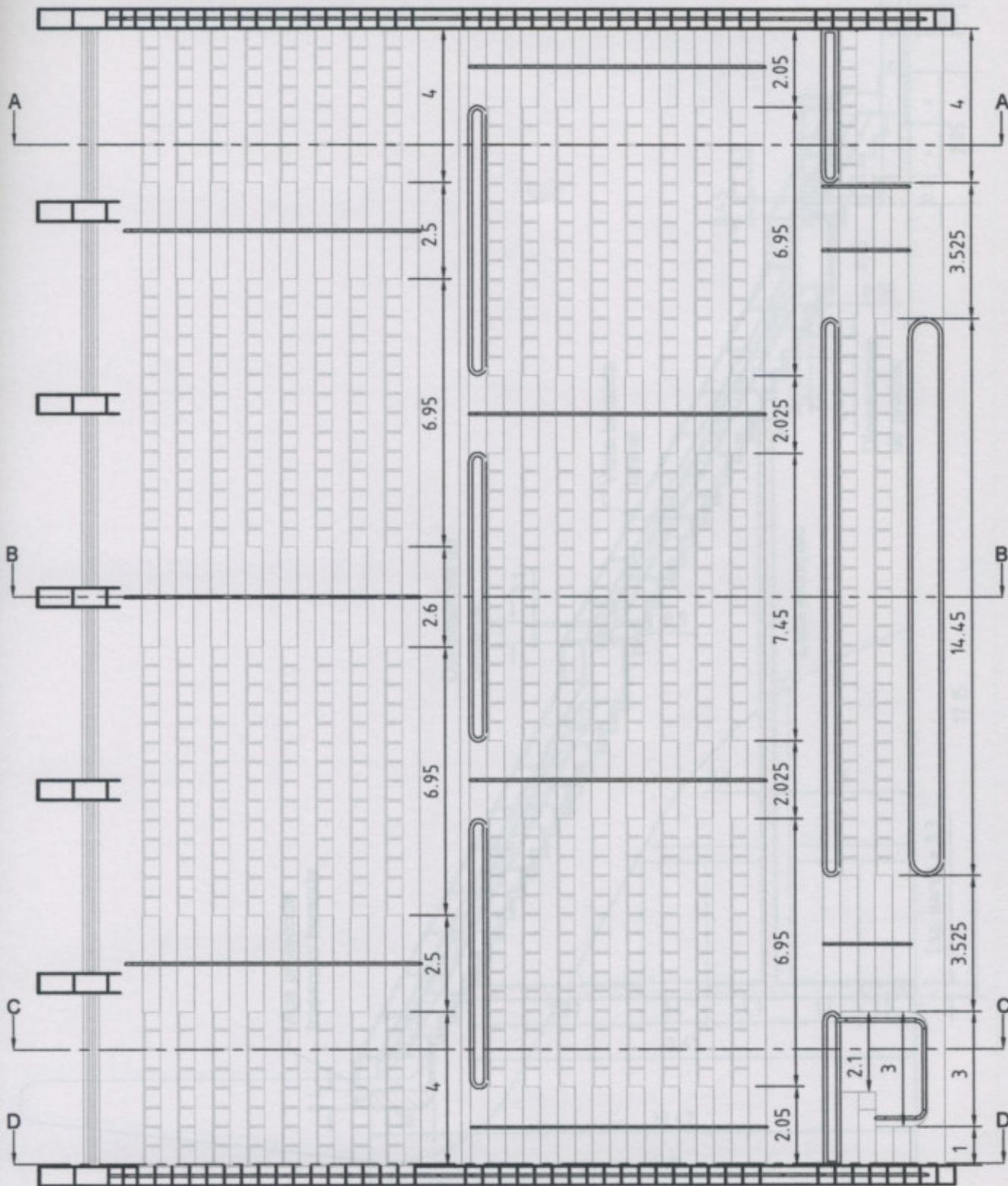
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

007

ESC.:
1:125

CUBIERTA - DETALLE VIGAS Y TENSORES



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

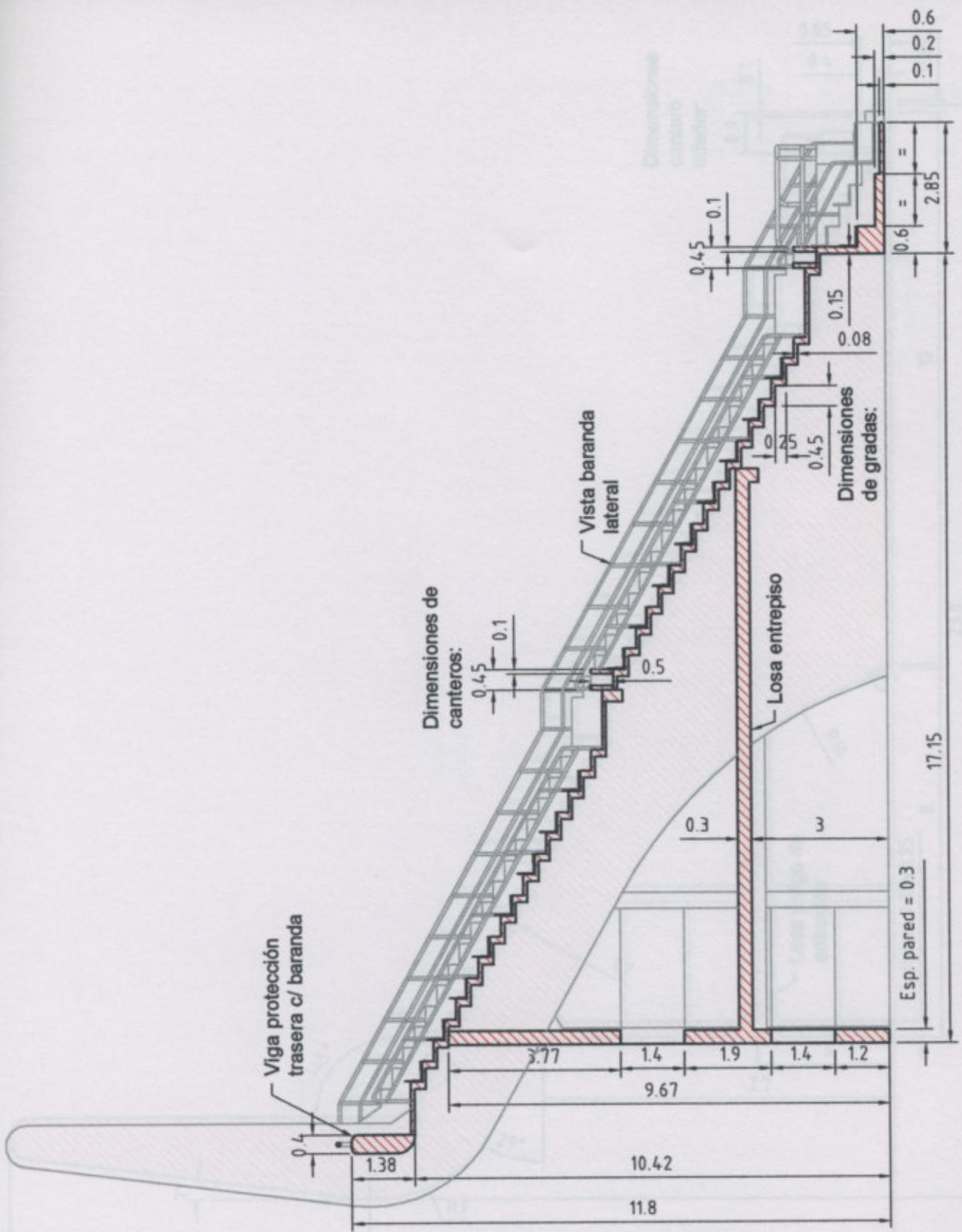
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

008

ESC.:
1:150

CORTE A - GRADAS - VISTA SUPERIOR



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

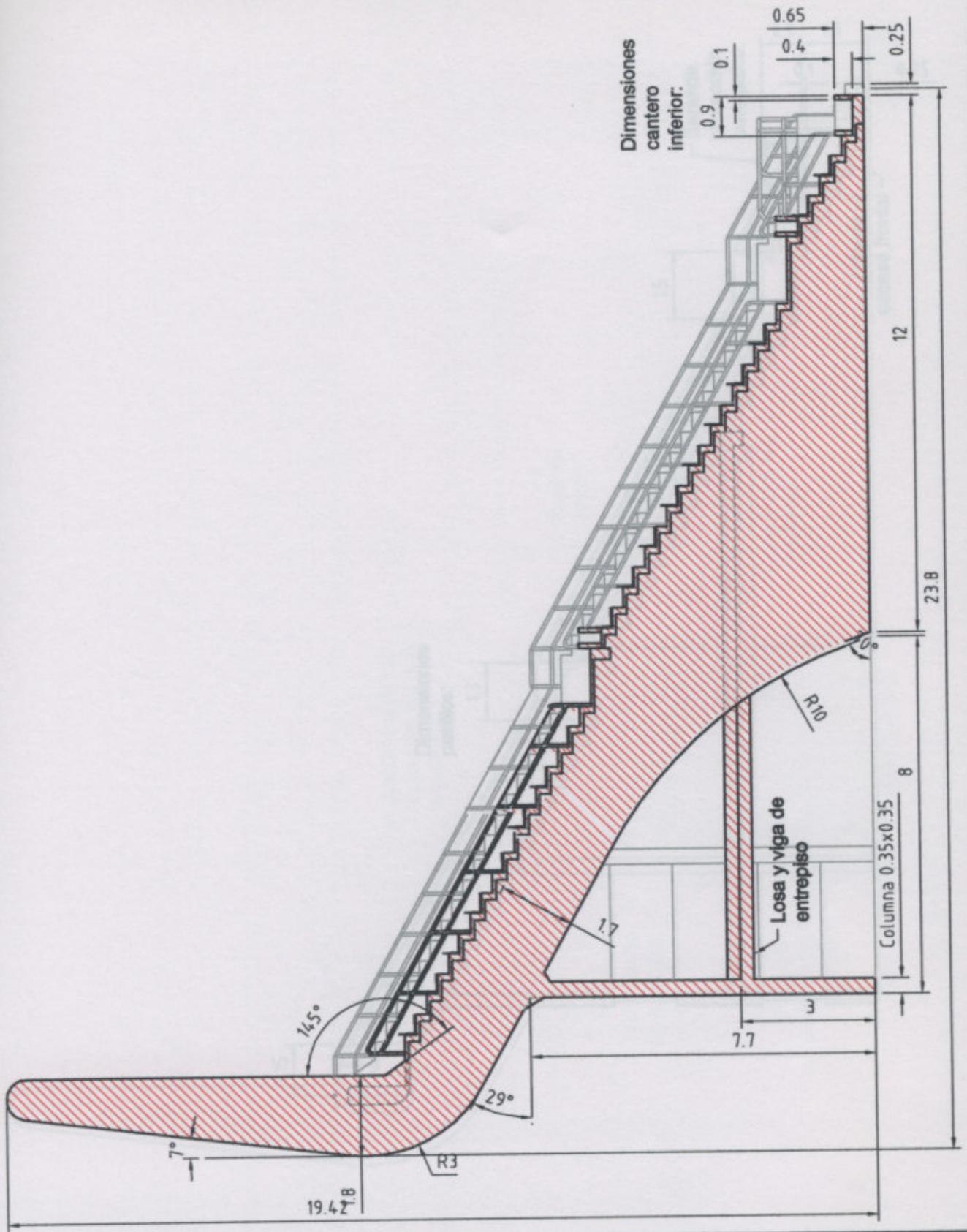
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

009

ESC.:
1:125

CORTE A-A - Detalle gradas en sector discapacitados



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

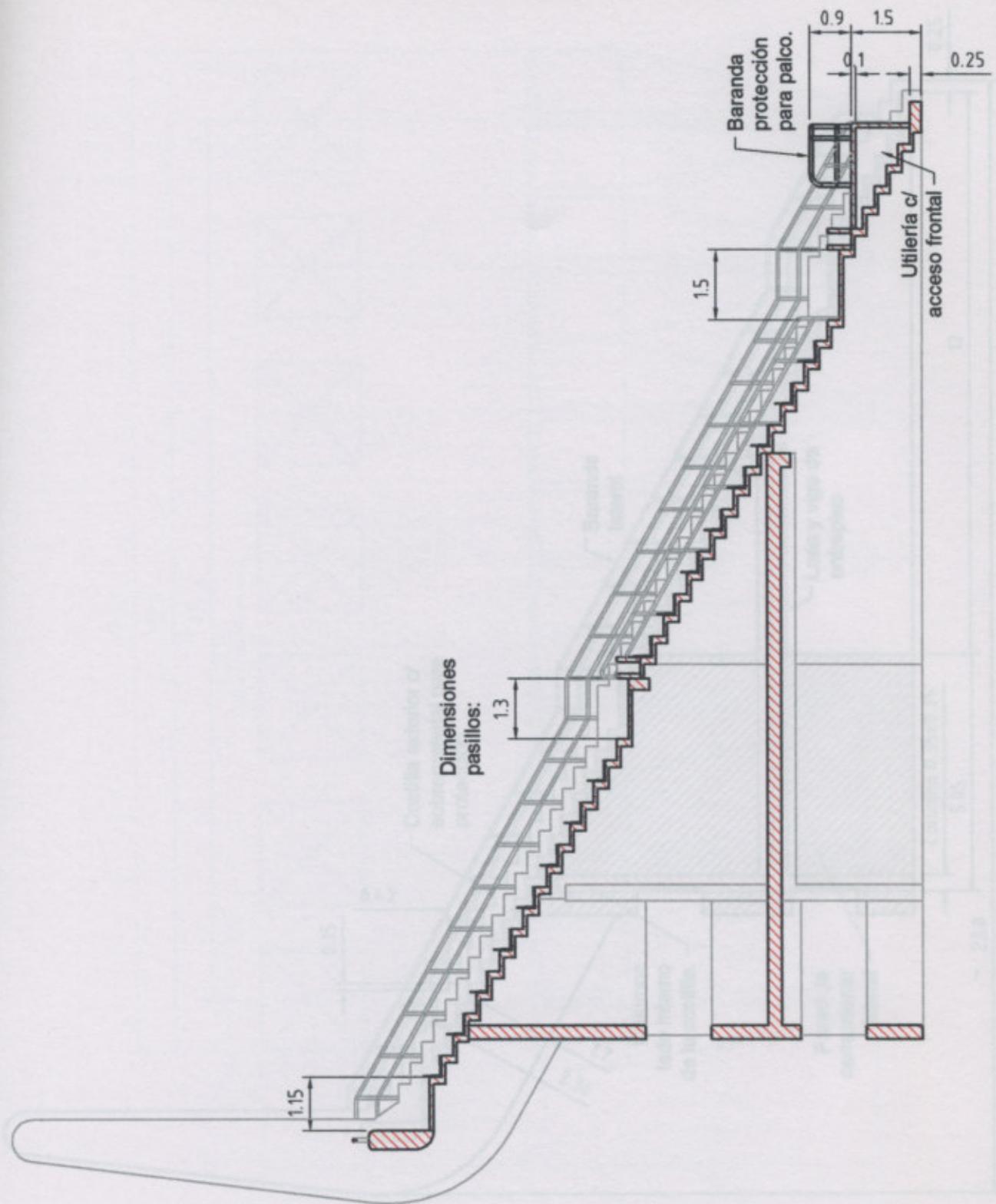
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

010

ESC.:
1:125

○ CORTE B-B - Detalle costillas interiores ○



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

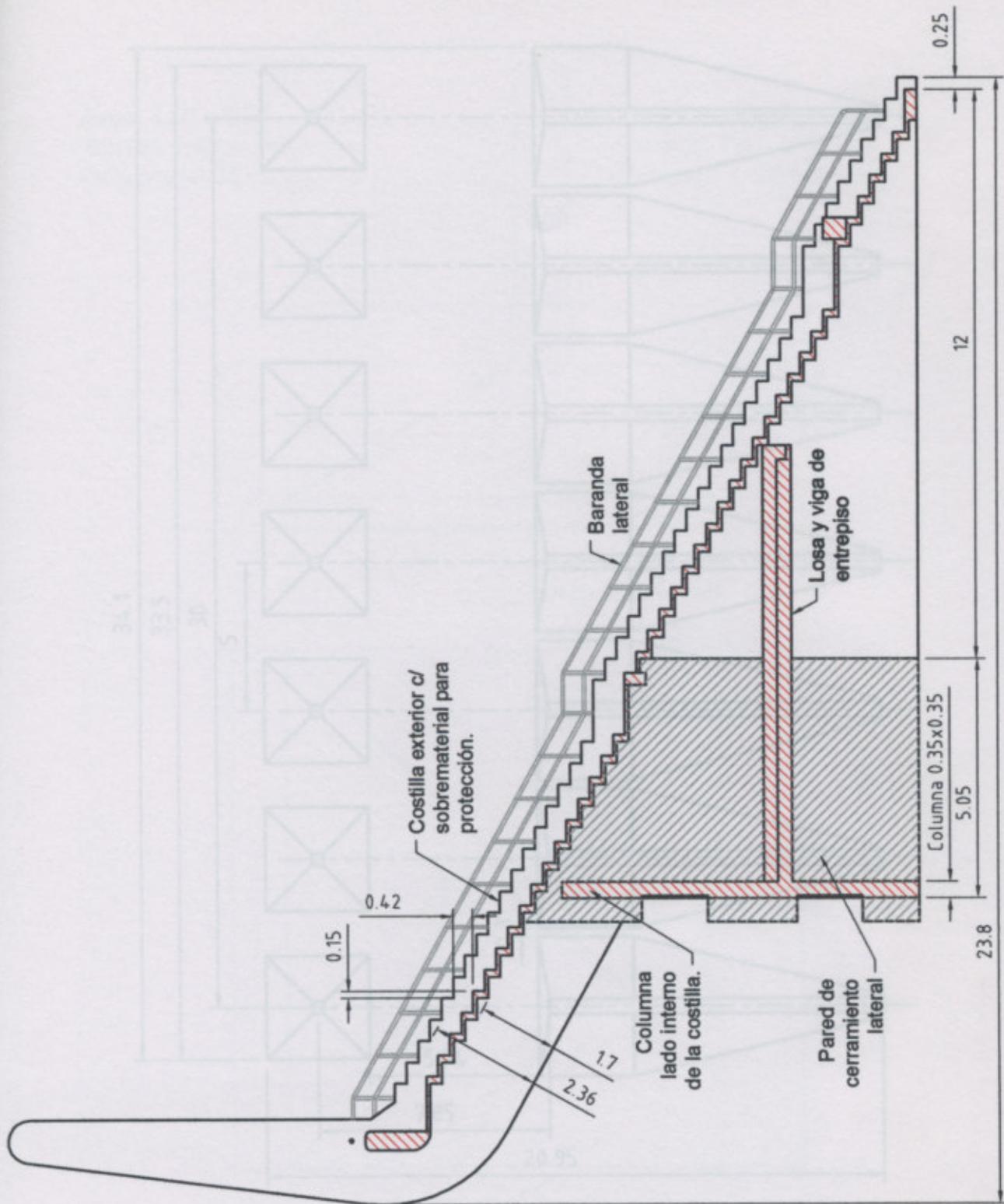
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

011

ESC.:
1:125

CORTE C-C - Detalle gradas en sector palco



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

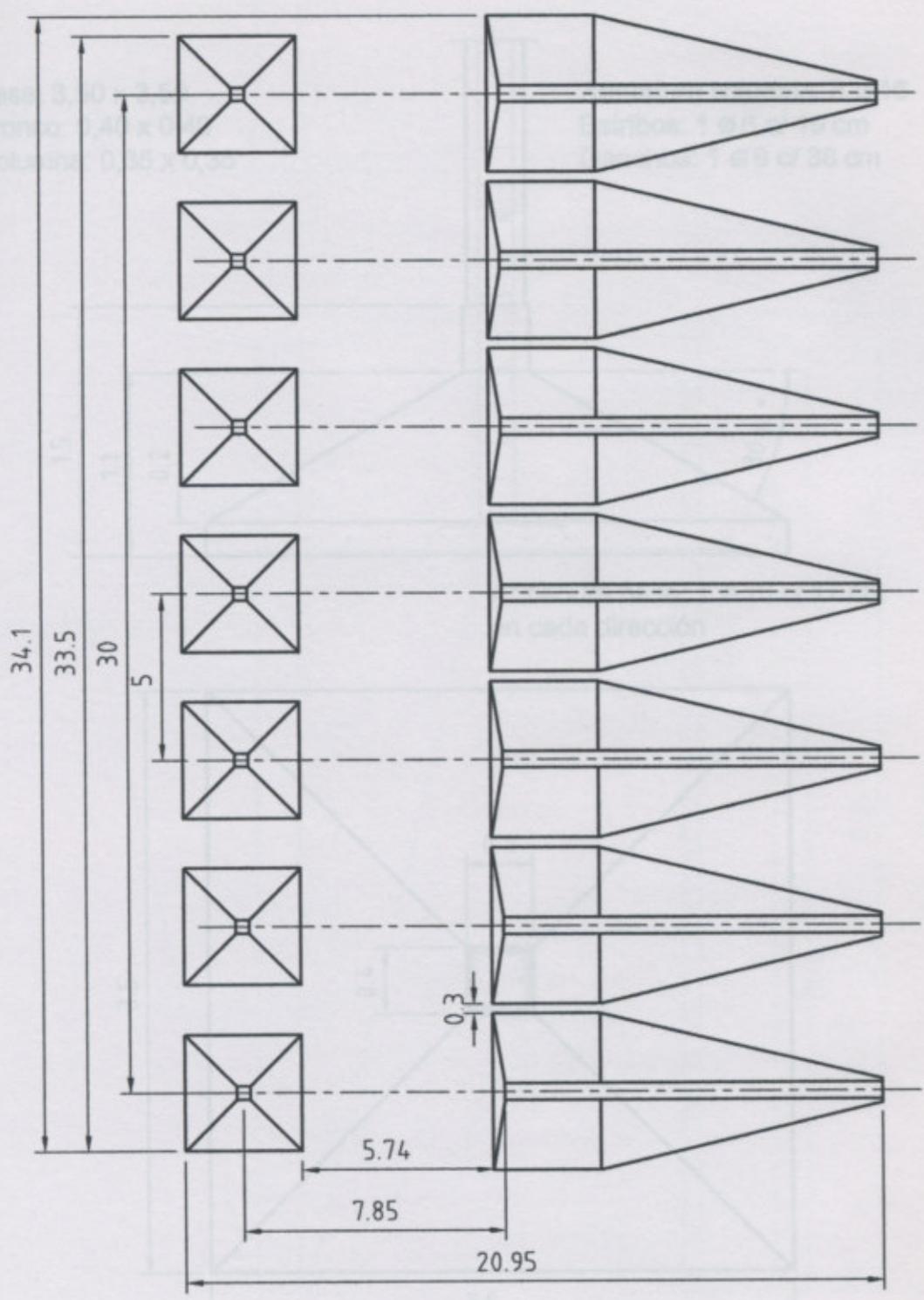
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

012

ESC.:
1:125

CORTE D-D - Detalle costillas exteriores



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

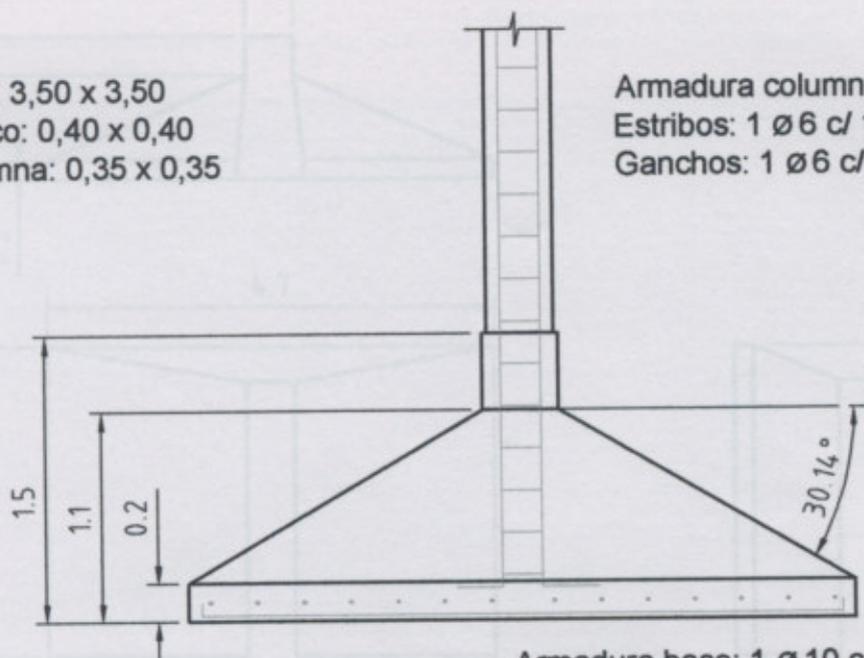
PLANO Nº:
013

ESC.:
1:200

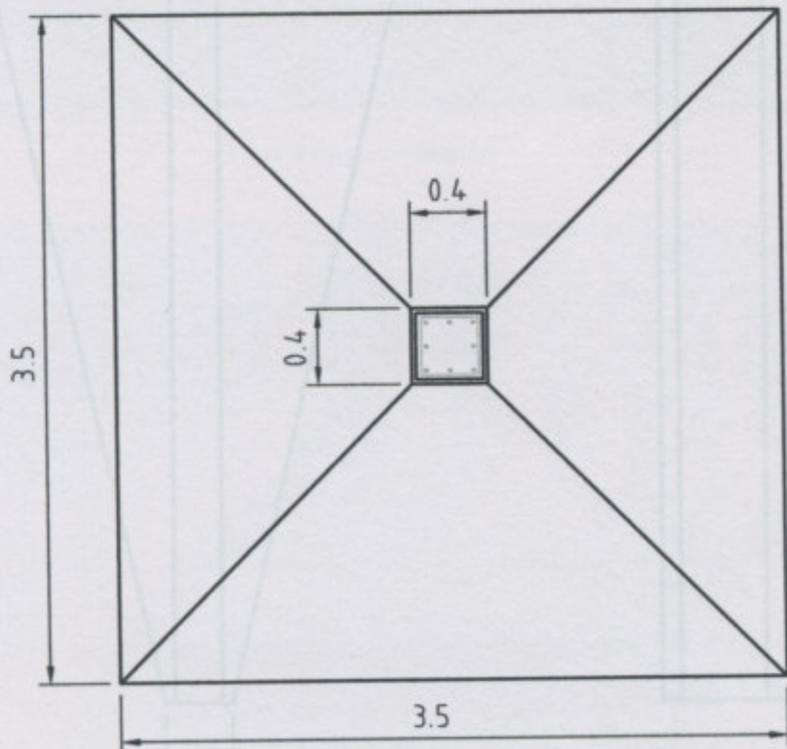
BASES - PLANO DE CONJUNTO

Base: 3,50 x 3,50
 Tronco: 0,40 x 0,40
 Columna: 0,35 x 0,35

Armadura columna: 8 \varnothing 16
 Estribos: 1 \varnothing 6 c/ 19 cm
 Ganchos: 1 \varnothing 6 c/ 38 cm



Armadura base: 1 \varnothing 10 c/ 17 cm
 en cada dirección



UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

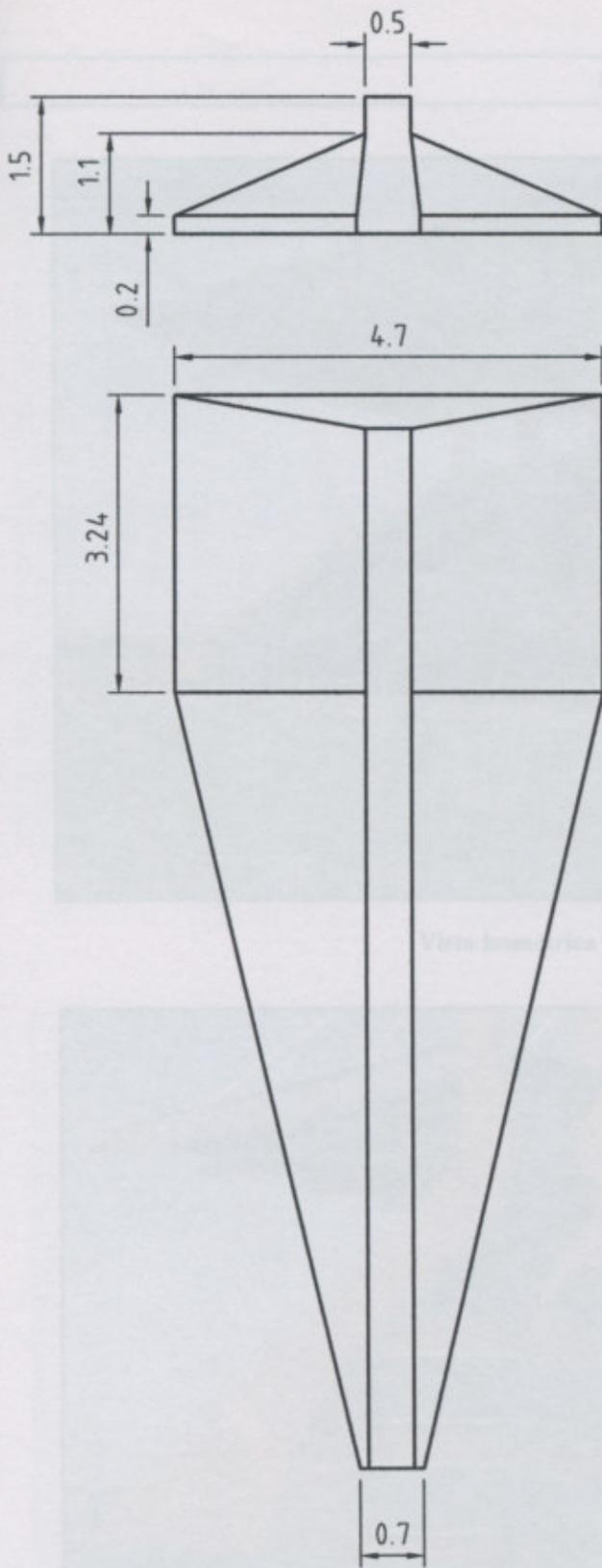
ALUMNO: Leandro San Martín

TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:
014

ESC.:
1:40

DIMENSIONES BASES CENTRADAS



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Leandro San Martín

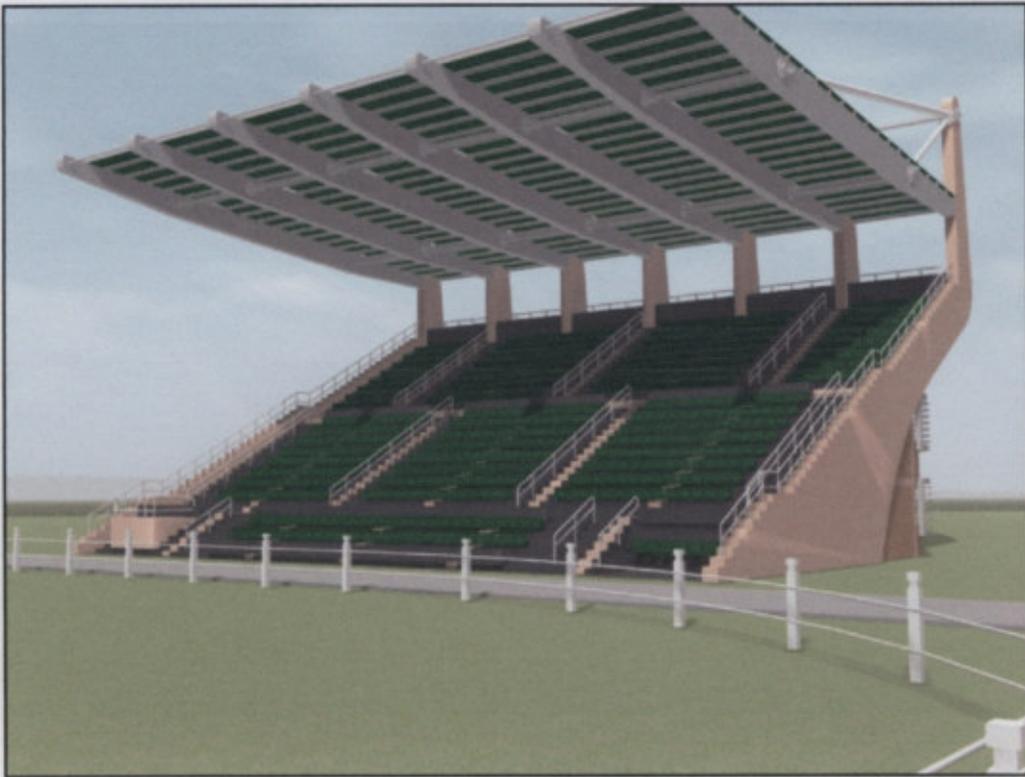
TEMA: TRIBUNA PARA LA SOCIEDAD RURAL DE VENADO TUERTO

PLANO Nº:

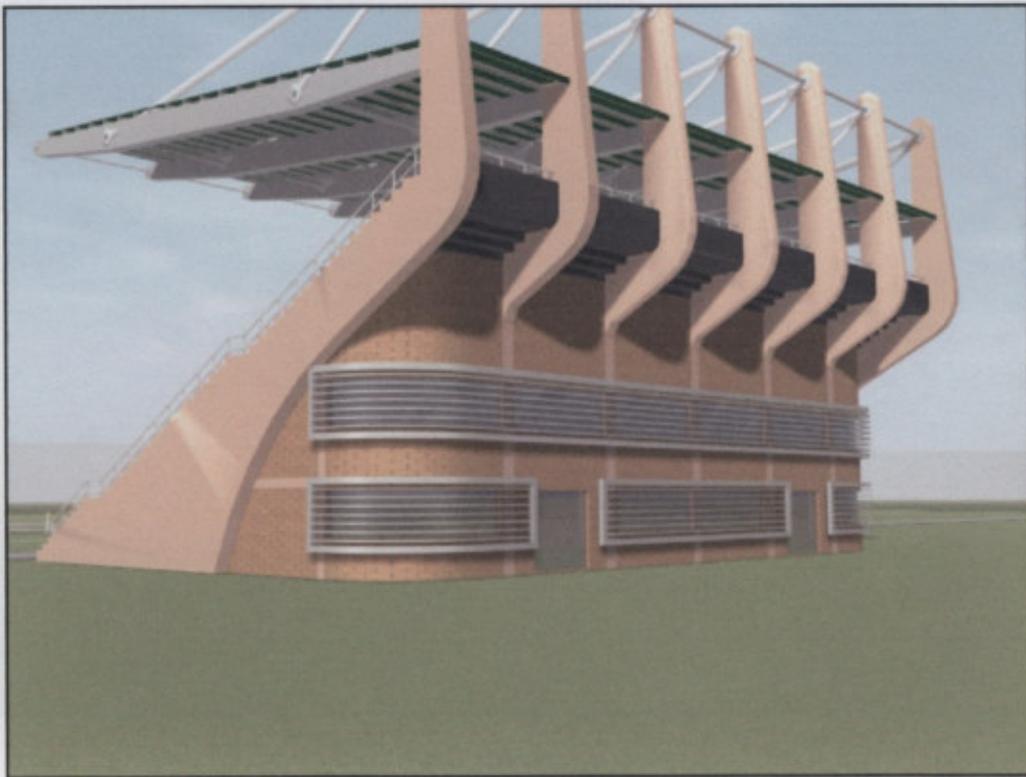
015

ESC.:
1:80

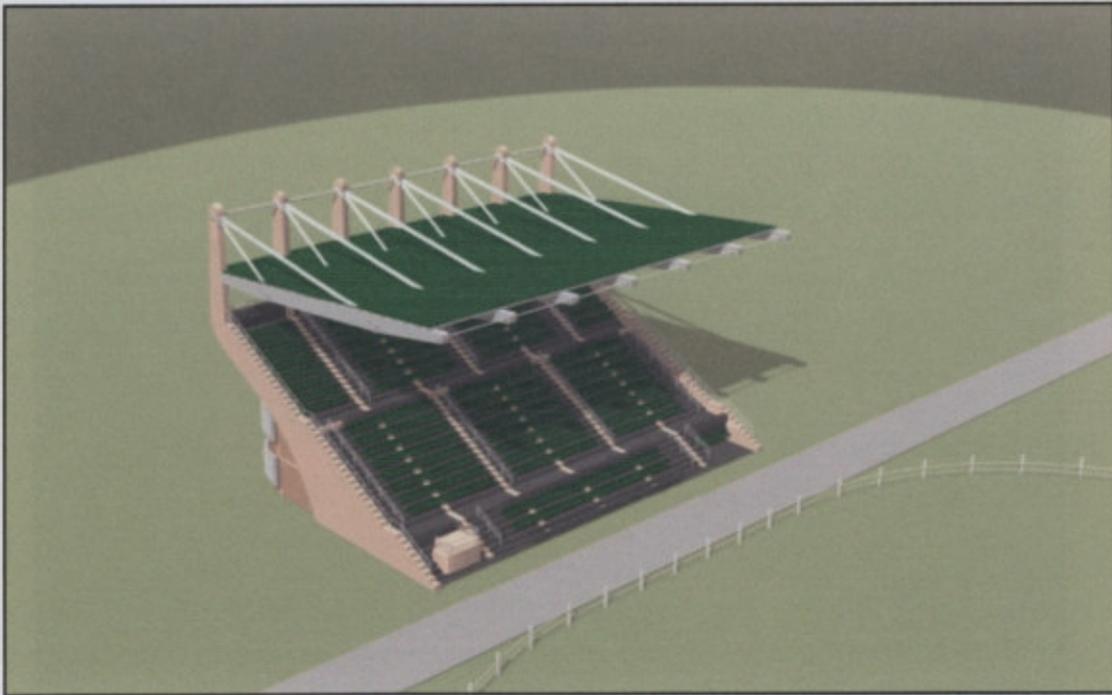
DIMENSIONES BASES POLIGONALES



Vista isométrica frontal

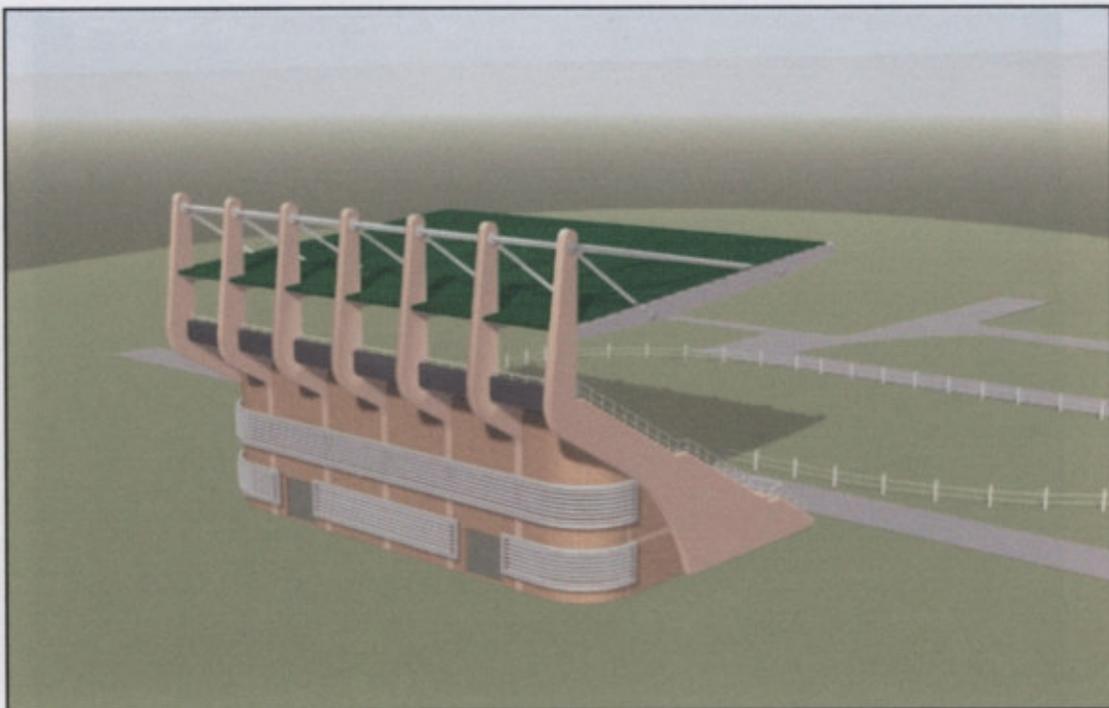


Vista isométrica posterior



Vista isométrica frontal superior

Perspectiva Frontal - Fotomontaje



Vista isométrica trasera superior

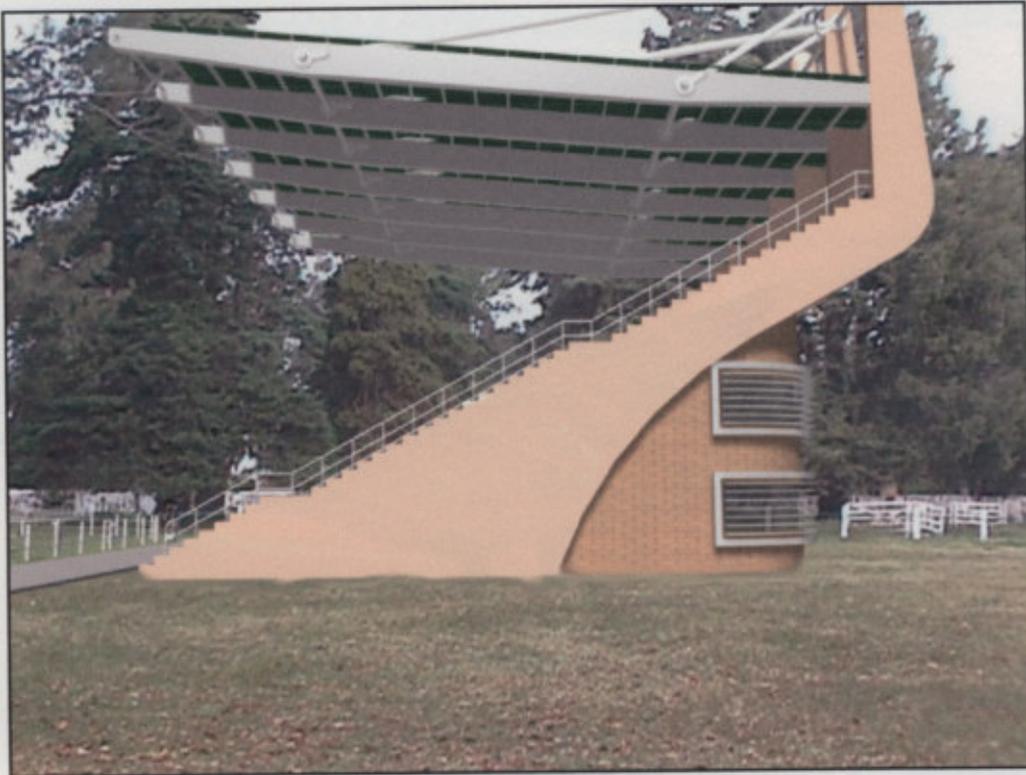
Vista Frontal - Fotomontaje



Perspectiva Frontal - Fotomontaje



Vista Frontal - Fotomontaje



Vista Lateral - Fotomontaje



Vista Trasera - Fotomontaje

CAPÍTULO 4: MATERIALES Y ELEMENTOS COMPONENTES DE LA TRIBUNA

4.1 ACERCA DE LOS MATERIALES

4.1.1 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado es un material de construcción compuesto o combinado, donde la vinculación entre el hormigón y el acero tiene su base en la adherencia del cemento y la rugosidad que presentan.

El fin principal de la estructura de hormigón armado es:

- El hormigón proporciona una elevada resistencia a la compresión.
- Las propiedades de adherencia del conjunto de los mismos.
- Los coeficientes de dilatación y contracción aproximadamente iguales.
- El acero proporciona la ductilidad que



Capítulo 4

La elección de las características de resistencia del hormigón para un proyecto, requiere determinadas condiciones que deben ser fijadas con precisión para obtener exactamente el hormigón que cumpla con las expectativas de la obra.

Es importante tener presente que en función de las necesidades de la obra se pueden utilizar, retardadores o aceleradores de fragüe, plastificantes, incorporadores de aire, hidrófugos, pigmentos, etc.

CAPÍTULO 4: MATERIALES Y ELEMENTOS COMPONENTES DE LA TRIBUNA

4-1 ACERCA DE LOS MATERIALES

4-1.1 ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado es un material de construcción compuesto o combinado, donde la vinculación entre el hormigón y el acero tiene se basa en la adherencia del cemento y la rugosidad que presentan las armaduras.

El fundamento de las construcciones de hormigón armado se basa principalmente en los siguientes aspectos:

- El hormigón presenta muy buena resistencia a la compresión, y el acero tiene elevada resistencia a la tracción.
- Las propiedades de adherencia de ambos materiales, aseguran el trabajo en conjunto de los mismos.
- Los coeficientes de dilatación térmica, del acero y del hormigón, tienen aproximadamente el mismo valor.
- El acero queda protegido de la oxidación por el hormigón, sin embargo, para que esto ocurra es fundamental que el hormigón sea compacto y que el recubrimiento sea el adecuado.
- El acero incorpora la ductilidad que el hormigón no posee.

La elección de las características de resistencia del hormigón para un proyecto, requiere determinadas condiciones que deben ser fijadas con precisión para obtener exactamente el hormigón que cumpla con las expectativas de la obra.

Es importante tener presente que en función de las necesidades de la obra se pueden utilizar, retardadores o aceleradores de fragüe, plastificantes, incorporadores de aire, hidrófugos, pigmentos, etc.

Se debe considerar la composición del hormigón, que será la necesaria para que el mismo tenga :

- La consistencia y trabajabilidad requeridas para su adecuado escurrimiento entre las armaduras y para el llenado completo de los encofrados, sin que se produzca segregación o exudación excesiva del hormigón.
- La resistencia mecánica y demás características especificadas para el hormigón endurecido.
- Las condiciones necesarias para la protección de las armaduras contra la corrosión.
- La durabilidad requerida para resistir las condiciones de agresividad del medio ambiente en el lugar de emplazamiento de la estructura.

En cuanto a la clase del hormigón, es importante tener presente que es la designación abreviada de un hormigón, en donde la parte numérica indica la resistencia característica a la compresión del hormigón a la edad de diseño, expresada en MPa.
Ejemplo: H-17

Clase de hormigón	Resistencia característica de rotura a la compresión f'_{ck} (MPa)	Aplicaciones en hormigones
H - 8	8	Sin armar
H - 13	13	Sin armar y Armados
H - 17	17	
H - 21	21	Armados y Pretensados
H - 30	30	
H - 38	38	
H - 47	47	

Resistencias de los hormigones

La resistencia característica de rotura a la compresión para una determinada clase de hormigón se define como el valor estadístico de la resistencia, que corresponde a la probabilidad que el noventa y cinco por ciento (95 %) de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.

En la siguiente tabla extraída del Reglamento CIRSOC 201, se establecen los distintos tipos de acero para estructuras de hormigón armado y sus propiedades:

FORMA DE UTILIZACION EN OBRA			1	2	3	4	5
			Barras de acero		Alambres de acero	Mallas de acero	
DESIGNACION DEL ACERO			AL 220	ADN 420	ATR 500 P ATR 500 N	AM 500 L	AM 500 P AM 500 N
ELABORACION DEL ACERO			Laminado en caliente	Dureza natural	Dureza mecánica	Dureza mecánica	
CONFORMACION SUPERFICIAL			Lisa (L)	Nervurada (N)	Alambres Perfilados (P) Nervurados (N)	Alambres lisos	Alambres Perfilados (P) Nervurados (N)
DESIGNACION ABREVIADA			I	III DN	IV AP y IV AN	IV ML	IV MP y IV MN
1	Diámetro nominal (d)	mm	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40	4 a 12	3 - 3,4	4 a 12
2	Límite de fluencia mínimo (R _e , R _{p0,2})	MPa	220	412	490	490	490
3	Resistencia a la tracción mínima (R)	MPa	340	500	550	550	550
4	Alargamiento porcentual de rotura, mínimo (A ₁₀)	%	18	12	6	6	6
5	Resistencia al corte de las uniones soldadas en las mallas mínima	kN	-----	-----	-----	0,175 S _{máx.}	0,15 S _{máx.}
6	Diámetro del mandril de doblado. Angulo de doblado 180°	mm	2 d	d ≤ 25 3,5 d = 32 5,0 d = 40 7,0 d	4 d	4 d	4 d

4-1.2 ESTRUCTURA METÁLICA TRAPEZOIDAL

Como se dijo en el capítulo anterior, la cubierta es una estructura metálica liviana, con cerramiento superior de chapa de onda trapezoidal prepintada.

A continuación se detallan brevemente los diferentes tipos de chapas que se utilizan frecuentemente en la construcción de cubiertas:

- La *chapa de acero Galvanizado* es uno de los productos siderúrgicos de mayor desarrollo mundial. Se produce a partir de chapa de acero laminada en frío o en caliente, que se reviste en ambas caras con una capa de zinc.



- *Cinqualum*: Es una aleación de Aluminio-Cinc que ofrece una óptima resistencia a la corrosión gracias a su fórmula de Aluminio 55%, Silicio 1,6% y el resto Cinc en proporción al peso. Más de 20 años de continuos ensayos demuestran que este revestimiento 55% Al-Zn supera de 2 a 6 veces la vida del acero galvanizado.



- La *chapa de acero Prepintado* se fabrica a partir de la chapa de acero, galvanizada o revestida con aleación Al-Zn sobre la cual se aplica un sistema de recubrimiento orgánico. La pintura, aplicada en línea continua, comprende una imprimación (epoxi o poliéster) y una capa final de esmalte poliéster, poliéster siliconado o fluorocarbonatado (según el color). Su composición hace que este producto posea una excepcional durabilidad a los agentes atmosféricos, combinando la resistencia y durabilidad del acero revestido con la atractiva terminación del esmalte color.



➤ CHAPA DE ONDA TRAPEZOIDAL

Se adopta para la estructura cerramiento de chapas revestidas con pintura. Éstas brindan una solución estética a diferentes aplicaciones, además de asegurar una protección total a la acción de los agentes climáticos.

De los folletos de los fabricantes se pueden obtener las especificaciones técnicas de estos materiales, las cuales son útiles para determinar valores característicos:

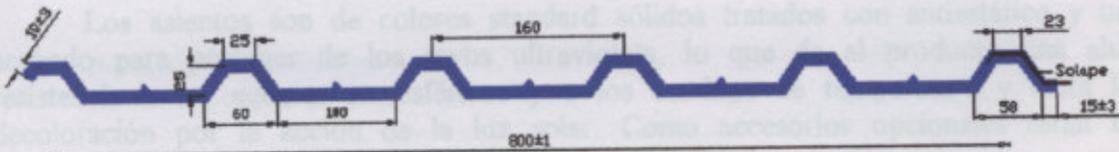


TABLA DE PESOS TEÓRICOS
PESOS DE CHAPA POR ESPESOR
PESO DE 1 METRO EN 1 METRO DE ANCHO

CALIBRE	ESP. MM	GALVANIZ	CINCALUM	PREPINTADO
30	0.30	2,56	2.52	2.66
28	0.36	3.12	2.99	3.22
27	0.41	3.51	3.38	3.61
25	0.50	4.22	4.09	4.32
24	0.54	4.53	4.40	4.63
22	0.71	5.86	5.73	5.96
20	0.89	7.28	7.15	7.38
18	1.24	10.02	9.89	10.12
16	1.59	12.77		12.87
14	2.00	15.99		
12	2.50	19.92		
10	3.20	25.41		

Especificaciones técnicas:

- Ancho total: 860 ± 5 mm.
- Ancho útil: 800 ± 1 mm.
- Sección trapezoidal: 6 crestas
- Altura de cresta: 25mm.
- Distancia entre crestas: 160 mm.
- Solape transversal recomendado: de 100 a 300 mm. (según pendiente)
- Solape longitudinal: cresta según croquis .



Es importante tener en cuenta algunas recomendaciones para el almacenamiento y mantenimiento de las chapas.

Es fundamental que el almacenaje se realice bajo techo, en lugares secos y ventilados, evitando condensaciones durante los cambios de temperatura., de esta manera se logra una buena presentación de las chapas y se evita el manchado y opacado de las mismas.

Al estibarse horizontalmente, deben separarse entre atados y del piso con tacos de madera y siempre con una leve pendiente. Es recomendable su estiba vertical, permitiendo ventilación entre las chapas.

- Altura del respaldo: 113 mm
- Medidas asiento: 350 x 400 mm

4-2 ACERCA DE LOS ELEMENTOS CONSTITUYENTES

Existen en el mercado diferentes tipos de elementos pre-fabricados que constituyen las partes fundamentales de las tribunas. Entre ellos encontramos, asientos, pasarelas, barandas de protección, revestimientos para pisos, elementos de seguridad, escaleras, cubiertas, etc.

Es muy importante tener presente que para el diseño de la tribuna y de sus componentes, necesitamos conocer el número de plazas, la distancia frontal y la altura que debe tener la primera fila de asientos, etc.

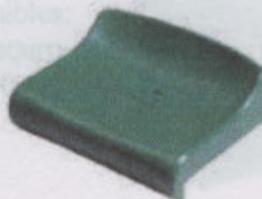
Los **asientos** más utilizados son del tipo monobloque, de diseño ergonómico, cuya carcasa está inyectada con materiales de alto impacto con una estructura interna de refuerzo que resiste el maltrato. Por lo general, poseen agujeros de desagüe y su superficie está rayada para evitar el deslizamiento.

Los asientos son de colores standard sólidos tratados con antiestático y un acabado para proteger de los rayos ultravioleta, lo que da al producto una alta resistencia a los agentes atmosféricos y a los cambios de temperatura y evita la decoloración por la acción de la luz solar. Como accesorios opcionales están la numeración y polipropileno ignífugo.

Existen asientos con y sin respaldo, ésta característica depende de las exigencias que requiera la utilización de los mismos:

- **ASIENTO POLIVALENTE :**

- Asiento reforzado por nervadura interior.
- Muy poco volumen en anchura y profundidad.
- Fijación en un solo punto.
- Perforación para desagüe.
- Altura del respaldo: 113 mm
- Medidas asiento: 350 x 400 mm



• **ASIENTO ALTA SEGURIDAD :**

- Respaldo con doble pared.
- Asiento reforzado por nervadura interior.
- Muy poco volumen en anchura y profundidad.
- Fijación en un solo punto directo sobre la grada.
- Fijación en dos puntos: sobre consola, sobre pie individual o sobre banqueta
- Accesorio: brazo porta-vaso.
- Altura del respaldo: 325 mm
- Medidas asiento: 390 x 440 mm



• **ASIENTO GRAN CONFORT:**

- Respaldo con doble pared.
- Asiento reforzado por nervadura interior.
- Fijación en dos puntos para todas las utilizaciones.
- Accesorio: brazo porta-vaso.
- Altura del respaldo: 395 mm
- Medidas asiento: 440 x 450 mm



Asiento con respaldo reforzado de polipropileno. Cuya colocación es directa a las gradas mediante pernos. Presenta un agujero central de desagüe y 2 agujeros para la fijación de la silla que se pueden cubrir con tapas.

Existen en el mercado en varios colores disponibles: rojo, verde, azul claro, azul marino, gris claro, gris oscuro, beige, marrón, negro y blanco. Altura respaldo: 300mm. Medidas asiento: 300 x 445mm.



También se puede encontrar otro tipo de asiento con respaldo de polipropileno, de fácil colocación a la grada directamente mediante pernos a las gradas. Altura respaldo : 330mm. Medidas Asiento: 320 x 420 mm.

Existen otros modelos como este asiento anatómico en polipropileno, donde la colocación es directa a las gradas mediante pernos. Tiene un agujero central de desagüe y 2 agujeros para la fijación de la silla que se pueden cubrir con tapas. Mini respaldo: 120mm. Medidas asiento: 320 x 400mm.



- Balmazas rebatibles
- Balmazas desmontables
- Numeración de butacas y pasillos
- Mecanismos de apertura eléctricos

Como vemos, este tipo de instalaciones permiten diversas opciones de asientos para los espectadores en función de los requerimientos y del destino de la tribuna:

1. Banco continuo de madera con acabado en poliuretano.
2. Asiento individual inyectado con polipropileno sin respaldo.
3. Butaca rebatible con respaldo.

- Con acabado en poliuretano
- Moqueta sintética
- Pisos de Goma antideslizante, presentan características como durabilidad, absorción de ruido, sistema eléctrico y térmico, resistencia a la quemadura de cigarrillos, confortable ya que los pisos de goma son flexibles y elásticos, además de presentar cualidades de amortiguación.
- Plástico y/o sellado de pisos
- Revestimiento plástico (pintura)

Dentro de los productos complementarios, se encuentran las cintas antideslizantes que reducen los riesgos de accidentes y se aplican fácilmente en rampas, pasillos, escaleras. Se presentan en rollos y hay variedad en tamaños y colores.



Existen diversos accesorios opcionales para aumentar las prestaciones de los productos:

- Barandas telescópicas
- Barandas rebatibles
- Barandas desmontables
- Numeración de butacas y pasillos
- Mecanismos de apertura eléctricos

Otros de los elementos que integran una tribuna lo constituyen los **revestimientos de los pisos de sus pasillos**, que pueden estar contruidos en madera multilaminada, hormigón, y permiten distintas opciones de acabado:

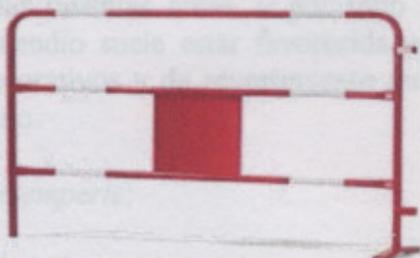
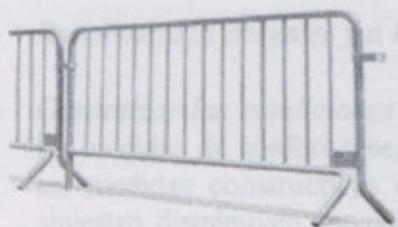
- Con acabado en poliuretano
- Moquete sintético
- Pisos de Goma antideslizante, presentan características como durabilidad, absorción de sonido, aislante eléctrico y térmico, resistencia a la quemadura de cigarrillos, confortable ya que los pisos de goma son flexibles y elásticos, además de presentar cualidades de amortiguación.
- Plastificado y/o sellado de pisos
- Revestimiento plástico (pintura)

Dentro de los productos complementarios, se encuentra las **cintas antideslizantes** que reducen los riesgos de accidentes y se aplican fácilmente en rampas, pasillos, escaleras. Se presentan en rollos y hay variedad en tamaños y colores.



También, se deben analizar los distintos tipos de **barandas**, **vallados** y **pasarelas** que se pueden encontrar, para garantizar la seguridad y protección de los espectadores.

Se puede dejar previsto la colocación de **vallas para avalanchas**, cuyas medidas más corrientes son 2.50 m x 1.20 m x 1.50 m.



También existen en el mercado **vallados** que tienen su frente cubierto por una malla metálica con estribos, lo cual posibilita una mejor visión y su estructura permite ubicar los módulos en función de la distribución de las gradas y de los asientos.

Es fundamental tener presente la **naturaleza de los materiales** con que deben realizarse cada uno de los elementos que componen ésta estructura, ya que los mismos deben presentar ciertas características tales como:

- *Materiales no combustibles*; ya que cuando se produce un incendio, el peligro más grave es la propagación del fuego por las distintas áreas, o por todo el edificio. Generalmente, la propagación del incendio suele estar favorecida y/u ocasionada por la utilización de materiales decorativos y de revestimiento muy combustibles, y por erróneos conceptos de diseño.
- *Resistencia al desgaste y a la exposición a la intemperie*;
- *Garantizar las condiciones de confort y seguridad*; cuando se tienen en cuenta las medidas de confort y seguridad a partir del diseño de la estructura, así como las medidas constructivas que contribuyan a la seguridad, los efectos de un siniestro disminuyen considerablemente. Este conjunto de medidas abarca tanto a los elementos estructurales y constructivos, como a los materiales utilizados en la decoración y acabado.
- *Cumplir con las exigencias de calidad*; es preciso controlar y garantizar la calidad de los materiales, componentes y sistemas constructivos. Todos los materiales y productos de la industria serán de calidad apropiada a su destino y exentos de imperfecciones.
- *Verificar las normas sobre materiales y sistemas*; se debe prohibir la permanencia o uso en obra de materiales y productos de la industria no aprobados. Las experiencias necesarias para la aprobación de materiales se efectuarán de acuerdo con las normas específicas.

CAPÍTULO 5: ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

5-1 GENERALIDADES

La tribuna que se proyecta para la Sociedad Rural de Venado Tuerto, está compuesta por una cubierta metálica, conformada por vigas, correas, tensores y con un cerramiento superior de chapa, y una estructura de hormigón armado que constituye las gradas, vigas y columnas. Para realizar el estudio de la tribuna es necesario tener en cuenta entre otras cosas, la acción del viento sobre la construcción, debido a la magnitud de las acciones que produce.

102 - ACCIÓN DEL VIENTO

El Reglamento tiene por objeto determinar los valores de las acciones producidas por el viento en las diferentes partes.

Para comenzar el análisis de la acción del viento sobre la tribuna, tener presentes algunas definiciones:

- *Acción de viento:* fuerza ejercida por el viento sobre una construcción.
- *Acción resultante total:* fuerza total ejercida sobre una superficie determinada.
- *Acción unitaria:* valor de la presión o succión que el viento ejerce sobre un elemento de superficie en una construcción.
- *Acción unitaria exterior:* acción unitaria del viento sobre la cara exterior de la pared (o techo) de una construcción. Cualquiera sea la construcción, la cara exterior de sus paredes está sometida a:
 - a) succiones, si las paredes están "a sotavento",
 - b) presiones, o succiones, si ellas están "a barlovento".
- *Acción unitaria interior:* acción unitaria del viento sobre la cara interior de la pared (o techo) de una construcción, originada por el estado de sobrepresión o de depresión en que se encuentre el volumen interior comprendido entre las paredes de una construcción.

Capítulo 5

CAPÍTULO 5: ACCION DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

5-1 GENERALIDADES

La tribuna que se proyecta para la Sociedad Rural de Venado Tuerto, está compuesta por una cubierta metálica, conformada por vigas, correas, tensores y con un cerramiento superior de chapa, y una estructura de hormigón armado que constituyen las gradas, vigas y columnas. Para realizar el cálculo de la misma es necesario tener en cuenta entre otras cargas, la acción producida por el viento sobre la construcción, debido a la magnitud que ésta presenta.

A tal efecto, se sigue el procedimiento desarrollado en el "Reglamento CIRSOC 102 - ACCION DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES". El presente Reglamento tiene por objeto determinar las técnicas y los medios para obtener los valores de las acciones producidas por el viento sobre las construcciones o sus diferentes partes.

Para comenzar el análisis de la acción del viento sobre la estructura, es necesario tener presentes algunas definiciones:

- *Acción de conjunto sobre una construcción:* es la resultante geométrica de todas las acciones sobre las diferentes paredes de la construcción; generalmente su dirección no coincide con la del viento.
- *Acción local:* acción del viento sobre ciertas zonas de las construcciones, tales como las aristas verticales, los aleros de las cubiertas, los ángulos entrantes o salientes de éstas, etc. Se distingue mediante coeficientes apropiados, la acción del viento particularmente acentuada en dichas zonas.
- *Acción resultante total:* fuerza total ejercida sobre una superficie determinada.
- *Acción unitaria:* valor de la presión o succión que el viento ejerce sobre un elemento de superficie en una construcción.
- *Acción unitaria exterior:* acción unitaria del viento sobre la cara exterior de la pared (o techo) de una construcción. Cualquiera sea la construcción, la cara exterior de sus paredes está sometida a:
 - a) succiones, si las paredes están "a sotavento";
 - b) presiones, o succiones, si ellas están "a barlovento".
- *Acción unitaria interior:* acción unitaria del viento sobre la cara interior de la pared (o techo) de una construcción, originada por el estado de sobrepresión o de depresión en que se encuentre el volumen interior comprendido entre las paredes de una construcción.

- *Acción unitaria resultante*: suma de las acciones unitarias exterior e interior ejercidas sobre un mismo elemento de pared (o techo) de una construcción o de las ejercidas sobre las caras a barlovento y sotavento en el caso de elementos aislados.
- *Deriva*: componente horizontal de la acción de conjunto en sentido normal a la dirección del viento, que tiende a desplazar lateralmente la construcción y, eventualmente, a volcarla.
- *Empuje*: componente horizontal de la acción de conjunto en la dirección del viento, que tiende a desplazar a la construcción y, eventualmente, a volcarla.
- *Levantamiento*: componente vertical de la acción de conjunto, que tiende a levantar la construcción y, eventualmente, a volcarla.
- *Nivel de referencia*: nivel a partir del cual se deberá medir la altura de un punto cualquiera de una construcción, en el que se desea calcular la presión dinámica.
- *Pared abierta*: pared con permeabilidad $\mu > 35\%$.
- *Pared cerrada*: pared con permeabilidad $\mu \leq 5\%$
- *Pared parcialmente abierta*: pared con permeabilidad $5\% < \mu \leq 35\%$
- *Permeabilidad de una pared*: suma de las áreas de las aberturas de cualquier dimensión, que posee la pared, expresada como un porcentaje de su área total.
- *Presión del viento*: fuerza por unidad de superficie ejercida por el viento sobre una superficie, perpendicular a la misma y dirigida hacia ella.
- *Presión dinámica básica*: presión ejercida por el viento sobre una superficie plana, normal a su dirección, en el punto atacado por el filete de aire donde la velocidad se anula.
- *Presión dinámica de cálculo*: presión dinámica básica, afectada por los coeficientes: C_z , que expresa la ley de variación de la presión con la altura, tomando en consideración la rugosidad del terreno, y C_d de reducción, que toma en cuenta las dimensiones de la construcción.
- *Succión*: fuerza por unidad de superficie, ejercida por el viento sobre una superficie perpendicular a la misma, y dirigida en sentido opuesto al de la presión.
- *Superficie a "barlovento"*: superficie expuesta al viento. Por analogía, superficie "iluminada", cuando sobre la construcción incide un haz de rayos luminosos paralelos a la dirección del viento.

- *Superficie a "sotavento"*: superficie no expuesta al viento o paralela a la dirección de éste. Por analogía, superficie "no iluminada" o bajo incidencia rasante, cuando sobre la construcción incide un haz de rayos luminosos paralelos a la dirección del viento.
- *Velocidad básica de diseño*: velocidad que tiene una probabilidad P_m de ser excedida, por lo menos una vez en un periodo de m años, y corresponde a promedios de velocidad instantánea sobre intervalos $\Delta t = 3$ segundos, en exposición abierta (rugosidad tipo I) según se describe en la Tabla 3, a una altura normal de referencia $z_0 = 10$ metros.
- *Velocidad de referencia*: velocidad correspondiente al promedio de velocidad instantánea (pico de ráfaga) sobre intervalos $\Delta t = 3$ segundos, en exposición abierta, a una altura normal de referencia de 10m que tiene un período de recurrencia de un año.

En este Reglamento se considera, salvo que se indique lo contrario, que la *dirección del viento es horizontal*. La acción ejercida por el viento sobre las construcciones resulta de la suma de una *componente estática*, que depende de su presión estática, y una *componente dinámica*, que depende de la variación de su velocidad al enfrentar el obstáculo. Ésta acción produce efectos estáticos y efectos dinámicos, más o menos acentuados según la forma y dimensión de las construcciones.

En cuanto a la *clasificación de las construcciones*, éste Reglamento, considera su forma de conjunto, su ubicación en el espacio y la permeabilidad de sus paredes:

Según su forma de conjunto, se distinguen:

- las construcciones prismáticas de base cuadrangular;
- las construcciones prismáticas de base poligonal regular y construcciones cilíndricas ;
- los paños llenos y las cubiertas aisladas;
- las construcciones con aberturas y construcciones de reticulado;
- las construcciones diversas, que no entran en las categorías anteriores.

Según la ubicación en el espacio, se considera:

- las construcciones apoyadas en el suelo o unidas a un plano de grandes dimensiones de otra construcción;
- construcciones aisladas aerodinámicamente en el espacio, para las cuáles las distancias al suelo y a una pared vecina son, respectivamente, superiores o iguales a su dimensión, según la vertical o según una perpendicular a dicha pared;
- casos intermedios entre los dos anteriores;

- construcciones comprendidas entre dos planos paralelos de grandes dimensiones de otras construcciones.

Según la permeabilidad de sus paredes, se considera una construcción como:

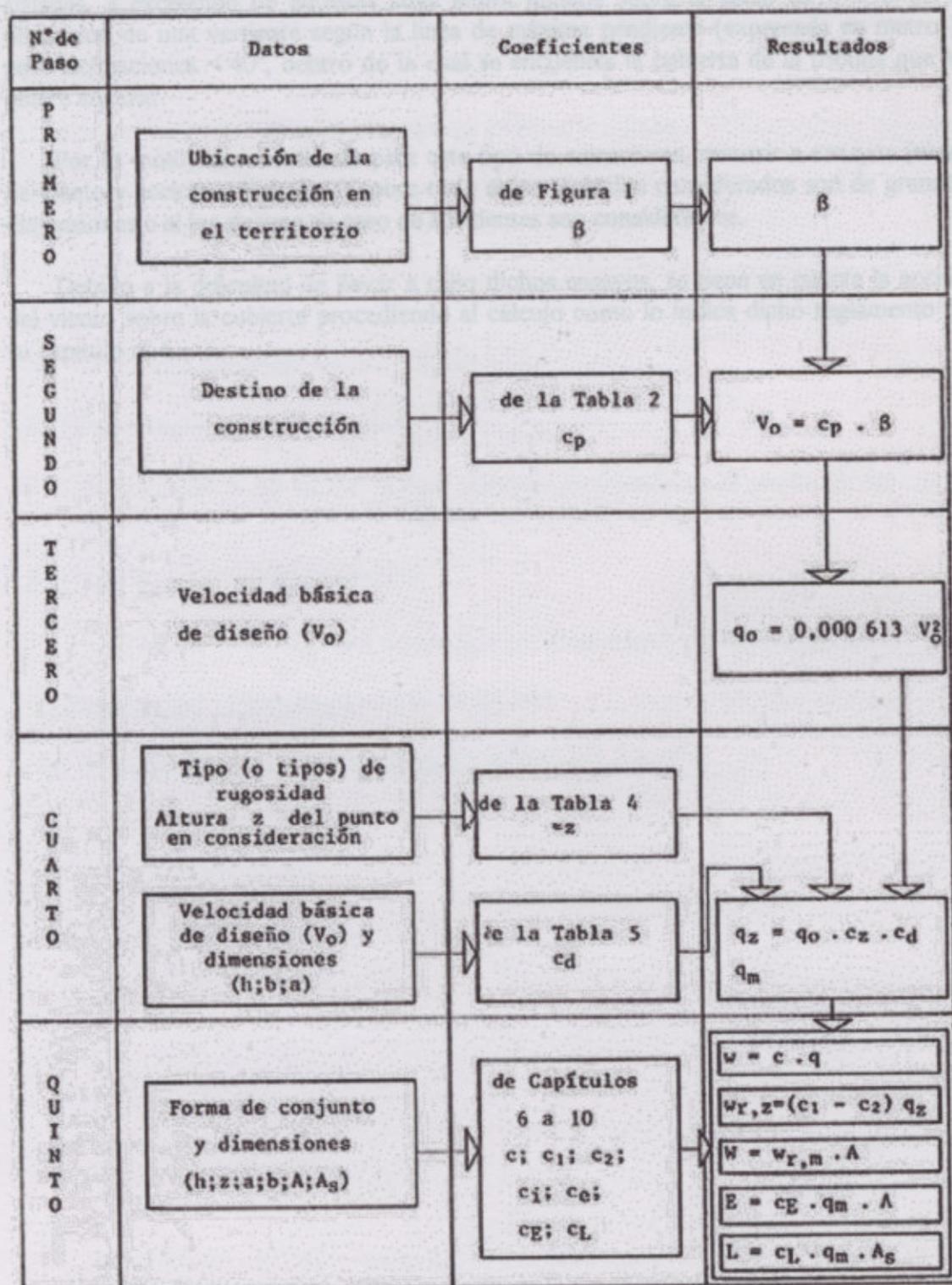
- Cerrada: Si sus paredes presentan fugas y pequeñas aberturas uniformemente repartidas, siendo inferior o igual al 5% la permeabilidad media de estas paredes. Si todas las paredes tienen permeabilidad nula, es decir, si no dejan pasar absolutamente nada de aire, ni siquiera en forma accidental, la construcción se denomina cerrada estanca.
- Parcialmente abierta: Si, por lo menos, una de las paredes presenta o puede presentar en ciertos momentos una permeabilidad media comprendida entre 5% y 35%.
- Abierta: Si, al menos, una de las paredes presenta o puede presentar en ciertos momentos una permeabilidad igual o superior al 35%.

Es importante tener presente que la velocidad del viento y, por consiguiente, la presión dinámica de cálculo varían con las *condiciones de rugosidad* del terreno y con la altura del punto en consideración.

De la siguiente tabla (tabla 3) se obtienen los *tipos de rugosidad y valores del parámetro $z_{0,i}$* para cada tipo:

Tipo	DESCRIPCION	$z_{0,i}$ (m)
I	Llanuras planas con pocas o ninguna obstrucción, con un promedio de alturas de las posibles obstrucciones alrededor de la construcción menor que 1,5 m. Por ejemplo: fajas costeras hasta aproximadamente 6 km, llanuras sin árboles, mesetas desérticas, pantanos.	0,005
II	Zonas llanas, poco onduladas con obstrucciones dispersas, tales como cercas, árboles o construcciones muy aisladas, con alturas entre 1,5 y 10 m.	0,050
III	Zonas onduladas o forestadas, zonas urbanas con numerosas obstrucciones de espacios cerrados que tienen la altura de las casas domésticas con promedio no superior a 10 m. Por ejemplo: áreas industriales, suburbios de grandes ciudades.	0,200
IV	Superficies cubiertas por numerosas obstrucciones, centros de grandes ciudades con edificación general de más de 25 m de altura.-	0,500

En la siguiente figura se esquematiza gráficamente el procedimiento de cálculo descrito en el Reglamento para el estudio de la acción del viento sobre las estructuras:



5-2 CARGAS DE VIENTO SOBRE LA CUBIERTA

El Reglamento CIRSOC 102 en el capítulo n° 8 contempla el cálculo para cubiertas aisladas, a excepción de aquellas cuya altura mínima sobre el suelo es < 0.75 de la dimensión de una vertiente según la línea de máxima pendiente (expresada en metros), para inclinaciones $< 40^\circ$, dentro de la cual se encuentra la cubierta de la tribuna que se quiere analizar.

Por lo tanto, se recomienda para este tipo de estructuras, recurrir a ensayos (túnel de viento y acciones dinámicas) sobre todo si los techados considerados son de grandes dimensiones o si los riesgos en caso de accidentes son considerables.

Debido a la dificultad de llevar a cabo dichos ensayos, se tiene en cuenta la acción del viento sobre la cubierta procediendo al cálculo como lo indica dicho reglamento en su capítulo n° 6.

1.2.1) Peso Propio + Acción lluvia =

$$5.17 \text{ kg/m}^2 + 30 \text{ kg/m}^2 \text{ (dato obtenido en función de la pendiente del techo: inclinación = } 5^\circ \text{ - pág 11- CIRSOC 101) } = 35.17 \text{ kg/m}^2$$

1.2.2) Peso Propio - Acción viento =

$$5.17 \text{ kg/m}^2 - 110 \text{ kg/m}^2 \text{ (adoptado para predomios) } = -104.83 \text{ kg/m}^2$$

→ Carga máxima sobre chapa = -104.83 kg/m^2

→ La distancia entre correas se adopta equidistante = 1.30 m

5-2.1 DATOS:

- Se adopta chapa pintada trapezoidal.
- Carga máxima 160 kg / m² para separación de 1.00 m.

Calibre 25:

- Peso por unidad = 65.00 kg cada chapa de 12.60 m x 1.10 m
- Espesor = 0.50 mm
- Peso teórico = 4.70 kg /m
- Peso teórico útil = 5.17 kg /m

5-2.2 ACCIONES SOBRE LA CUBIERTA:

1.2.1) Peso Propio + Acción lluvia =

$V_o = 5.17 \text{ kg /m}^2 + 30 \text{ kg /m}^2$ (dato obtenido en función de la pendiente del techo:
inclinación = 5° - pág.11- CIRSOC 101) = 35.17 kg /m²

1.2.2) Peso Propio - Acción viento =

$V_o = 5.17 \text{ kg /m}^2 - 110 \text{ kg /m}^2$ (adoptado para predimens.) = -104.83 kg /m²

→ Carga máxima sobre chapa = -104.83 kg /m²

→ La distancia entre correas se adopta equidistante = 1.10 m

5-2.3 ACCIONES DEL VIENTO:

5-2.3.1 - DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE REFERENCIA β :

$\beta = 30 \text{ m /seg}$ (de Fig.4 - pág. 19 - CIRSOC 102)

Este valor de β se obtiene en función de la zona del país.

- Altura techo $h = 17.00 \text{ m}$
- Altura pared = 11.00 m
- Largo $a = 30.00 \text{ m}$
- Ancho $b = 23.00 \text{ m}$

→ Dimensiones cubierta = $23.00 \text{ m} \times 30.00 \text{ m}$

5-2.3.2- CÁLCULO DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO V_o :

$V_o = C_p \times \beta$

C_p : coef. de velocidad probable que depende de la construcción.

(de Tabla 2 - pág. 20 - CIRSOC 102)

→ $C_p = 1.65$

$V_o = 1.65 \times 30 \text{ m /seg}$

$V_o = 49.50 \text{ m /seg}$

5-2.3.3- CÁLCULO DE LA PRESIÓN DINÁMICA BÁSICA q_o :

$q_o = 0.000613 \times V_o^2$

$q_o = 0.000613 \times (49.50 \text{ m})^2$

$q_o = 1.50 \text{ KN / m}^2 = 150 \text{ kg /m}^2$

→ $q_x = 150 \text{ kg /m}^2 \times 0.81 \times 0.93 \rightarrow q_x = 112.00 \text{ kg /m}^2$ (techo)

→ $q_x = 150 \text{ kg /m}^2 \times 0.70 \times 0.85 \rightarrow q_x = 89.25 \text{ kg /m}^2$ (pared)

5-2.3.4- CÁLCULO DE LA PRESIÓN DINÁMICA DE CÁLCULO qz:

→ $qz = qo \times Cz \times Cd$

$h/Vo = 0.34$ (17.00 m / 49.50 m)

$a/h = 1.76$ (30.00 m / 17.00 m)

$b/h = 1.35$ (23.00 m / 17.00 m)

Rugosidad tipo II = 0.050 (de tabla 3 - pág. 22 - CIRSOC 102)

→ Cz : coef. que expresa la ley de variación de la presión con la altura y toma en cuenta la rugosidad del terreno. (de pág. 22 - CIRSOC 102)

$Cz \text{ pared} = [\ln (11.00 \text{ m} / 0.050) / \ln (10 / 0.0050)]^2 \times (0.050 / 0.0050)^{0.1412}$

→ **Cz pared = 0.697**

$Cz \text{ techo} = [\ln (17.00 \text{ m} / 0.050) / \ln (10 / 0.0050)]^2 \times (0.050 / 0.0050)^{0.1412}$

→ **Cz techo = 0.814**

(Valores de Cz verificados con tabla 4 - pág.26 - CIRSOC 102, mediante el tipo de rugosidad (II) y las alturas correspondientes (11.00 m y 17.00 m)).

→ Cd : coef. que depende de las dimensiones de la construcción.
(de Tabla 5 - pág. 27 CIRSOC 102)

→ **Cd techo= 0.93** (teniendo en cuenta la longitud de las paredes laterales)

→ **Cd pared= 0.85** en función de: $\begin{cases} h/Vo = 0.22 \text{ (11.00 m / 49.50 m)} \\ a/h = 2.73 \text{ (30.00 m / 11.00 m)} \\ b/h = 2.10 \text{ (23.00 m / 11.00 m)} \end{cases}$

→ $qz = qo \times Cz \times Cd$

→ $qz = 150 \text{ kg/m}^2 \times 0.81 \times 0.93$ → **$qz = 113.00 \text{ kg/m}^2$ (techo)**

→ $qz = 150 \text{ kg/m}^2 \times 0.70 \times 0.85$ → **$qz = 89.25 \text{ kg/m}^2$ (pared)**

5-2.3.5- CÁLCULO DE LAS ACCIONES:

- Coeficientes eólicos:

$e = 0$ (tribuna contra el nivel del suelo)

$\lambda a = h / a = 17.00 \text{ m} / 30.00 \text{ m} = 0.57$

$\lambda b = h / b = 17.00 \text{ m} / 23.00 \text{ m} = 0.74$

$\rightarrow \gamma_0$ para construcciones apoyadas en el suelo.

.1- Viento normal al lado mayor:

γ_0 (de Fig. 13 - pág. 45 CIRSOC 102)

Como λa ($= h / a = 0.57$) < 0.50 se busca en la figura 13 por el cuadrante superior izquierdo en función de $\lambda b = h / b = 0.74$

$\rightarrow \gamma_0 = 1$

.2- Viento normal al lado menor:

γ_0 (de Fig. 13 - pág. 45 CIRSOC 102)

Como λb ($= h / b = 0.74$) < 1.00 se busca en la figura 13 por el cuadrante inferior derecho en función de $\lambda a = h / a = 0.57$

$\rightarrow \gamma_0 = 1$

.3- Coeficientes exteriores:

$W_{r,z}$: acción unitaria resultante

C_e, C_i : coef de presión sobre las caras exterior e interior respectivamente

$W_{r,z} = (C_e - C_i) \times q_z$

Coeficiente exterior para techo \rightarrow de tabla 7 y fig. 17.a (CIRSOC 102)

- Aclaración: Debido al tipo de construcción se establece:

a) Viento normal al lado mayor:

- **C_e:** Se aplican en paredes y techo expuestos directamente al viento; inclusive sobre las gradas.
- **C_i:** *Se aplican debajo del graderío obtenidos como si fuera una construcción totalmente cerrada (**gradas y paredes**). *Se aplican en el **techo** obtenidos como construcción con una pared abierta.

b) Viento normal al lado menor:

- **Ce:** Se aplican en paredes y techo en forma normal; inclusive sobre las gradas.
- **Ci:** *Se aplican debajo del graderío obtenidos como si fuera una construcción totalmente cerrada (**gradas y paredes**). *Se aplican en el **techo** obtenidos como construcción con dos paredes opuestas abiertas.

.3.1- Coefficientes exteriores paredes:

- Dirección del viento perpendicular al lado mayor:

→ Caras a barlovento: + 0.8

→ Caras a sotavento: $-(1.3 \gamma - 0.8) \rightarrow = -0.5$

- Dirección del viento paralelo al lado mayor:

→ Caras a barlovento: + 0.8

→ Caras a sotavento: $-(1.3 \gamma - 0.8) \rightarrow = -0.5$

.3.2- Coefficientes exteriores techo:

- Dirección del viento perpendicular al lado mayor (ó generatrices):

(De tabla 7 – pág. 51 - CIRSOC 102 ; Plana única condición $f \leq h/2$) según figura:

→ de figura 17.a, pág.53 CIRSOC 102 → con $\gamma_0 = 1.00$ y $\alpha = 5^\circ$

→ **Barlovento: - 0.60**

→ **Sotavento: - 0.40**

- Dirección del viento paralelo al lado mayor (ó generatrices):

(De tabla 7 – pág. 51 - CIRSOC 102) según figura:

→ de figura 17.a, pág.53 CIRSOC 102 → $\alpha = 0^\circ$ - de pág. 52

→ **Succión - 0.48**

.3.3- Coeficientes interiores en gradas y paredes:

Según tabla 8 – pág. 54 - CIRSOC 102, tipo de construcción cerrada:

- Valores límites:

→ para C_i entre -0.2 y $0 = -0.20$

→ para C_i entre 0 y $0.15 = +0.15$

- Dirección del viento perpendicular al lado mayor:

→ $0.6 (1.8 - 1.3 \gamma) = +0.30$

→ $-0.6 (1.3 \gamma - 0.8) = -0.30$

- Dirección del viento paralelo al lado mayor:

→ $0.6 (1.8 - 1.3 \gamma) = +0.30$

→ $-0.6 (1.3 \gamma - 0.8) = -0.30$

.3.4- Coeficientes interiores en techo:

Según tabla 8 – pág. 54 - CIRSOC 102, tipo de construcción cerrada:

- Dirección del viento perpendicular al lado mayor:

→ Construcción con una pared abierta frontal a:

→ Pared abierta a barlovento = 0.80

→ Pared abierta a sotavento = $-(1.3 \gamma - 0.8) = -0.50$

- Dirección del viento paralelo al lado mayor:

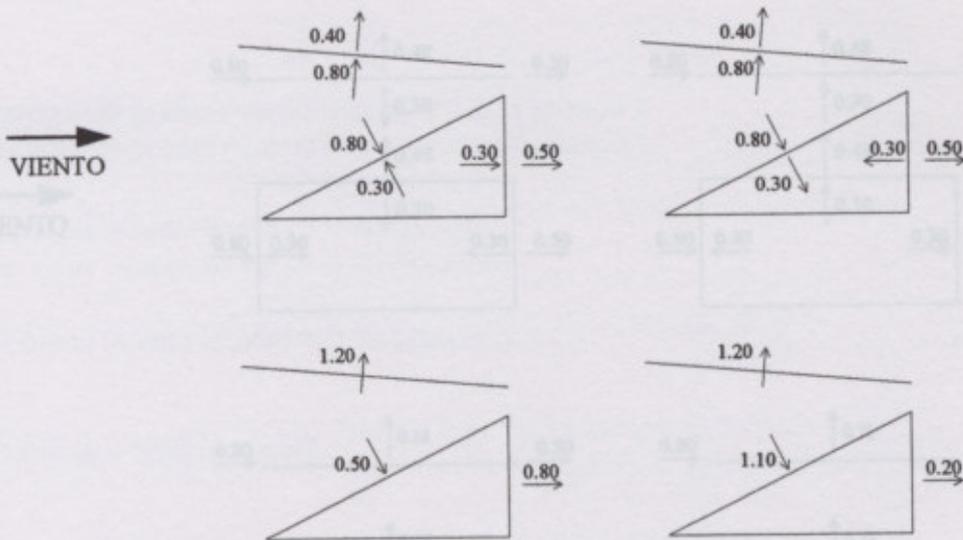
→ 2 Paredes abiertas opuestas

→ $0.6 (1.8 - 1.3 \gamma) = +0.30$

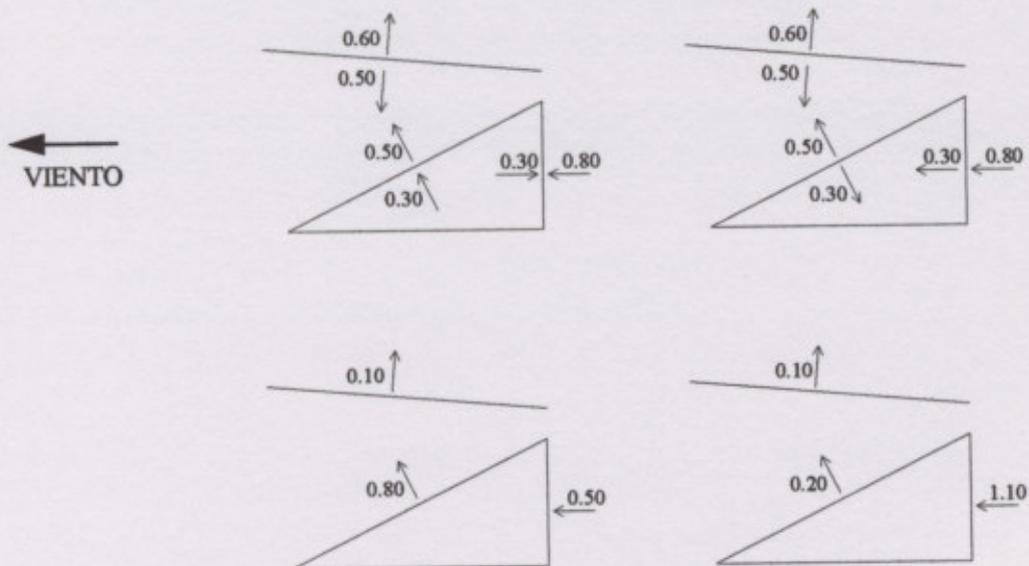
→ $-0.6 (1.3 \gamma - 0.8) = -0.30$

→ Esquemas para cubierta simple:

➤ Barlovento:

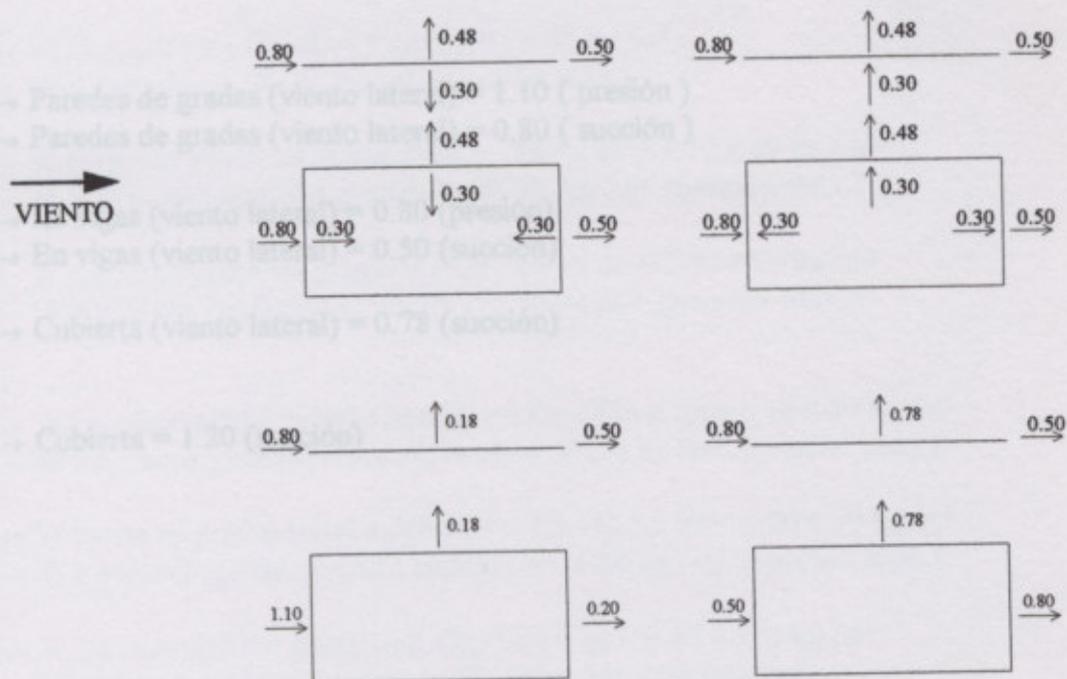


➤ Sotavento:



➤ Longitudinal:

→ En paredes laterales y techo:



→ Gradadas = 1.10 (presión)

→ Gradadas = 0.80 (succión)

→ Pared posterior gradadas = 1.10 (presión)

→ Pared posterior gradadas = 0.80 (succión)

→ Paredes de gradadas (viento lateral) = 1.10 (presión)

→ Paredes de gradadas (viento lateral) = 0.80 (succión)

→ En vigas (viento lateral) = 0.80 (presión)

→ En vigas (viento lateral) = 0.50 (succión)

→ Cubierta (viento lateral) = 0.78 (succión)

→ Cubierta = 1.20 (succión)

→ Resumen de fuerzas a utilizar:

→ $W_{r,z} \text{ gradas} = (C_e - C_i) \times qz = 1.10 \times 89 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ gradas} = 97.90 \text{ kg/m}^2$ (presión máx.)

→ $W_{r,z} \text{ gradas} = (C_e - C_i) \times qz = 0.80 \times 89 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ gradas} = 71.20 \text{ kg/m}^2$ (succión máx.)

→ $W_{r,z} \text{ pared posterior gradas} = (C_e - C_i) \times qz = 1.10 \times 89 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ pared posterior gradas} = 97.90 \text{ kg/m}^2$ (presión máx.)

→ $W_{r,z} \text{ pared posterior gradas} = (C_e - C_i) \times qz = 0.80 \times 89 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ pared posterior gradas} = 71.20 \text{ kg/m}^2$ (succión máx.)

→ $W_{r,z} \text{ pared gradas (viento lateral)} = (C_e - C_i) \times qz = 1.10 \times 89 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ pared gradas (viento lateral)} = 97.90 \text{ kg/m}^2$ (presión máx.)

→ $W_{r,z} \text{ pared gradas (viento lateral)} = (C_e - C_i) \times qz = 0.80 \times 89 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ pared gradas (viento lateral)} = 71.20 \text{ kg/m}^2$ (succión máx.)

→ $W_{r,z} \text{ vigas (viento lateral)} = (C_e - C_i) \times qz = 0.80 \times 113 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ vigas (viento lateral)} = 90.40 \text{ kg/m}^2$ (presión máx.)

→ $W_{r,z} \text{ vigas (viento lateral)} = (C_e - C_i) \times qz = 0.50 \times 113 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ vigas (viento lateral)} = 56.50 \text{ kg/m}^2$ (succión máx.)

→ $W_{r,z} \text{ cubierta (viento lateral)} = (C_e - C_i) \times qz = 0.78 \times 113 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ cubierta (viento lateral)} = 88.14 \text{ kg/m}^2$ (succión)

→ $W_{r,z} \text{ cubierta} = (C_e - C_i) \times qz = 1.20 \times 113 \text{ kg/m}^2$

→ $W_{r,z} \text{ cubierta} = 135.60 \text{ kg/m}^2$ (succión máx.)

5-2.4 ESTADOS DE CARGA:

.1) Peso Propio (Techo):

- Distancia entre correas = 1.10 m
- Peso propio chapa = $5.17 \text{ kg/m}^2 \times 1.10 \text{ m} = 5.70 \text{ kg/m}$
- Peso propio perfil C180 Lac.x 20 x 2.5" = 6.71 kg/m
- **Peso propio total = 12.41 kg/m**

.2) Acción lluvia:

- Distancia entre correas = 1.10 m
- Acción lluvia: 30 kg/m^2 (dato obtenido en función de la pendiente del techo: inclinación = 5° - pág.11- CIRSOC 101)
- **Acción lluvia = $30 \text{ kg/m}^2 \times 1.10 \text{ m} = 33.00 \text{ kg/m}$ de correa**

.3) Acción viento:

- Distancia entre correas = 1.10 m
- Se usa el coeficiente de la parte inferior
- **Acción viento = $135.60 \text{ kg/m}^2 \times 1.10 \text{ m} = 149.16 \text{ kg/m}$**

.4) Acción montaje y mantenimiento:

- **Acción montaje = 100 kg** (carga puntual: se considera un operario + herramientas parado en el centro de la correa)

.5) Descomposición de Acciones:

.5.1) Peso Propio Techo:

$\rightarrow q = 12.40 \text{ kg / m}$

$q_x = PP \times \sin 5^\circ = 1.10 \text{ kg / m}$

$q_y = PP \times \cos 5^\circ = 12.35 \text{ kg / m}$

.5.2) Lluvia:

$\rightarrow q = 33.00 \text{ kg / m}$

$q_x = LL \times \sin 5^\circ = 2.88 \text{ kg / m}$

$q_y = LL \times \cos 5^\circ = 32.87 \text{ kg / m}$

.5.3) Acción viento:

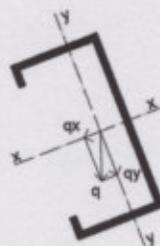
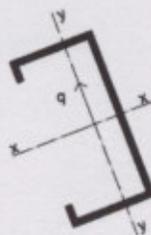
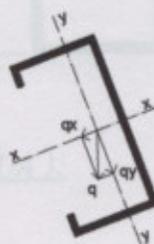
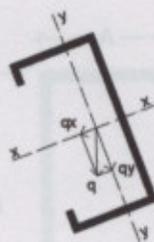
$\rightarrow q = \text{Viento} = 149.00 \text{ kg / m (normal a la cubierta)}$

.5.4) Acción montaje y mantenimiento:

$\rightarrow q = 100.00 \text{ kg}$

$q_x = M \times \sin 5^\circ = 8.71 \text{ kg}$

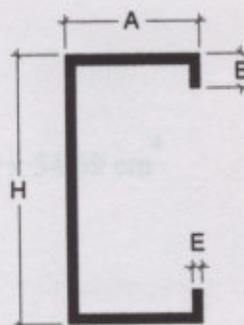
$q_y = M \times \cos 5^\circ = 99.62 \text{ kg}$



5-2.5 CÁLCULO DE CORREAS DE TECHO:

→ Se adopta perfil C180 cuyos datos son los siguientes:

$I_x = 416.18 \text{ cm}^4$	$A = 70 \text{ mm}$
$I_y = 54.69 \text{ cm}^4$	$B = 20 \text{ mm}$
$W_x = 46.24 \text{ cm}^3$	$H = 180 \text{ mm}$
$W_{yP} = 11.20 \text{ cm}^3$	$E = 2.5 \text{ mm}$
$W_{yA} = 25.84 \text{ cm}^3$	$G = 6.71 \text{ kg/m}$
$i_x = 6.98 \text{ cm}$	$F = 8.55 \text{ cm}^2$
$i_y = 2.53 \text{ cm}$	



5-2.5.1- VERIFICACIÓN DEL PERFIL (A FLEXIÓN OBLÍCUA):

1) Peso Propio:

→ $q = 12.40 \text{ kg/m}$

$M_{\text{simple}} = (q \times l^2) / 8$

$M_{\text{simple}} = (12.40 \text{ kg/m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$

→ $M_{\text{simple}} = 38.75 \text{ kgm} = 3875 \text{ kgcm}$

$M_x = (q_y \times L^2) / 8$

$M_x = (12.35 \text{ kg/m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$

$M_x = 38.60 \text{ kgm} = 3860 \text{ kgcm}$

$M_y = (q_x \times L^2) / 8$

$M_y = (1.10 \text{ kg/m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$

$M_y = 3.43 \text{ kgm} = 343 \text{ kgcm}$

$\sigma = (M_x / W_x) + (M_y / W_y) = (14131 \text{ kgcm} / 46.24 \text{ cm}^3) + (1244 \text{ kgcm} / 11.20 \text{ cm}^3)$

$\sigma = 416.78 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{\text{simple}} = (M_{\text{simple}} / W_x) = (11280 \text{ kgcm} / 46.24 \text{ cm}^3)$

$\sigma = 83.80 \text{ kg/cm}^2$

→ $\sigma = 0.084 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm.}} = 1.4 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$

$\sigma = (M_x / W_x) + (M_y / W_y) = (3860 \text{ kgcm} / 46.24 \text{ cm}^3) + (343 \text{ kgcm} / 11.20 \text{ cm}^3)$

$\sigma = 114.00 \text{ kg/cm}^2$

→ $\sigma = 0.114 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm.}} = 1.4 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$

→ Verificación flecha en "x" y en "y":

$$\text{Flecha en "x" e "y"} = L / 300 = 500 \text{ cm} / 300$$

→ Flecha admisible "x" e "y" = 1.67 cm

$$f_x = (5 \times q_x \times L^4) / 384 \times E \times I_y$$

$$f_x = (5 \times 0.011 \text{ kg/cm} \times (500 \text{ cm})^4) / 384 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 54.69 \text{ cm}^4$$

$$f_x = 0.08 \text{ cm} < f_{\text{adm.}} = 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

$$f_y = (5 \times q_y \times L^4) / 384 \times E \times I_x$$

$$f_y = (5 \times 0.1235 \text{ kg/cm} \times (500 \text{ cm})^4) / 384 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 416.18 \text{ cm}^4$$

$$f_y = 0.11 \text{ cm} < f_{\text{adm.}} = 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

2) Peso Propio + Lluvia:

$$q_x \text{ PESO PROPIO + LLUVIA} = 1.10 \text{ kg/m} + 2.88 \text{ kg/m} = 3.98 \text{ kg/m}$$

$$q_y \text{ PESO PROPIO + LLUVIA} = 12.35 \text{ kg/m} + 32.87 \text{ kg/m} = 45.22 \text{ kg/m}$$

$$M_x = (q_y \times L^2) / 8$$

$$M_x = (45.22 \text{ kg/m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$$

$$M_x = 141.31 \text{ kgcm} = 14131 \text{ kgcm}$$

$$M_y = (q_x \times L^2) / 8$$

$$M_y = (3.98 \text{ kg/m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$$

$$M_y = 12.44 \text{ kgcm} = 1244 \text{ kgcm}$$

$$\sigma = (M_x / W_x) + (M_y / W_y) = (14131 \text{ kgcm} / 46.24 \text{ cm}^3) + (1244 \text{ kgcm} / 11.20 \text{ cm}^3)$$

$$\sigma = 416.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 0.417 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm.}} = 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación flecha en "x" y en "y":

$$\text{Flecha en "x" e "y"} = L / 300 = 500 \text{ cm} / 300$$

→ Flecha admisible "x" e "y" = 1.67 cm

$$f_x = (5 \times q_x \times L^4) / 384 \times E \times I_y$$

$$f_x = (5 \times 0.0398 \text{ kg/cm} \times (500 \text{ cm})^4) / 384 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 54.69 \text{ cm}^4$$

$$f_x = 0.28 \text{ cm} < f_{\text{adm.}} = 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

$$f_y = (5 \times q_y \times L^4) / 384 \times E \times I_x$$

$$f_y = (5 \times 0.4522 \text{ kg/cm} \times (500 \text{ cm})^4) / 384 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 416.18 \text{ cm}^4$$

$$f_y = 0.42 \text{ cm} < f_{\text{adm.}} = 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

3) Peso Propio + Montaje y Mantenimiento:

$$M_x \text{ PESO PROPIO} = 3860 \text{ kgcm (ver punto 1.)}$$

$$M_y \text{ PESO PROPIO} = 343 \text{ kgcm}$$

$$M_x \text{ MONTAJE (carga puntual)} = (q_y \times L) / 4$$

$$M_x \text{ MONTAJE (carga puntual)} = (99.62 \text{ kg} \times 5.00 \text{ m}) / 4$$

$$M_x \text{ MONTAJE} = 124.53 \text{ kgm} = 12453 \text{ kgcm}$$

$$M_y \text{ MONTAJE} = (q_x \times L) / 4$$

$$M_y \text{ MONTAJE} = (8.71 \text{ kg} \times 5.00 \text{ m}) / 4$$

$$M_y \text{ MONTAJE} = 10.89 \text{ kgm} = 1089 \text{ kgcm}$$

$$\sigma = (M_x \text{ MONTAJE} + M_x \text{ PESO PROPIO}) / W_x + (M_y \text{ MONTAJE} + M_y \text{ PESO PROPIO}) / W_y$$

$$\sigma = (3860 \text{ kgcm} + 12453 \text{ kgcm}) / 46.24 \text{ cm}^3 + (343 \text{ kgcm} + 1089 \text{ kgcm}) / 11.20 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 480.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 0.480 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm.}} = 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

→ Verificación flecha en "x" y en "y":

$$\text{Flecha } y = L / 300 = 500 \text{ cm} / 300$$

$$\rightarrow \text{Flecha admisible } y = 1.67 \text{ cm}$$

$$f_y \text{ MONTAJE} = (q_y \times L^3) / 48 \times E \times I_x$$

$$f_y \text{ MONTAJE} = (99.62 \text{ kg} \times (500 \text{ cm})^3) / 48 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 416.18 \text{ cm}^4$$

$$f_y \text{ MONTAJE} = 0.30 \text{ cm}$$

$$f_y \text{ PESO PROPIO} = (5 \times q_y \times L^4) / 384 \times E \times I_x$$

$$f_y = (5 \times 0.1235 \text{ kg/cm} \times (500 \text{ cm})^4) / 384 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 416.18 \text{ cm}^4$$

$$f_y \text{ PESO PROPIO} = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_y \text{ MONTAJE} + f_y \text{ PESO PROPIO} = 0.41 \text{ cm} < f_{\text{adm.}} = 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

$$\text{Flecha } x = L / 300 = 500 \text{ cm} / 300$$

$$\rightarrow \text{Flecha admisible } x = 1.67 \text{ cm}$$

$$f_x \text{ MONTAJE} = (q_x \times L^3) / 48 \times E \times I_y$$

$$f_x \text{ MONTAJE} = (8.71 \text{ kg} \times (500 \text{ cm})^3) / 48 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 54.69 \text{ cm}^4$$

$$f_x \text{ MONTAJE} = 0.20 \text{ cm}$$

$$f_x \text{ PESO PROPIO} = (5 \times q_x \times L^4) / 384 \times E \times I_y$$

$$f_x = (5 \times 0.011 \text{ kg/cm} \times (500 \text{ cm})^4) / 384 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 54.69 \text{ cm}^4$$

$$f_x \text{ PESO PROPIO} = 0.08 \text{ cm}$$

$$f_x \text{ MONTAJE} + f_x \text{ PESO PROPIO} = 0.28 \text{ cm} < f_{\text{adm.}} = 1.02 \text{ cm} \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

4) Peso Propio + Viento:

$$q_y \text{ PESO PROPIO} + (- \text{VIENTO}) = 12.35 \text{ kg/m} + (- 149.00 \text{ kg/m})$$

$$q_y \text{ PESO PROPIO} + (- \text{VIENTO}) = - 136.65 \text{ kg/m}$$

$$q_x \text{ PESO PROPIO} = 1.10 \text{ kg/m}$$

$$M_x = (q_y \times L^2) / 8$$

$$M_x = (136.65 \text{ kg/m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$$

$$M_x = 427.00 \text{ kgm} = 42700 \text{ kgcm}$$

$$M_y = (q_x \times L^2) / 8$$

$$M_y = (1.10 \text{ kg/m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$$

$$M_y = 3.44 \text{ kgm} = 344 \text{ kgcm}$$

$$\sigma = (M_x / W_x) + (M_y / W_y) = (42700 \text{ kgcm} / 46.24 \text{ cm}^3) + (344 \text{ kgcm} / 11.20 \text{ cm}^3)$$

$$\sigma = 954.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 0.954 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{adm.}} = 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación flecha en "x" y en "y":

$$\text{Flecha } x = L / 300 = 500 \text{ cm} / 300$$

$$\rightarrow \text{Flecha admisible } x = 1.67 \text{ cm}$$

$$f_x \text{ PESO PROPIO} = (5 \times q_x \times L^4) / 384 \times E \times I_y$$

$$f_x \text{ PESO PROPIO} = (5 \times 0.011 \text{ kg/cm} \times (500 \text{ cm})^4) / 384 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 54.69 \text{ cm}^4$$

$$f_x \text{ PESO PROPIO} = 0.08 \text{ cm} < f_{\text{adm.}} = 1.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

$$\text{Flecha } y = L / 300 = 500 \text{ cm} / 300$$

→ **Flecha admisible y = 1.67 cm**

$$f_y \text{ PESO PROPIO - VIENTO} = (5 \times q_y \times L^4) / 384 \times E \times I_x$$

$$f_y = (5 \times 1.3665 \text{ kg/cm} \times (500 \text{ cm})^4) / 384 \times 2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 416.18 \text{ cm}^4$$

f_y PESO PROPIO - VIENTO = 1.27 cm < f adm. = 1.67 cm → Buenas condiciones ✓

→ Luego de haber desarrollado el cálculo precedente, se puede concluir que se utilizan perfiles **C180 x 20 x 2.5**, apoyados sobre 7 vigas separadas 5 m cada una.

Capítulo 6

CAPÍTULO 6: PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Una vez que se calculan las cargas que actuarán sobre la estructura, es necesario proceder al predimensionamiento de la misma, el cual se realiza siguiendo dos procedimientos.

Por un lado, se obtienen las solicitaciones que producen las cargas exteriores sobre los elementos constituyentes de la cubierta metálica mediante la utilización del programa PPLAN, y por otro lado, se obtienen las cargas exteriores sobre los elementos de hormigón armado.

El predimensionamiento del hormigón armado de la

Es importante tener presente utilizarlos en el procedimiento de actualización con respecto al esquema planteado originalmente.

Por lo tanto, en primer lugar se obtienen los valores de



Capítulo 6

CAPÍTULO 6: PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Una vez que se calculan las cargas que actuarán sobre la estructura, es necesario proceder al predimensionamiento de la misma, el cual se realiza siguiendo dos procedimientos.

Por un lado, se obtienen las solicitaciones que producen las cargas exteriores sobre los elementos constituyentes de la cubierta metálica mediante la utilización del programa PPLAN, y por otro lado, las solicitaciones que producen las cargas exteriores sobre los elementos de hormigón armado se obtienen en forma manual.

A partir de las solicitaciones calculadas anteriormente, se procede al predimensionamiento de los elementos que conformarán la cubierta y la estructura de hormigón armado de la tribuna.

Es importante tener presente que los valores y vinculaciones de la estructura utilizados en el procedimiento que se detalla en este capítulo, han quedado desactualizados con respecto al diseño final adoptado en el capítulo 3, debido a que el esquema planteado originalmente no cumplía con las verificaciones necesarias.

Por lo tanto, el motivo de presentar éste desarrollo es informar sobre los primeros cálculos realizados para aproximar el dimensionamiento de la estructura a los valores definitivos.

En la opción del menú de resolución de la estructura, encontraremos la resolución simple, detallada y el mecanismo de colapso.

En la resolución simple se puede ver los desplazamientos de los nodos, las solicitaciones en los extremos de cada barra y las reacciones de vínculo.

Si en cambio se elige la resolución detallada, el sistema pregunta que hipótesis resolver y luego para qué barras se desea el detalle, se opta por todas las barras. Se obtiene un detalle de cada barra con las solicitaciones (Momento Corto y Normal), el giro, la elástica y la flecha para los puntos de cada barra.

La opción de resolución detallada, permite acceder dentro del menú del editor de resultados, a las opciones de Deformada y Diagramas Característicos.

Dentro del editor de resultados se accede a un menú en donde se tiene la opción de graficar la estructura y los diagramas característicos, al seleccionarla se nos va a pedir la escala con la que queremos graficar las solicitaciones.

6-1 GENERALIDADES ACERCA DEL PROGRAMA PPLAN

En este ítem se explica brevemente la teoría de funcionamiento del programa PPLAN utilizado para obtener las solicitaciones de manera asistida.

Definir una estructura no es una tarea sencilla, los datos a ingresar en el programa de cálculo PPLAN, son muchos y de características muy diferentes, según tipología de la estructura, restricciones, geometría, cargas etc.

Esta metodología, si bien inicialmente puede requerir de un tiempo mayor de entrenamiento, le confiere a este tipo de programas la capacidad de trabajar con estructuras grandes y complejas, con gran cantidad de valores, que de otra forma sería imposible administrar.

Se utiliza la generación automática de pórticos, por lo tanto se debe escribir la geometría del pórtico que definamos. Se deben ingresar también las propiedades mecánicas y materiales que conforman la estructura, se establecen los parámetros de las secciones, la asignación de materiales y se definen las barras.

El sistema PPLAN resuelve hipótesis, es decir combinaciones lineales de estados de cargas, por lo tanto podemos tener distintas cargas e hipótesis que introducir y así obtener las soluciones a las variantes que se presenten en cada caso. Una vez que la definición de la estructura está completa es posible resolverla, el editor de textos correspondiente al ingreso de datos queda de la siguiente manera:

En la opción del menú de resolución de la estructura, encontraremos la resolución simple, detallada y el mecanismo de colapso.

En la resolución simple se puede ver los desplazamientos de los nodos, las solicitaciones en los extremos de cada barra y las reacciones de vínculo.

Si en cambio se elige la resolución detallada, el sistema pregunta que hipótesis resolver y luego para qué barras se desea el detalle, se opta por todas las barras. Se obtiene un detalle de cada barra con las solicitaciones (Momento Corte y Normal), el giro, la elástica y la flecha para los puntos de cada barra.

La opción de resolución detallada, permite acceder dentro del menú del editor de resultados, a las opciones de Deformada y Diagramas Característicos.

Dentro del editor de resultados se accede a un menú en donde se tiene la opción de graficar la estructura y los diagramas característicos, al seleccionarla se nos va a pedir la escala con la que queremos graficar las solicitaciones.

6-2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CUBIERTA

En el predimensionamiento de la cubierta se consideran las cargas para las vigas interiores. Las vigas exteriores adoptan las mismas secciones que las anteriores, aunque estén solicitadas por la mitad de las cargas.

6-2.1 Carga de Viento

- $q_v = 135.60 \text{ kg / m}^2$ (succión)
- $q_1 = 135.60 \text{ kg / m}^2 \times 5.00 \text{ m} = 678.00 \text{ kg / m}$

Se adopta: $\rightarrow q_1 = \underline{0.70 \text{ t / m (succión)}}$

6-2.2 Carga Peso Propio

- $q_{pp} \text{ estimado viga} = 50.00 \text{ kg / m}$
- $q_{pp} \text{ perfil + chapa} = (12.40 \text{ kg / m} / 1.10 \text{ m}) \times 5.00 \text{ m} = 56.40 \text{ kg / m}$
- $q_{pp} \text{ elem. sujeción} = 8.00 \text{ kg / m}^2 \times 5.00 \text{ m} = 40.00 \text{ kg / m}$

$\rightarrow q_2 = 50.00 \text{ kg / m} + 56.40 \text{ kg / m} + 40.00 \text{ kg / m} = 146.40 \text{ kg / m}$

Se adopta: $\rightarrow q_2 = \underline{0.15 \text{ t / m (presión)}}$

6-2.3 Carga de Lluvia

- Acción lluvia: 30 kg / m^2 (dato obtenido en función de la pendiente del techo: inclinación = 5° - pág.11- CIRSOC 101)
- $q_3 = 30.00 \text{ kg / m}^2 \times 5.00 \text{ m} = 150.00 \text{ kg / m}$

Se adopta: $\rightarrow q_3 = \underline{0.15 \text{ t / m (presión)}}$

6-2.4 Sobrecarga Cubierta

- Según CIRSOC 101 - pág.14: sobrecarga para cubiertas inaccesibles salvo con fines de mantenimiento:

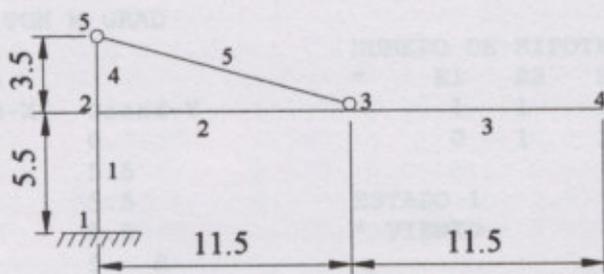
\rightarrow para cubiertas livianas $3^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ = 30.00 \text{ kg / m}^2$

- $q_4 = 30.00 \text{ kg / m}^2 \times 5.00 \text{ m} = 150.00 \text{ kg / m}$

Se adopta: $\rightarrow q_4 = \underline{0.15 \text{ t / m (presión)}}$

6-2.5 Ingreso de Datos en Programa P-Plan

6-2.5.1 Esquema idealizado:



- ESTADO 1 = Viento
- ESTADO 2 = Peso Propio
- ESTADO 3 = Lluvia
- ESTADO 4 = Sobrecarga cubierta

- HIPÓTESIS N° 1 = Peso Propio + Viento
- HIPÓTESIS N° 2 = Peso Propio + Lluvia + Sobrecarga cubierta

6-2.5.2 Entrada de Datos:

ESTRUCTURA TIPO Portico

SECC3 1

SECC3 4

UNIDADES ENTRADA TON M GRAD

NUMERO DE ESTADOS 4

UNIDADES SALIDA TON M GRAD

NUMERO DE HIPOTESIS 2

NUMERO DE NODOS 5

* E1 E2 E3 E4 E5

* Nro.	Coord-X	Coord-Y
1	0	0
2	0	5.5
3	11.5	5.5
4	23	5.5
5	0	9 R

1	1	0	0	0
0	1	1	1	0

ESTADO 1

* VIENTO

NUMERO DE BARRAS 5

CARGAS EN BARRAS 2

BARRA 2 UNIFORME

0.7 +Y

BARRA 3 UNIFORME

0.7 +Y

* Nro.	Desde	Hasta
1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	2	5
5	3	5 RI

NUMERO DE NODOS CARGADOS 0

* Nodo F-X F-Y M-XY

NODOS RESTRINGIDOS 1

ESTADO 2

* Nro.	Rest-X	Rest-Y
1	1	1

* PESO PROPIO

CARGAS EN BARRAS 2

BARRA 2 UNIFORME

0.15 -Y

BARRA 3 UNIFORME

0.15 -Y

NODOS CON CEDIMIENTOS 0

* Nro.	Ced-X	Ced-Y	Ced-
0			

NUMERO DE NODOS CARGADOS 0

* Nodo F-X F-Y M-XY

NODOS CON VINCULOS ELASTICOS 0

* Nro.	K-X	K-Y	K-0
0			

ESTADO 3

* LLUVIA

SECCIONES DIFERENTES 3

PARAMETROS MECANICOS

* Desc.	B/Area	D/Inercia
Mp+ Mp-		
SECC1	0.0042	0.0013
SECC2	0.0071	0.0004
SECC3	0.35	0.014

CARGAS EN BARRAS 1

BARRA 2 A 3 UNIFORME

0.15 -Y

NUMERO DE NODOS CARGADOS 0

* Nodo F-X F-Y M-XY

ASIGNACION DE MATERIALES

* Desc	Cuales
ACERO	2 A 3
ACERO	5
HORMIGON	1
HORMIGON	4

ESTADO 4

* SOBRECARGA

CARGAS EN BARRAS 1

BARRA 2 A 3 UNIFORME

0.15 -Y

DEFINICION DE LAS BARRAS

* Desc.	Cuales
SECC1	2 A 3
SECC2	5

NUMERO DE NODOS CARGADOS 0

* Nodo F-X F-Y M-XY

6-2.5.3 Resolución:

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : C:CUBIERTA
 Hipotesis No. : 1 (P.P.+ VIENTO)
 Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	5.500	-0.052388	0.000066	1.091502
3	11.500	5.500	-0.048043	0.280368	1.731917
4	23.000	5.500	-0.048043	0.672031	2.024510
5	0.000	9.000	-0.130406	0.000100	

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	145.47500	-0.000000	12.650000	145.47500	-0.000000	12.650000
2	2	3	28.822290	2.5062861	33.329345	36.368750	-3.818713	33.329345
3	3	4	36.368750	6.3250000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
4	2	5	116.65270	33.329345	10.143713	-0.000000	33.329345	10.143713
5	3	5	0.0000000	0.0000000	-34.83877	0.0000000	0.0000000	-34.83877

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-0.000000	-12.65000	145.47500

BARRA : 1 Long Original : 5.500 Long Deformada : 5.500

	0.0000	0.5500	1.1000	1.6500	2.2000	2.7500	3.3000	3.8500	4.4000	4.9500	5.5000
x	0.0000	0.5500	1.1000	1.6500	2.2000	2.7500	3.3000	3.8500	4.4000	4.9500	5.5000
M	145.47	145.47	145.47	145.47	145.47	145.47	145.47	145.47	145.47	145.47	145.47
N	12.650	12.650	12.650	12.650	12.650	12.650	12.650	12.650	12.650	12.650	12.650
Q	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
@	0.0000	0.1091	0.2183	0.3274	0.4366	0.5457	0.6549	0.7640	0.8732	0.9823	1.0915
y	0.0000	0.0000	0.0020	0.0047	0.0083	0.0130	0.0188	0.0256	0.0335	0.0424	0.0523
f	0.0000	-0.004	-0.008	-0.011	-0.012	-0.013	-0.012	-0.011	-0.008	-0.004	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 11.500 Long Deformada : 11.508

	0.0000	1.1500	2.3000	3.4500	4.6000	5.7500	6.9000	8.0500	9.2000	10.350	11.500
x	0.0000	1.1500	2.3000	3.4500	4.6000	5.7500	6.9000	8.0500	9.2000	10.350	11.500
M	28.822	26.303	24.512	23.448	23.112	23.503	24.621	26.467	29.040	32.340	36.368
N	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329
Q	2.5062	1.8737	1.2412	0.6087	-0.023	-0.656	-1.288	-1.921	-2.553	-3.186	-3.818
@	1.0914	1.1578	1.2190	1.2767	1.3328	1.3889	1.4468	1.5083	1.5752	1.6491	1.7319
y	0.0000	0.0226	0.0465	0.0715	0.0977	0.1250	0.1535	0.1831	0.2141	0.2464	0.2803
f	0.0000	-0.005	-0.009	-0.012	-0.014	-0.015	-0.014	-0.013	-0.010	-0.005	0.0000

BARRA : 3 Long Original : 11.500 Long Deformada : 11.507

x	0.0000	1.1500	2.3000	3.4500	4.6000	5.7500	6.9000	8.0500	9.2000	10.350	11.500
M	36.368	29.458	23.276	17.820	13.092	9.0921	5.8190	3.2731	1.4547	0.3636	0.0000
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	6.3250	5.6925	5.0600	4.4275	3.7950	3.1625	2.5300	1.8975	1.2650	0.6325	0.0000
@	1.7319	1.8112	1.8747	1.9241	1.9613	1.9879	2.0058	2.0166	2.0222	2.0242	2.0245
y	0.2803	0.3159	0.3529	0.3911	0.4301	0.4697	0.5098	0.5502	0.5907	0.6313	0.6720
f	0.0000	-0.003	-0.005	-0.006	-0.006	-0.006	-0.005	-0.004	-0.002	-0.001	0.0000

BARRA : 4 Long Original : 3.500 Long Deformada : 3.501

x	0.0000	0.3500	0.7000	1.0500	1.4000	1.7500	2.1000	2.4500	2.8000	3.1500	3.5000
M	116.65	104.98	93.322	81.656	69.991	58.326	46.661	34.995	23.330	11.665	0.0000
N	10.143	10.143	10.143	10.143	10.143	10.143	10.143	10.143	10.143	10.143	10.143
Q	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329	33.329
@	1.0915	1.1444	1.1917	1.2335	1.2697	1.3003	1.3254	1.3449	1.3588	1.3672	1.3700
y	0.0523	0.0592	0.0663	0.0737	0.0814	0.0892	0.0972	0.1054	0.1137	0.1220	0.1304
f	0.0000	0.0000	-0.001	-0.002	-0.002	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000

BARRA : 5 Long Original : 12.021 Long Deformada : 12.022

x	0.0000	1.2020	2.4041	3.6062	4.8083	6.0104	7.2124	8.4145	9.6166	10.818	12.020
M	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
N	-34.83	-34.83	-34.83	-34.83	-34.83	-34.83	-34.83	-34.83	-34.83	-34.83	-34.83
Q	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
@	1.3922	1.3922	1.3922	1.3922	1.3922	1.3922	1.3922	1.3922	1.3922	1.3922	1.3922
y	-0.254	-0.225	-0.195	-0.166	-0.137	-0.108	-0.078	-0.049	-0.020	0.0086	0.0378
f	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 5

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR BARRA	145.47	0.0000	33.329	-3.818	33.329	-34.83	2.0245	0.0151
	1	4	4	2	2	5	3	2

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : C:CUBIERTA
 Hipotesis No. : 2
 P.P.+LLUVIA+SOBRECARGA)
 Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	5.500	0.042863	-0.000054	-0.893047
3	11.500	5.500	0.039308	-0.229392	-1.417023
4	23.000	5.500	0.039308	-0.549844	-1.656418
5	0.000	9.000	0.106695	-0.000082	

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-119.0250	0.000000	-10.35000	-119.0250	0.000000	-10.35000
2	2	3	-23.58187	-2.050597	-27.26946	-29.75625	3.1244022	-27.26946
3	3	4	-29.75625	-5.175000	-0.000000	0.000000	-0.000000	-0.000000
4	2	5	-95.44312	-27.26946	-8.299402	0.000000	-27.26946	-8.299402
5	3	5	0.000000	0.000000	28.504451	0.000000	0.000000	28.504451

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.000000	10.350000	-119.0250

BARRA : 1 Long Original : 5.500 Long Deformada : 5.500

x	0.0000	0.5500	1.1000	1.6500	2.2000	2.7500	3.3000	3.8500	4.4000	4.9500	5.5000
M	-119.0	-119.0	-119.0	-119.0	-119.0	-119.0	-119.0	-119.0	-119.0	-119.0	-119.0
N	-10.35	-10.35	-10.35	-10.35	-10.35	-10.35	-10.35	-10.35	-10.35	-10.35	-10.35
Q	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
e	0.0000	-0.089	-0.178	-0.267	-0.357	-0.446	-0.535	-0.625	-0.714	-0.803	-0.893
y	0.0000	0.0000	-0.001	-0.003	-0.006	-0.010	-0.015	-0.021	-0.027	-0.034	-0.042
f	0.0000	0.0038	0.0068	0.0090	0.0102	0.0107	0.0102	0.0090	0.0068	0.0038	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 11.500 Long Deformada : 11.499

x	0.0000	1.1500	2.3000	3.4500	4.6000	5.7500	6.9000	8.0500	9.2000	10.350	11.500
M	-23.58	-21.52	-20.05	-19.18	-18.91	-19.23	-20.14	-21.65	-23.76	-26.46	-29.75
N	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26
Q	-2.050	-1.533	-1.015	-0.498	0.0194	0.5369	1.0544	1.5719	2.0894	2.6069	3.1244
e	-0.893	-0.947	-0.997	-1.044	-1.090	-1.136	-1.183	-1.234	-1.288	-1.349	-1.417
y	0.0000	-0.018	-0.038	-0.058	-0.079	-0.102	-0.125	-0.149	-0.175	-0.201	-0.229
f	0.0000	0.0044	0.0078	0.0103	0.0118	0.0123	0.0120	0.0107	0.0083	0.0048	0.0000

BARRA : 3 Long Original : 11.500 Long Deformada : 11.504

x	0.0000	1.1500	2.3000	3.4500	4.6000	5.7500	6.9000	8.0500	9.2000	10.350	11.500
M	-29.75	-24.10	-19.04	-14.58	-10.71	-7.439	-4.761	-2.678	-1.190	-0.297	0.0000
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-5.175	-4.657	-4.140	-3.622	-3.105	-2.587	-2.070	-1.552	-1.035	-0.517	0.0000
@	-1.417	-1.481	-1.533	-1.574	-1.604	-1.626	-1.641	-1.649	-1.654	-1.656	-1.656
y	-0.229	-0.258	-0.288	-0.320	-0.351	-0.384	-0.417	-0.450	-0.483	-0.516	-0.549
f	0.0000	0.0029	0.0046	0.0055	0.0056	0.0052	0.0045	0.0035	0.0023	0.0012	0.0000

BARRA : 4 Long Original : 3.500 Long Deformada : 3.501

x	0.0000	0.3500	0.7000	1.0500	1.4000	1.7500	2.1000	2.4500	2.8000	3.1500	3.5000
M	-95.44	-85.89	-76.35	-66.81	-57.26	-47.72	-38.17	-28.63	-19.08	-9.544	0.0000
N	-8.299	-8.299	-8.299	-8.299	-8.299	-8.299	-8.299	-8.299	-8.299	-8.299	-8.299
Q	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26	-27.26
@	-0.893	-0.936	-0.975	-1.009	-1.038	-1.063	-1.084	-1.100	-1.111	-1.118	-1.120
y	-0.042	-0.048	-0.054	-0.060	-0.066	-0.073	-0.079	-0.086	-0.093	-0.099	-0.106
f	0.0000	0.0000	0.0013	0.0016	0.0017	0.0017	0.0015	0.0012	0.0000	0.0000	0.0000

BARRA : 5 Long Original : 12.021 Long Deformada : 12.025

x	0.0000	1.2020	2.4041	3.6062	4.8083	6.0104	7.2124	8.4145	9.6166	10.818	12.020
M	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
N	28.504	28.504	28.504	28.504	28.504	28.504	28.504	28.504	28.504	28.504	28.504
Q	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
@	-1.139	-1.139	-1.139	-1.139	-1.139	-1.139	-1.139	-1.139	-1.139	-1.139	-1.139
y	0.2080	0.1841	0.1602	0.1363	0.1124	0.0885	0.0646	0.0407	0.0168	-0.007	-0.030
f	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

$$A_s = \frac{0.04 \times b \times d}{(f_s / f_r)} = \frac{0.426 \times 30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}}{(30)}$$

→ A_s = 1.418

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 5

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	0.0000	-119.0	3.1244	-27.26	28.504	-27.26	1.6564	0.0123
BARRA	4	1	2	4	5	2	3	2

6-2.5.4 Predimensionamiento barras:

→ BARRAS 1 y 4 Hormigón:

-) HIPÓTESIS N° 1 = Peso Propio + Viento

→ Esfuerzos:

- $M = 144.47 \text{ tm}$
- $N = 12.65 \text{ t}$
- $Q = 33.30 \text{ t}$

→ Se adopta: $h = 100 \text{ cm}$

$b = 50 \text{ cm}$

Hormigón H-17:

$\beta_r = 0.14 \text{ t/cm}^2$ $\beta_s = 4.20 \text{ t/cm}^2$

$M_s = M - N \times z_s = 145.57 \text{ tm} - (12.65 \text{ t} \times 100 \text{ cm})$

→ $M_s = 13282 \text{ tcm}$

$m_s = M_s / (b \times h^2 \times \beta_r) = 13282 \text{ tcm} / (50 \text{ cm} \times (100 \text{ cm})^2 \times 0.14 \text{ t/cm}^2)$

→ $m_s = 0.19$

→ $\omega_M = 0.426$

$A_s = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.426 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} / (30)$

→ $A_s = 71.00 \text{ cm}^2$

→ Se adopta:

→ **Armadura = 15 ϕ 25**

-) HIPÓTESIS N° 2 = Peso Propio + Lluvia + Sobrecarga cubierta

→ Esfuerzos:

- $M = 119.00 \text{ tm}$
- $N = -10.35 \text{ t}$
- $Q = -27.30 \text{ t}$

→ Se adopta: $h = 100 \text{ cm}$
 $b = 50 \text{ cm}$

Hormigón H-17:

$$\beta_r = 0.14 \text{ t/cm}^2 \quad \beta_s = 4.20 \text{ t/cm}^2$$

$$M_s = M - N \times z_s = 11900 \text{ tm} - (-10.35 \text{ t} \times 100 \text{ cm})$$

$$\rightarrow M_s = 12935 \text{ tcm}$$

$$m_s = M_s / (b \times h^2 \times \beta_r) = 12935 \text{ tcm} / (50 \text{ cm} \times (100 \text{ cm})^2 \times 0.14 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.185$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.410$$

$$A_s = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.410 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} / (30)$$

$$\rightarrow A_s = 68.33 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta:

$$\rightarrow \text{Armadura} = 14 \phi 25$$

→ Por lo tanto, puede aumentarse h en 20 ó 30 cm



→ BARRAS 2 y 3 Acero:

-) HIPÓTESIS N° 1 = Peso Propio + Viento

→ Esfuerzos:

- $M = 36.40 \text{ tm}$
- $N = 33.30 \text{ t}$
- $Q = 6.32 \text{ t}$

$$N = M / z \text{ (brazo palanca)} = 36.40 \text{ tm} / 1.50 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = 24.30 \text{ t (por cada cordón)}$$

$$A_0 = N / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2 = 24.30 \text{ t} / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 20.30 \text{ cm}^2 \text{ (por cada cordón)}$$

→ Se adopta: 2 perfiles ángulo 65 x 11

→ Datos perfiles ángulo:

$$I_x = I_y = 45.80 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 10.80 \text{ cm}^3$$

$$G = 10.30 \text{ kg} / \text{m}$$

$$i_x = i_y = 1.91 \text{ cm}$$

$$e_x = e_y = 2.00 \text{ cm}$$

$$F = 13.20 \text{ cm}^2$$

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$S_{kx} = 150 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 150 \text{ cm} / 1.91 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 78.53$$

$$\rightarrow \omega = 1.53 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (1.53 \times 24.30 \text{ t}) / 26.40 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.41 \text{ t} / \text{cm}^2 < 1.6 \text{ t} / \text{cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje inmaterial y-y:

- Cálculo de $i_y = I_{yy} = (I_y + A \times x^2) \times 2$

$$I_{yy} = (48.80 \text{ cm}^4 + 13.20 \text{ cm}^2 \times (23 \text{ cm})^2) \times 2$$

$$\rightarrow I_{yy} = 14063.20 \text{ cm}^4$$

- $i_y = (I_{yy} / AT)^{1/2} = (14063.20 \text{ cm}^4 / 26.40 \text{ cm}^2)^{1/2}$

$$\rightarrow i_y = 23.10 \text{ cm}$$

- $L = S_1 \times h \rightarrow S_1 = L / h$

S_1 = separación entre presillas

L = longitud barra = 1200 cm (hasta el tensor)

h = cantidad de espacios o campos

$$\rightarrow \lambda_1 = S_1 / i_1 = L / (h \times i_1) \leq 50$$

Por lo tanto; $h = L / (i_1 \times 50) = 1200 \text{ cm} / (1.25 \text{ cm} \times 50)$

$$\rightarrow h = 19.20$$

→ Se adoptan 20 campos.

$$\rightarrow \lambda_1 = L / (h \times i_1) = 1200 \text{ cm} / (1.25 \text{ cm} \times 20)$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 48.00$$

$$\rightarrow \lambda_y = L / i_y = 1200 \text{ cm} / 23.1 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_y = 52.00$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = (\lambda_1^2 + \lambda_y^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = (48.00^2 + 52.00^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = 70.77$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = 71.00$$

$$\rightarrow \omega_{yi} = 1.42 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega_{yi} \times N) / A = (1.42 \times 24.30 \text{ t}) / 26.40 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.31 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

→ Predimensionamiento montantes y diagonales:

Se usa el corte máximo como esfuerzo normal:

- $Q = N = 6.32 \text{ t}$ (tracción: HIP. N° 1)
- $Q = N = -5.20 \text{ t}$ (compresión: HIP. N° 2)

$$A_0 = N / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2 = 6.32 \text{ t} / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 5.30 \text{ cm}^2$$

→ **Se adopta: 2 perfiles ángulo 40 x 4**

→ Datos perfiles ángulo:

$$I_x = I_y = 4.48 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 1.56 \text{ cm}^3$$

$$G = 2.42 \text{ kg} / \text{m}$$

$$i_x = i_y = 1.21 \text{ cm}$$

$$e_x = e_y = 1.12 \text{ cm}$$

$$F = 3.08 \text{ cm}^2$$

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$S_{kx} = 200 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 200 \text{ cm} / 1.21 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 165.00$$

$$\rightarrow \omega = 4.60 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (4.60 \times 5.20 \text{ t}) / (3.08 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$\rightarrow \sigma = 3.88 \text{ t} / \text{cm}^2 > 1.6 \text{ t} / \text{cm}^2 \rightarrow \text{Malas condiciones } \times$$

→ Por lo tanto se adoptan perfiles mayores: **2 perfiles ángulo 60 x 8**

→ Datos perfiles ángulo:

$$I_x = I_y = 29.10 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 6.88 \text{ cm}^3$$

$$G = 7.09 \text{ kg} / \text{m}$$

$$i_x = i_y = 1.80 \text{ cm}$$

$$i_{l-1} (\text{min.}) = 1.16 \text{ cm}$$

$$e_x = e_y = 1.77 \text{ cm}$$

$$F = 9.03 \text{ cm}^2$$

→ Verificación pandeo eje material x-x: **ESGRADAS**

$$S_{kx} = 200 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 200 \text{ cm} / 1.80 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 111.00$$

$$\rightarrow \omega = 2.14 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (2.14 \times 5.20 \text{ t}) / (9.03 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$\rightarrow \sigma = 0.62 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje 1-1 (pandeo local):

- Se usa la mitad del valor del esfuerzo para cada perfil

$$S_{k1-1} = 200 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1-1} = S_{k1-1} / i_{1-1} = 200 \text{ cm} / 1.16 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{1-1} = 172$$

$$\rightarrow \omega = 5.00 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N / 2) / A = (5.00 \times 2.60 \text{ t}) / 9.03 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.44 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

6-3.1.1 Cargas:

- Sobrecarga Reglamento CIRSOC 101 = $750 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 750.00 \text{ kg/m}$
- Viento = $97.90 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 97.90 \text{ kg/m}$
- Peso Propio = $0.08 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 192.00 \text{ kg/m}$

$$\rightarrow \text{Cargas sobre losa} = 1039.90 \text{ kg/m}$$

6-3.1.2 Momento flexión losa:

$$\rightarrow q_L = 1040.00 \text{ kg/m}$$

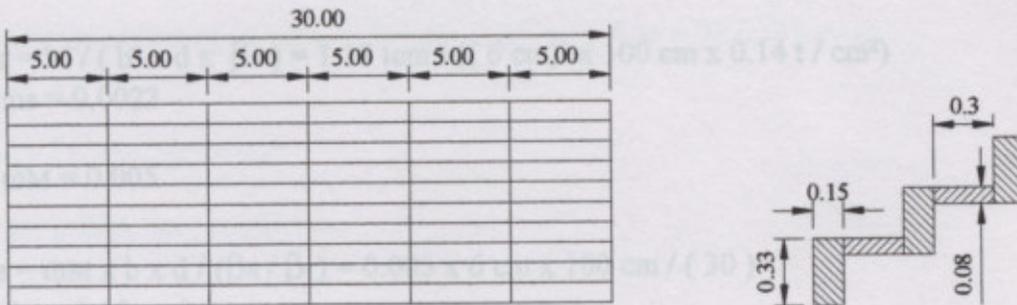
$$M_{\text{tramo losa}} = (q_L \times l^2) / 8$$

$$M_{\text{tramo losa}} = (1040.00 \text{ kg/m} \times (0.30 \text{ m})^2) / 8$$

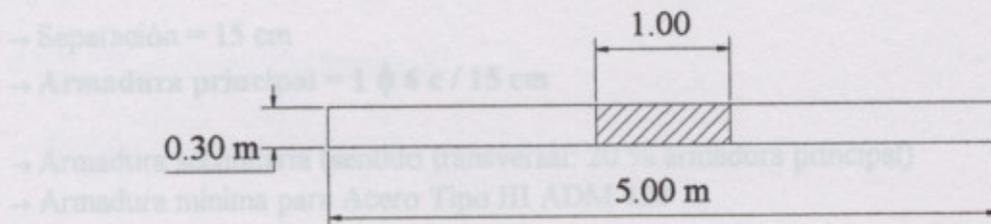
$$\rightarrow M_{\text{tramo losa}} = 11.70 \text{ kgm} = 1.17 \text{ tcm}$$

6-3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS GRADAS

Para realizar el predimensionamiento de las gradas, es necesario plantear el *esquema estructural* de la misma, el cual se grafica a continuación:



6-3.1 GRADAS - LOSAS



6-3.1.1 Cargas:

- Sobrecarga Reglamento CIRSOC 101 = $750 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 750.00 \text{ kg} / \text{m}$
- Viento = $97.90 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 97.90 \text{ kg} / \text{m}$
- Peso Propio = $0.08 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg} / \text{m}^3 = 192.00 \text{ kg} / \text{m}$

→ Cargas sobre losa = 1039.90 kg / m

6-3.1.2 Momento tramo losa:

→ $qL = 1040.00 \text{ kg} / \text{m}$

$$M \text{ tramo losa} = (qL \times l^2) / 8$$

$$M \text{ tramo losa} = (1040.00 \text{ kg} / \text{m} \times (0.30 \text{ m})^2) / 8$$

→ **M tramo losa = 11.70 kgm = 1.17 tcm**

6-3.1.3 Predimensionamiento losa:→ Se adopta: $h = 6 \text{ cm}$

Hormigón H-17:

$$\beta_r = 0.14 \text{ t/cm}^2 \quad \beta_s = 4.20 \text{ t/cm}^2$$

$$m_s = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 1.17 \text{ tcm} / ((6 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.14 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.0023$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.005$$

$$A_s = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.005 \times 6 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} / (30)$$

$$\rightarrow A_s = 0.10 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta armadura mínima:

$$\rightarrow \text{Separación} \leq 15 + d/10 = 15.8 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Separación} = 15 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Armadura principal} = 1 \phi 6 \text{ c} / 15 \text{ cm}$$

→ Armadura secundaria (sentido transversal: 20 % armadura principal)

→ Armadura mínima para Acero Tipo III ADM 420

$$\rightarrow \text{Armadura secundaria} = 3 \phi 6 / \text{m}$$

$$\rightarrow \text{Cargas sobre cada viga} = (0.0495 \text{ m}^2 + 0.024 \text{ m}^2) \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 176.40 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto,

$$\rightarrow \text{Cargas total sobre viga} = 557.90 \text{ kg/m}$$

6-3.2.4 Momento viga simplemente apoyada

$$\rightarrow q_v = 557.90 \text{ kg/m}$$

$$M \text{ viga} = (q_v \times l^2) / 8$$

$$M \text{ viga} = (557.90 \text{ kg/m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$$

$$\rightarrow M \text{ viga} = 1743.44 \text{ kgm} = 174.34 \text{ tonm}$$

6-3.2 GRADAS – VIGAS

6-3.2.1 Sobrecarga según reglamento CIRSOC 101

- Sobrecarga Reglamento CIRSOC 101 = $750 \text{ kg} / \text{m}^2$ (para tribunas sin asientos)

$$\rightarrow \text{Cargas sobre cada viga} = 750 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 0.45 \text{ m} = 337.50 \text{ kg} / \text{m}$$

6-3.2.2 Carga de viento

→ En gradas peor condición:

- Presión = $1.10 \text{ m} \times 89 \text{ kg} / \text{m}^2 = 97.90 \text{ kg} / \text{m}^2$
- Succión = $0.80 \text{ m} \times 89 \text{ kg} / \text{m}^2 = 71.20 \text{ kg} / \text{m}^2$

$$\rightarrow \text{Cargas sobre cada viga} = 97.90 \text{ m}^2 \times 0.45 \text{ m} = 44.00 \text{ kg} / \text{m}$$

6-3.2.3 Peso Propio del hormigón

→ Sección adoptada para gradas:

- Viga = $0.33 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} = 0.0495 \text{ m}^2$
- Losa = $0.30 \text{ m} \times 0.08 \text{ m} = 0.024 \text{ m}^2$

$$\rightarrow \text{Cargas sobre cada viga} = (0.0495 \text{ m}^2 + 0.024 \text{ m}^2) \times 2400 \text{ kg} / \text{m}^3 = 176.40 \text{ kg} / \text{m}$$

Por lo tanto;

$$\rightarrow \text{Cargas total sobre viga} = 557.90 \text{ kg} / \text{m}$$

6-3.2.4 Momento viga simplemente apoyada

$$\rightarrow qv = 557.90 \text{ kg} / \text{m}$$

$$M \text{ viga} = (qv \times l^2) / 8$$

$$M \text{ viga} = (557.90 \text{ kg} / \text{m} \times (5.00\text{m})^2) / 8$$

$$\rightarrow M \text{ viga} = 1743.44 \text{ kgm} = 174.34 \text{ tcm}$$

6-3.2.5 Predimensionamiento viga

→ Se adopta: $h = 29 \text{ cm}$ (pedallo inferior)

Hormigón H-17:

$$\beta_r = 0.14 \text{ t/cm}^2 \quad \beta_s = 4.20 \text{ t/cm}^2$$

$$m_s = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 174.30 \text{ tcm} / ((29 \text{ cm})^2 \times 15 \text{ cm} \times 0.14 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.098$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.192$$

$$A_s = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.192 \times 29 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} / (30)$$

$$\rightarrow A_s = 2.80 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = $4 \phi 10$ (para vigas comunes y vigas de canteros)

$$m_s = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 29.25 \text{ tcm} / ((6 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.14 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.06$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.114$$

$$A_s = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.114 \times 6 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} / (30)$$

$$\rightarrow A_s = 2.28 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = $1 \phi 6$ e/ 10 cm (máx. sep. = 15.80 cm)

→ Armadura secundaria (sentido transversal: 20 % armadura principal)

→ Armadura mínima para Acero Tipo III ADM 420

→ Armadura secundaria = $3 \phi 6$ / m

6-3.3 GRADAS – LOSAS PASILLOS

→ Luz máxima = 1.50 m (pasillo inferior)

6-3.3.1 Cargas:

→ $qL = 1040.00 \text{ kg/m}$

6-3.3.2 Momento losa:

$M \text{ losa pasillo} = (qL \times l^2) / 8$

$M \text{ losa pasillo} = (1040.00 \text{ kg/m} \times (1.50 \text{ m})^2) / 8$

→ $M \text{ losa pasillo} = 292.50 \text{ kgm} = 29.25 \text{ tcm}$

6-3.3.3 Predimensionamiento losa

$ms = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 29.25 \text{ tcm} / ((6 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.14 \text{ t/cm}^2)$

→ $ms = 0.06$

→ $\omega_M = 0.114$

$As = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.114 \times 6 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} / (30)$

→ $As = 2.28 \text{ cm}^2$

→ Se adopta = $1 \phi 6 \text{ c} / 10 \text{ cm}$ (máx. sep. = 15.80 cm)

→ Armadura secundaria (sentido transversal: 20 % armadura principal)

→ Armadura mínima para Acero Tipo III ADM 420

→ Armadura secundaria = $3 \phi 6 / \text{m}$

6-3.4 GRADAS – LOSAS CON CANTEROS

6-3.4.1 Cargas:

- Viento = $97.90 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 1.00 \text{ m}$ = $97.90 \text{ kg} / \text{m}$
- Peso Propio = $0.08 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg} / \text{m}^3$ = $192.00 \text{ kg} / \text{m}$
- Pared H° A° = (peso propio considerado en cálculo de vigas)
- Peso Tierra = $0.5 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 1300 \text{ kg} / \text{m}^3$ (CIRSOC 101) = $650.00 \text{ kg} / \text{m}$

→ **Cargas sobre losa = 939.90 kg / m**

6-3.4.2 Momento tramo losa:

→ $qL = 940.00 \text{ kg} / \text{m}$

$M \text{ tramo losa} = (qL \times l^2) / 8$

$M \text{ tramo losa} = (940.00 \text{ kg} / \text{m} \times (0.30 \text{ m})^2) / 8$

→ **$M \text{ tramo losa} = 10.60 \text{ kgm} = 1.06 \text{ tcm}$**

6-3.4.3 Predimensionamiento losa

$ms = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 1.06 \text{ tcm} / ((6 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.14 \text{ t} / \text{cm}^2)$

→ $ms = 0.002$

→ $\omega_M = 0.004$

$As = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.004 \times 6 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} / (30)$

→ **$As = 0.08 \text{ cm}^2$**

→ **Se adopta = 1 ϕ 6 c / 15 cm**

→ Armadura secundaria (sentido transversal: 20 % armadura principal)

→ Armadura mínima para Acero Tipo III ADM 420

→ **Armadura secundaria = 3 ϕ 6 / m**

6-3.5 VIGAS PARA PASILLOS

6-3.5.1 Cargas:

$$\rightarrow q = (1040.00 \text{ kg / m}^2 \times 1.50 \text{ m}) / 2$$

$$\rightarrow q = 780.00 \text{ kg / m}$$

6-3.5.2 Momento viga:

$$M \text{ viga} = (q \times l^2) / 8$$

$$M \text{ viga} = (780.00 \text{ kg / m} \times (5.00 \text{ m})^2) / 8$$

$$\rightarrow M \text{ viga} = 2437.50 \text{ kgm} = 244 \text{ tcm}$$

6-3.5.3 Predimensionamiento losa

$$m_s = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 244 \text{ tcm} / ((29 \text{ cm})^2 \times 15 \text{ cm} \times 0.14 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.138$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.283$$

$$A_s = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.283 \times 29 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} / (30)$$

$$\rightarrow A_s = 4.10 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Se adopta} = 4 \phi 12 \text{ (para vigas de pasillos)}$$

CÁLCULO DE LOSA FLEXIBLE MEDIANTE EL MÉTODO DEL MÓDULO DE BALASTO

Para el cálculo de losas y vigas de cimentación flexibles con este método se considera una serie infinita de resortes elásticos con constante k o módulo de balasto, bajo cada punto del elemento. Estos resortes representan de manera simplificada el comportamiento supuesto elástico del terreno.

El módulo de balasto de la losa se suele definir a partir de ensayo de placa de carga realizado sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30cm, o bien circular de diámetros 30, 60 y 76.2 cm. Así el coeficiente que aparece referenciado en el estudio geotécnico viene generalmente representado por una k y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo (k30, k60, etc.)

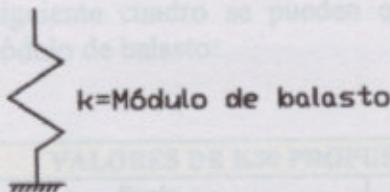
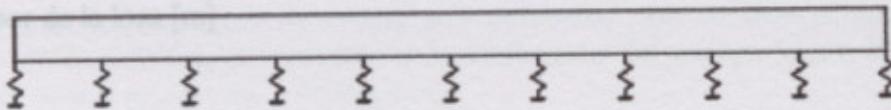
6-4 CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

▪ TEORÍA DE FUNDACIÓN ELÁSTICA

Uno de los métodos de cálculo de vigas de cimentación y losas flexibles es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos, actuando junto a las cargas. El método será más adecuado cuanto más 'flexible' sea el elemento, lo cual dependerá fundamentalmente de las dimensiones de éste, y especialmente la relación entre su canto y las dimensiones de la base en cada dirección.

Los resortes elásticos resultado de la modelización se caracterizarán por su constante k , que representa la rigidez de estos a la deformación en su eje, y que se denomina **módulo o coeficiente de balasto del terreno**.

Dicho coeficiente representa la rigidez frente al asentamiento del suelo: un coeficiente alto de balasto supondrá un suelo rígido sobre el que los asentamientos son menores, y un coeficiente bajo supondrá grandes deformaciones.



CÁLCULO DE LOSA FLEXIBLE MEDIANTE EL MÉTODO DEL MÓDULO DE BALASTO

Para el cálculo de losas y vigas de cimentación flexibles con este método se considera una serie infinita de resortes elásticos con constante k o módulo de balasto, bajo cada punto del elemento. Estos resortes representan de manera simplificada el comportamiento supuesto elástico del terreno.

El módulo de balasto de la losa se suele definir a partir de ensayo de placa de carga realizado sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30cm, o bien circular de diámetros 30, 60 y 76,2 cm. Así el coeficiente que aparece referenciado en el estudio geotécnico viene generalmente representado por una k y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo -k30, k60, etc.-

La aplicación de la teoría del módulo de balasto ha ganado aceptación en los últimos tiempos, en cuanto que permite una fácil asimilación del modelo de la interacción suelo-estructura dentro con los métodos matriciales de cálculo actuales. En definitiva supone una generalización del modelo de viga sobre apoyos elásticos que cualquier programa de cálculo incorpora.

La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de la losa bajo la teoría del módulo de balasto y que por tanto deben incorporar de alguna u otra manera los programas de cálculo es:

$$d^4w/dx^4 + 2 d^4/dx^2dy^2 + d^4w/dy^4 + (q+k \cdot w) 12(1-\nu^2)/(E.t^3) = 0,$$

siendo (se dan unidades de ejemplo en m y kN):

- w: el asiento de la viga o losa [m].
- x, y: las coordenadas [m].
- k: el módulo de balasto [kN/m³]
- q: la carga por unidad de área [kN/m²]
- v: el coeficiente de Poisson [-]
- E: el módulo de elasticidad de la losa [kN/m²]
- t: el espesor de la losa [m]

En el siguiente cuadro se pueden observar, a título orientativo, los valores estimados del módulo de balasto:

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR TERZAGHI	
Suelo	k30 (kp/cm ³)
Arena seca o húmeda:	
-Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
-Media	1,92-9,60 (4,0)
-Compacta	9,60-32 (16,0)
Arena sumergida:	
-Suelta	(0,8)
-Media	(2,50)
-Compacta	(10,0)
Arcilla:	
q _u =1-2 kp/cm ²	1,6-3,2 (2,5)
q _u =2-4 kp/cm ²	3,2-6,4 (5,0)
q _u >4 kp/cm ²	>6,4 (10)
*Entre paréntesis los valores medios propuestos	

Los datos fundamentales para efectuar el cálculo de la fundación elástica son los siguientes:

- a = esquemas de carga
- b = módulo de elasticidad del hormigón = 2.100.000 t / m²
- c = coeficiente de balasto del terreno
- d = sección predimensionada de la viga y solera
- e = tensión admisible del terreno

Uno de los aspectos más importantes para el cálculo de la fundación, es la determinación del coeficiente de balasto (c), cuyo procedimiento que se explica a continuación:

El coeficiente de balasto, identificado con la letra "c", es una constante que da la medida de la rigidez elástica de la fundación y representa el valor de la reacción de presión del terreno "p" en un punto que tiene un descenso unitario. Su dimensión es fuerza x longitud⁻³ (kg / cm³).

Debido al desconocimiento de un coeficiente de balasto confiable para suelos de la zona, y ante la posibilidad de contar con elementos para su determinación en el laboratorio de la facultad, se procedió a la realización del ensayo según las normas establecidas, el cual se describe a continuación:

1. Se eligió un sector de suelo de características uniforme y homogéneo, sin aparentes alteraciones, como pueden ser raíces, restos de ladrillos, cemento, etc., perteneciente al terreno de la facultad ubicado en calle Las Heras N° 644 de nuestra ciudad.
2. Se procedió a cavar un pozo de 1 x 0.50 metros de superficie aproximadamente, hasta encontrar suelo de fundación. A los 45 cm de profundidad se realizó la primer medición; para lo cual se necesitaron los siguientes elementos:
 - a. Penetrador de punta cilíndrica de 1 cm² de área y 10 cm de largo con una marca en el último centímetro de longitud.
 - b. Celda de carga con el indicador digital.
 - c. Planilla de mediciones.
 - d. Toma corriente y prolongaciones.

En la medición propiamente dicha se realizaron 14 penetraciones verticales y 2 penetraciones horizontales, todas de 1 cm de longitud (hasta la marca del penetrador).



Excavación en el terreno hasta suelo de fundación.

3. Luego se decidió cavar hasta los 60 cm de profundidad y se realizó una segunda medición, sólo que esta vez se tomaron 10 lecturas verticales y 2 lecturas horizontales.



Excavación hasta 60 cm y segunda medición.

4. Los resultados se obtuvieron del ensayo son los siguientes:



Mediciones con celda de carga digital.

	Profundidad = 45 cm.		Profundidad = 60 cm.	
	Lecturas Verticales [Kg]	Lecturas Horizontales [Kg]	Lecturas Verticales [Kg]	Lecturas Horizontales [Kg]
1	9	12	11	17
2	32	21	7	12
3	9		5	
4	19		10	
5	7		3	
6	5		7	
7	14		10	
8	21		5	
9	7		8	
10	30		4	
11	7			
12	13			
Promedio	14,42	16,5	7	14,5

5. Se puede concluir que los resultados obtenidos arrojaron valores un tanto "elevados", debido a zonas demasiado "secas" en el fondo del pozo, por lo tanto se utilizará un *coeficiente de balasto* = $4 \text{ kg} / \text{cm}^3$ ó $4000 \text{ t} / \text{m}^3$ (valor standard).

CAPÍTULO 7: MODELIZACIÓN Y CÁLCULO POR MÉTODO NUMÉRICO

Para realizar el dimensionamiento final de la estructura se utilizarán las solicitaciones que se obtienen mediante la aplicación de un Programa de Elementos Finitos, el cual requiere como datos iniciales para su desarrollo, los valores de secciones obtenidos en el predimensionamiento del capítulo anterior mediante el programa PPLAN, conjuntamente con las cargas y sobrecargas exteriores actuantes.

El objetivo de utilizar estos programas es que a través de ellos se puede lograr una mayor aproximación a la realidad de la estructura mediante los siguientes aspectos:

- Representar la estructura en su totalidad.
- Analizar vínculos y apoyos.
- Utilizar secciones tipo.



Capítulo 7

CAPÍTULO 7: MODELIZACIÓN Y CÁLCULO POR MÉTODO NUMÉRICO

Para realizar el dimensionamiento final de la estructura se utilizarán las solicitaciones que se obtienen mediante la aplicación de un **Programa de Elementos Finitos**, el cual requiere como datos iniciales para su desarrollo, los valores de secciones obtenidos en el predimensionamiento del capítulo anterior mediante el programa PPLAN, conjuntamente con las cargas y sobrecargas exteriores actuantes.

El objetivo de utilizar estos programas se debe a que a través de ellos se puede lograr una mayor aproximación a las condiciones reales de la estructura mediante los siguientes aspectos:

- Integración total de la estructura contemplando desde la cubierta hasta la cimentación;
- Representar la estructura en tres dimensiones;
- Analizar vínculos elásticos;
- Utilizar diferentes conceptos de modelización para idealizar distintos tipos de estructura (reticulados, cáscaras, sólidos, etc.);
- Discretizar los componentes de la estructura para obtener las solicitaciones aplicando el método de elementos finitos.

7-1 GENERALIDADES ACERCA DEL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Durante las últimas dos décadas la serie de programas de computación de elementos finitos, ha logrado una reputación mundial en las áreas de ingeniería estructural y mecánicas estructurales.

Desde el lanzamiento de la primera versión de los programas de elementos finitos, la extensa investigación obtuvo distintas versiones, basadas en las formulaciones del elemento y los métodos numéricos que se desarrollaron originalmente.

Éstos programas tienen opciones de análisis estático y análisis dinámico, que pueden activarse juntos en el mismo procedimiento. Las combinaciones de cargas pueden incluir resultados de los análisis estáticos y dinámicos.

Todos los datos son ingresados en un archivo libre guiado. Pueden realizarse impresiones de la estructura deformada y no deformada para la comprobación de datos geométricos y para estudiar la conducta estructural del sistema.

El programa se construye alrededor de un bloque de resolución de ecuaciones de columna activa con un algoritmo de minimización de perfil automático.

La biblioteca de elementos finitos consiste en distintos elementos como, un elemento "frame" o "barra" tridimensional, prismático o no prismático, un elemento "shell" o "cáscara" tridimensional, etc.

No hay ninguna restricción en mezclar o combinar distintos tipos de elementos dentro de un modelo particular.

Las opciones de carga disponibles son; gravedad, carga térmica, carga de pretensado, carga concentrada en nudos con fuerzas específicas o desplazamientos. La carga dinámica puede estar en la forma de un espectro de aceleración base, o cargas variables y aceleraciones de bases.

Actualmente, también están en vigencia, programas más avanzados, donde se pueden analizar cualquier tipo de estructuras, ya que ofrecen análisis estático y análisis dinámico modal espectral para elementos y placas, donde también es posible diseñar elementos de acero y concreto.

Es fundamental tener presente en la *aplicación de un programa de computadora*, que la correcta interpretación de los datos de salida, es tan importante como la preparación de un buen modelo estructural. Además, la verificación de los resultados exige una buena comprensión de las premisas básicas y mecanismos del programa. Los controles de equilibrio no son sólo necesarios para verificar la salida de información de la computadora sino para entender la conducta estructural básica.

7-2 MODELIZACIÓN EN EL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

En esta etapa es necesario definir para cada uno de los elementos componentes de la estructura de la tribuna, parámetros y condiciones a saber:

- Posición en el espacio y sus dimensiones (sección y longitud); sus características geométricas; materiales, estados de carga e hipótesis de combinaciones de estados de carga.

Es conveniente aclarar que algunas de las condiciones anteriores, *pueden presentar variantes en menor o mayor medida con las establecidas en el capítulo 6 de predimensionamiento*; como por ejemplo, la utilización de 2 tensores para arriostramiento de las vigas de la cubierta. Estas diferencias que aparecen en el presente capítulo, surgen como resultado de la estructura definitiva que se obtuvo luego de realizar los ajustes necesarios que afectan al modelo original, para garantizar deformaciones y tensiones admisibles.

1. Comenzando con la descripción de la geometría de la cubierta, decimos que la misma fue idealizada completamente utilizando elementos de "barras", distinguiendo cuatro tipos de secciones:

- 1.1. Vigas principales
- 1.2. Tensores
- 1.3. Arriostramiento Transversal
- 1.4. Cruces San Andrés

1.1 Vigas principales:

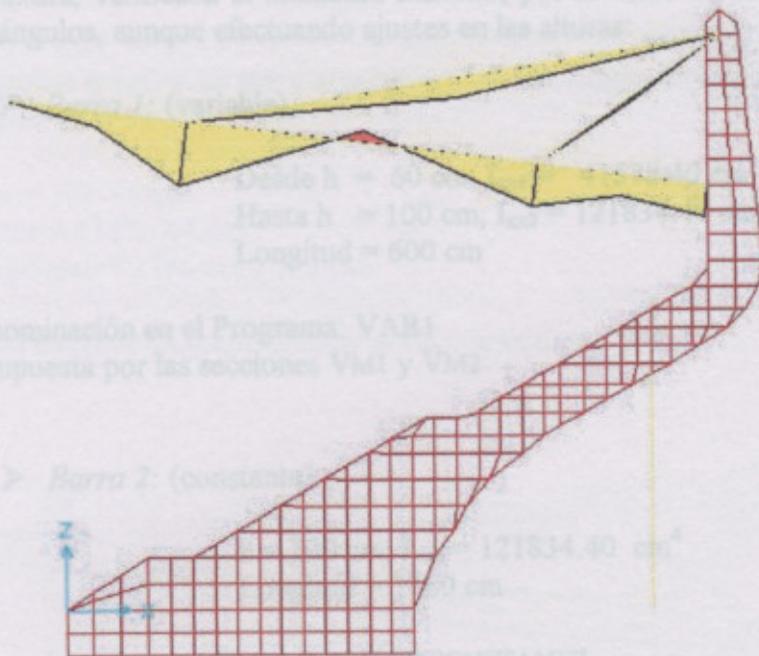
Se utilizaron 3 barras alineadas consecutivas; de las cuales las 2 de los extremos son de inercia variable y la restante del tramo central de sección constante. En los puntos de unión entre barras se vinculan por la parte superior los 2 tensores.

El motivo de adoptar vigas de sección variables en los extremos, se debe a que se intenta copiar el diagrama de momentos flectores, para de esta manera obtener más inercia donde existen mayores solicitaciones.

En los siguientes gráficos se pueden observar los diagramas de momentos flectores:

→ **Combinación de Cargas n° 1**

observó que la viga con ángulos de 65 x 11 y de 1.50 m de altura, verificaba el momento máximo, por lo tanto se definieron las barras con dichos ángulos, aunque efectuando ajustes en las alturas.



Desde $h = 60$ cm
Hasta $h = 100$ cm, $I_{yy} = 121834.40$ cm⁴
Longitud = 600 cm

Denominación en el Programa: VAR1
Compuesta por las secciones VM1 y VM2

→ **Barra 2: (constante)**

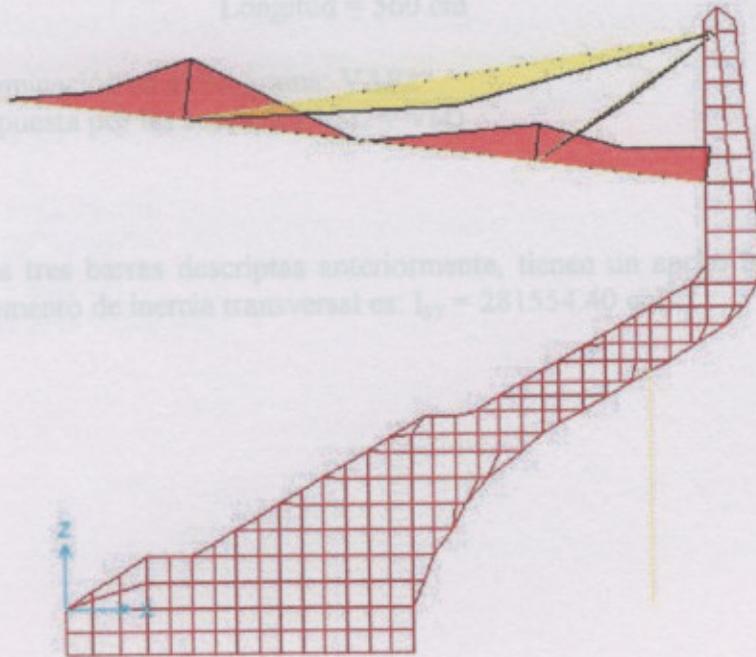
$I_{yy} = 121834.40$ cm⁴
Longitud = 600 cm

Denominación en el Programa: VARCONSTANTE

→ **Combinación de Cargas n° 2**

Desde $h = 100$ cm, $I_{yy} = 121834.40$ cm⁴
Hasta $h = 60$ cm, $I_{yy} = 41578.40$ cm⁴
Longitud = 560 cm

Denominación en el Programa: VAR2
Compuesta por las secciones VM1 y VM2



→ Las tres barras descritas anteriormente, tienen un espesor de $t = 50$ cm, por lo tanto, su momento de inercia transversal es: $I_{yy} = 281554.40$ cm⁴

En el predimensionamiento se observó que la viga con ángulos de 65 x 11 y de 1.50 m de altura, verificaba el momento máximo; por lo tanto se definieron las barras con dichos ángulos, aunque efectuando ajustes en las alturas:

➤ *Barra 1: (variable)*

Desde $h = 60 \text{ cm}$; $I_{xx1} = 41578.40 \text{ cm}^4$
 Hasta $h = 100 \text{ cm}$; $I_{xx2} = 121834.40 \text{ cm}^4$
 Longitud = 600 cm

Denominación en el Programa: VAR1
 Compuesta por las secciones VM1 y VM2

➤ *Barra 2: (constante)*

$h = 100 \text{ cm}$; $I_{xx2} = 121834.40 \text{ cm}^4$
 Longitud = 1160 cm

Denominación en el Programa: VARCONSTANTE

➤ *Barra 3: (variable)*

Desde $h = 100 \text{ cm}$; $I_{xx2} = 121834.40 \text{ cm}^4$
 Hasta $h = 60 \text{ cm}$; $I_{xx3} = 41578.40 \text{ cm}^4$
 Longitud = 560 cm

Denominación en el Programa: VAR2
 Compuesta por las secciones VM2 y VM3

→ Las tres barras descriptas anteriormente, tienen un ancho $b = 50 \text{ cm}$, por lo tanto, su momento de inercia transversal es: $I_{yy} = 281554.40 \text{ cm}^4$

1.2 Tensores: *San Andrés*

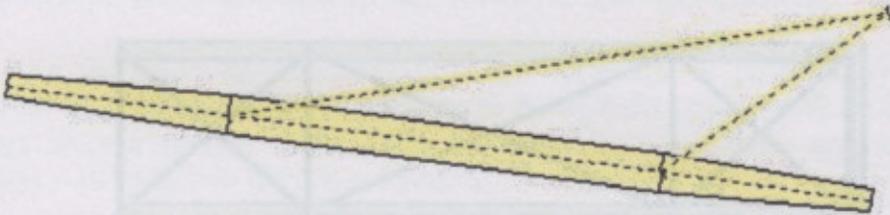
Se utilizaron barras de sección constante, de forma anular idealizando tubos de acero de sección ϕ ext. = 30 cm y espesor = 1.20 cm, cuyas características geométricas son las siguientes:

$$\text{Área} = 108.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} = 11276.44 \text{ cm}^4$$

$$\text{Longitudes} = 1766 \text{ cm y } 732 \text{ cm}$$

Éstos modelos se denominan en el Programa como "tensor".



1.3 Arriostramientos transversales:

Se utilizaron barras de hierro transversales que vinculan a las vigas entre sí. Las mismas se denominaron en el Programa con el nombre comercial de la sección adoptada anteponiendo un "2" que significa que son 2 ángulos: 2 L 2 x 2 x 1/4, cuyas características geométricas son las siguientes:

$$\text{Área} = 12.19 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 28.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 41.82 \text{ cm}^4$$

$$\text{Longitudes} = 500 \text{ cm}$$

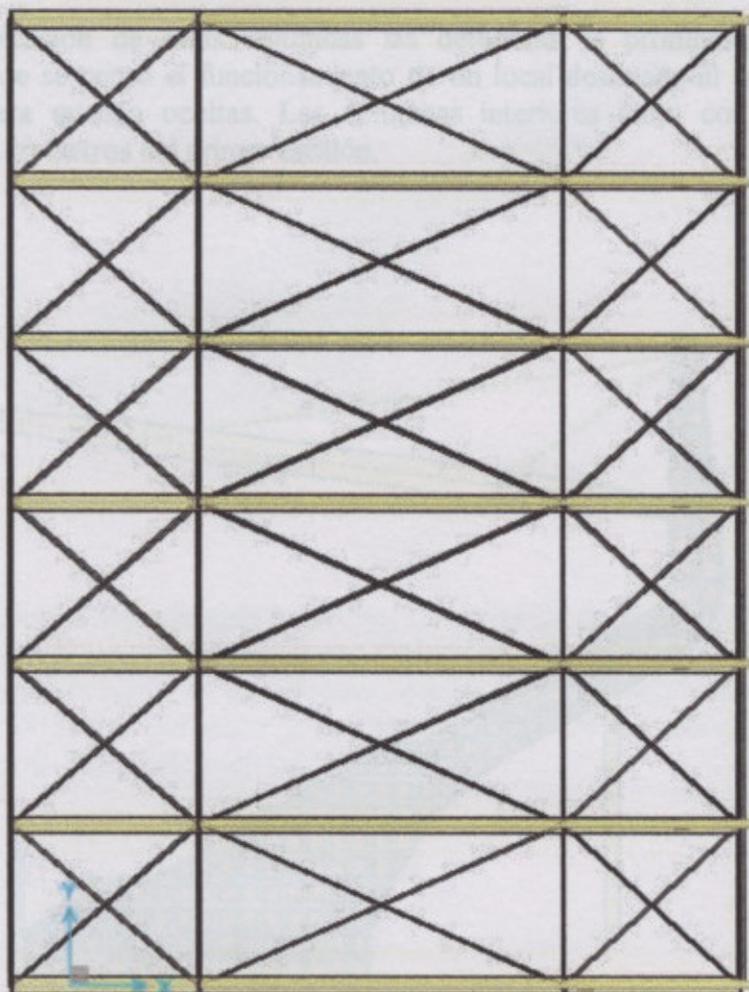
1.4 Cruces de San Andrés:

Se utilizaron barras en forma de Cruces de San Andrés dispuestas como muestra la figura, "relajadas" en los extremos para que sólo transmitan esfuerzos axiales. Las mismas son perfiles ángulos L 2 x 2 x 1/4, denominándolos en el Programa de la misma manera. Las características geométricas que presentan son las siguientes:

$$\text{Área} = 6.09 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 14.40 \text{ cm}^4$$

Longitudes = 777 cm; 1257.50 cm; 750 cm respectivamente.



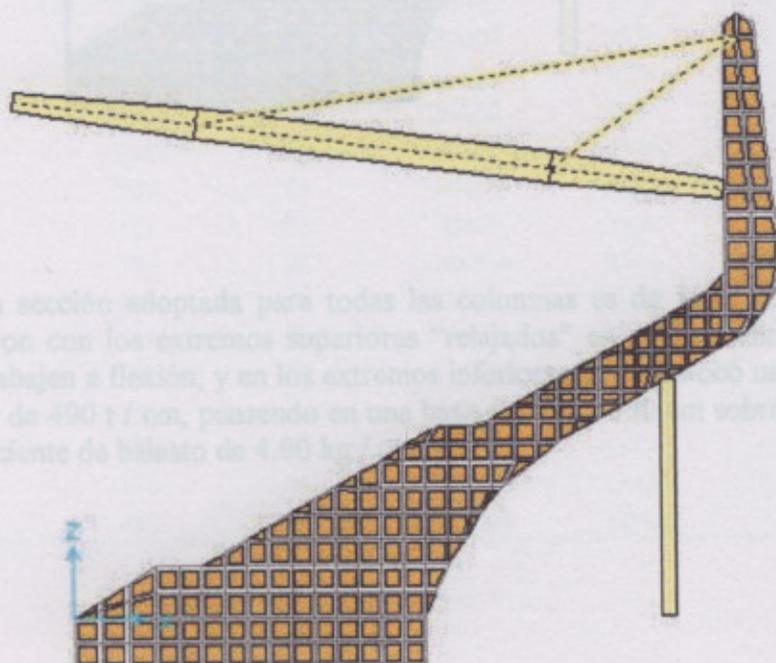
2. Siguiendo la modelización de la parte inferior de la tribuna, es decir la parte de hormigón armado, se diseñan elementos de "barra" de H°A° que serán columnas y vigas; y elementos de "cáscara" que serán las losas de las gradas y las costillas.

2.1 Elementos de "barra": Columnas y Vigas de Hormigón

Se colocaron dos vigas transversales de 40 x 25 cm en toda la longitud de la tribuna, una de ellas ubicada en la parte superior que sirve como resguardo en el último descanso de las gradas, y otra viga debajo del segundo descanso. El objetivo es conseguir rigidizar la estructura en sentido longitudinal entre costilla y costilla.

Las columnas se colocaron una debajo de cada costilla para brindarle un apoyo y que la viga que forma la costilla no esté demasiado solicitada a flexión.

La ubicación de éstas columnas las determina la profundidad de la pared posterior donde se pensó el funcionamiento de un local destinado al archivo; para que de ésta manera queden ocultas. Las columnas interiores junto con la pared están ubicadas a 19.20 metros del primer escalón.



La sección adoptada para todas las columnas es de 40 x 25 cm, las cuales se modelizaron con los extremos superiores "relajados" para evitar que trabajen a flexión, y en los extremos inferiores se usó un "resorte" con una constante de 490 t/cm, pasando en una base de 19.20 m sobre fundación elástica con coeficiente de balasto de 4.90 kg/cm³.

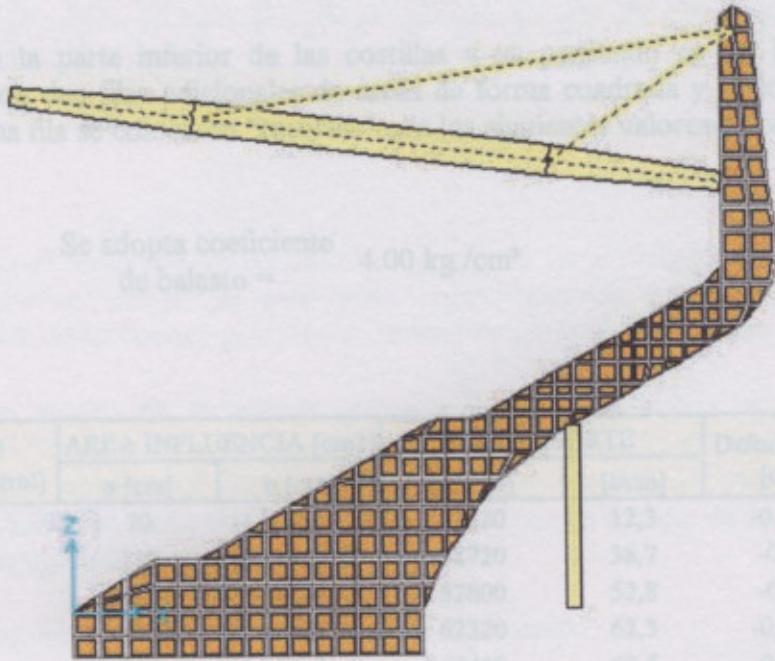
Las columnas de las costillas exteriores se encuentran a 16.20 metros, ya que la pared en los extremos termina con un determinado radio, y para que las mismas queden ocultas hubo que colocarlas desplazadas con respecto de las demás.

En el programa de diseño asistido por computadora, manteniendo la forma, subdividí la costilla en áreas razonablemente pequeñas para su análisis posterior.

Estas áreas pueden formarse por polígonos de tres o cuatro lados, de dimensiones semejantes, y se les asignó un espesor de 50 centímetros.

En la parte interior de las costillas se adoptó un tipo de bases elásticas, se modelizaron con resortes de longitud variable, las formas cuadradas de los nudos inferiores de la última fila se modelizaron con resortes de longitud constante.

Se adopta coeficiente de balasto = 4.00 kg/cm^3



NODO (Cm. Centra)	ÁREA INFLUENCIA (cm ²)		TC (kg)	Deflexión (cm)	Tensión (kg/cm ²)
	x (cm)	y (cm)			
49	70	72	12,3	-0,076	-0,144
50	140	72	38,7	-0,24	-0,15
51	210	72	53,8	-0,35	-0,2
52	280	72	69,3	-0,47	-0,22
53	350	72	85,0	-0,60	-0,26
54	420	72	100,8	-0,72	-0,28
55	490	72	116,8	-0,85	-0,32
56	560	72	132,8	-0,98	-0,37
57	630	72	148,8	-1,11	-0,44
58	700	72	164,8	-1,24	-0,50
59	770	72	180,8	-1,37	-0,56
60	840	72	196,8	-1,50	-0,62
61	910	72	212,8	-1,63	-0,68
62	980	72	228,8	-1,76	-0,74
63	1050	72	244,8	-1,89	-0,80
64	1120	72	260,8	-2,02	-0,86

La sección adoptada para todas las columnas es de 50 x 30 cm, las cuales se modelizaron con los extremos superiores "relajados" en ambos sentidos, es decir para que no trabajen a flexión; y en los extremos inferiores se les colocó un "resorte" con una constante de 490 t / cm, pensando en una base de 350 x 350 cm sobre fundación elástica con coeficiente de balasto de 4.00 kg / cm³.

2.2 Elementos de "cáscara": Losas y Costillas

Las costillas se modelaron siguiendo dimensiones ya establecidas en el programa de diseño asistido por computadora, manteniendo la forma, subdividiendo la costilla en áreas razonablemente pequeñas para su análisis posterior.

Éstas áreas pueden formarse por polígonos de tres o cuatro lados, de dimensiones semejantes, y se les asignó un espesor de 50 centímetros.

En la parte inferior de las costillas y ya pensando en las bases elásticas, se modelizaron dos filas adicionales de áreas de forma cuadrada y en los nudos inferiores de la última fila se colocaron "resortes" con los siguientes valores de constantes:

Se adopta coeficiente
de balasto = 4.00 kg/cm^3

NODO (Cost. Central)	AREA INFLUENCIA [cm ²]		CTE. RESORTE		Deformación [cm]	Tension [kg/cm ²]
	a [cm]	b [cm]	[kg/cm]	[t/cm]		
49	70	44	12320	12,3	-0,036	-0,144
50	110	88	38720	38,7	-0,04	-0,16
51	150	88	52800	52,8	-0,05	-0,2
52	190	82	62320	62,3	-0,057	-0,228
53	230	75,5	69460	69,5	-0,065	-0,26
54	265	73,5	77910	77,9	-0,0725	-0,29
55	300	72	86400	86,4	-0,08	-0,32
56	335	72	96480	96,5	-0,093	-0,372
57	370	72	106560	106,6	-0,11	-0,44
58	400	72	115200	115,2	-0,12	-0,48
59	435	72	125280	125,3	-0,135	-0,54
60	470	72	135360	135,4	-0,15	-0,6
61	470	72	135360	135,4	-0,166	-0,664
62	470	72	135360	135,4	-0,182	-0,728
63	470	72	135360	135,4	-0,197	-0,788
64	470	72	135360	135,4	-0,21	-0,84



Las dimensiones de las bases surgieron de un análisis interactivo aplicado en la costilla interior central, el cual tenía como variables en juego, por un lado las dimensiones de las bases y por otro las tensiones admisibles del terreno.

Las gradas de la tribuna (vigas y losas) se modelizaron con elementos de "cáscara" con el nombre de "losas" y son elementos que se apoyan directamente entre costillas con la salvedad que entre los elementos "losas" de una costilla y la que le sigue, dichas losas están empotradas; condición que se respeta en la práctica fácilmente con el hormigonado in situ de la estructura.

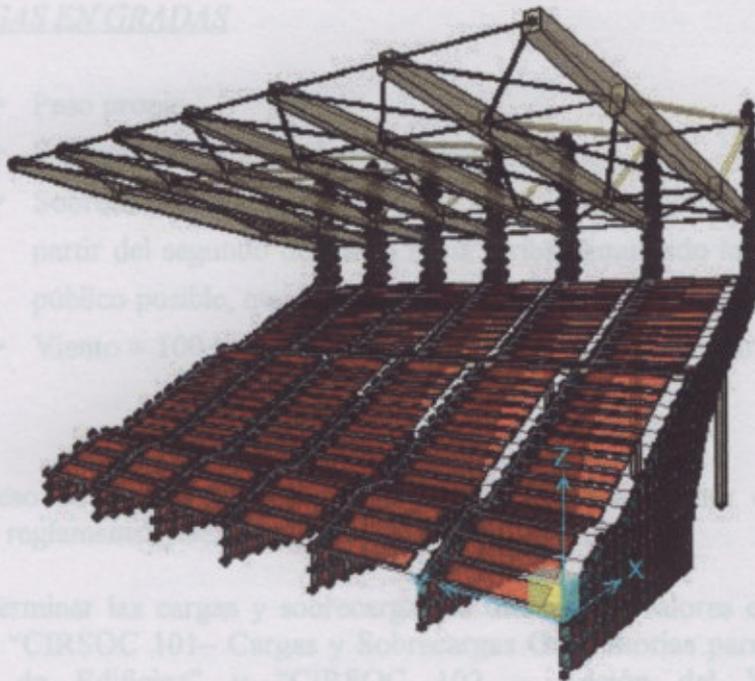
Las dimensiones de las losas son las siguientes:

- Longitud = 500 cm
- Espesor = 8 cm

7-3 ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL MODELO

7-3.1 CARGAS EN GRADAS

- > Peso propio
- > Sobrecarga
- > Viento = 100

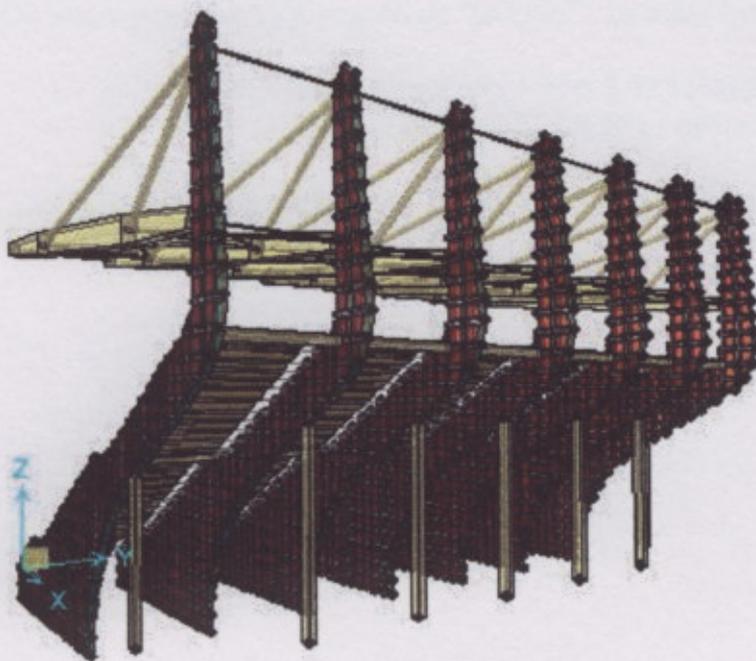


...son asignados a ...
... por ...
... parte superior ...
... a la grada 29°)

El peso ...
aplicada por reglamento

... que la sobrecarga

** Para determinar las cargas y sobrecargas ... fuerzas establecidos en los reglamentos "CIRSOC 101- Cargas y Sobrecargas ... para el Cálculo de las Estructuras de Edificios" y "CIRSOC 102 - Acción del Viento sobre las Construcciones"



7-3 ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL MODELO

7-3.1 CARGAS EN GRADAS

- Peso propio
- Sobrecarga = 750 kg / m² (gravitatoria)
- Sobrecarga sectorizada: 750 kg / m² (gravitatoria) en losas ubicadas a partir del segundo descanso hacia arriba; simulando la peor ubicación del público posible, que sería si se posicionara totalmente en la parte superior
- Viento = 100 kg / m² (presión - dirección perpendicular a la gradas: 29°)

El peso de los canteros y de la tierra en ellos, es menor que la sobrecarga aplicada por reglamento, por lo tanto no se considera.

** Para determinar las cargas y sobrecargas se utilizan los valores establecidos en los reglamentos "CIRSOC 101- Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las Estructuras de Edificios" y "CIRSOC 102 - Acción del Viento sobre las Construcciones"

7-3.2 CARGAS EN ENTREPISO ARCHIVO

(Nº de nudos en costilla interior central) - (Nº de nudos en costilla exterior)

▪ De Peso Propio para costillas interiores:

- $P1 = 5 \text{ m} \times (6 \text{ m} / 2) \times 0.15 \text{ m} \times 2.40 \text{ t} / \text{m}^3 = 5.40 \text{ t}$ (Nudo 788)
- $P2 = P1 + P3 = 5.40 \text{ t} + 5.70 \text{ t} = 11.10 \text{ t}$ (Nudo 757)
- $P3 = 5 \text{ m} \times (6.30 \text{ m} / 2) \times 0.15 \text{ m} \times 2.40 \text{ t} / \text{m}^3 = 5.70 \text{ t}$ (Nudo 1386)

▪ De Peso Propio para costillas exteriores:

- $P4 = 2.50 \text{ m} \times (6 \text{ m} / 2) \times 0.15 \text{ m} \times 2.40 \text{ t} / \text{m}^3 = 2.70 \text{ t}$ (Nudo 785)
- $P5 = P4 + (2.50 \text{ m} \times (3.30 \text{ m} / 2) \times 0.15 \text{ m} \times 2.40 \text{ t} / \text{m}^3) = 4.20 \text{ t}$ (Nudo 730)
- $P6 = 2.50 \text{ m} \times ((3.30 \text{ m} / 2) + 3 \text{ m}) \times 0.15 \text{ m} \times 2.40 \text{ t} / \text{m}^3 = 4.20 \text{ t}$ (Nudo 1823)

▪ De Sobrecarga por Reglamento en "archivo" - costillas interiores :

- $S1 = 5 \text{ m} \times (6 \text{ m} / 2) \times 0.50 \text{ t} / \text{m}^2 = 7.50 \text{ t}$ (Nudo 788)
- $S2 = S1 + S3 = 7.50 \text{ t} + 7.90 \text{ t} = 15.40 \text{ t}$ (Nudo 757)
- $S3 = 5 \text{ m} \times (6.30 \text{ m} / 2) \times 0.50 \text{ t} / \text{m}^2 = 7.90 \text{ t}$ (Nudo 1386)

▪ De Sobrecarga por Reglamento en "archivo" - costillas exteriores :

- $S4 = 2.50 \text{ m} \times (6 \text{ m} / 2) \times 0.50 \text{ t} / \text{m}^2 = 3.75 \text{ t}$ (Nudo 785)
- $S5 = S4 + (2.50 \text{ m} \times (3.30 \text{ m} / 2) \times 0.50 \text{ t} / \text{m}^2) = 5.85 \text{ t}$ (Nudo 730)
- $S6 = 2.50 \text{ m} \times ((3.30 \text{ m} / 2) + 3 \text{ m}) \times 0.50 \text{ t} / \text{m}^2 = 5.85 \text{ t}$ (Nudo 1823)

7-3.3 CARGAS EN CUBIERTA

- Peso propio
- Sobrecarga = $30 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 5 \text{ m} = 150 \text{ kg} / \text{m}$ (gravitatoria - presión)
- Lluvia = $30 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 5 \text{ m} = 150 \text{ kg} / \text{m}$ (gravitatoria - presión)
- Viento = $680 \text{ kg} / \text{m}$ (succión - dirección perpendicular a la pendiente de la cubierta) – *Ver cálculo capítulo 6.2.1*

Se colocan cargas lineales uniformemente distribuidas sobre la longitud de las vigas metálicas.

En las dos vigas exteriores de la cubierta las cargas uniformes mencionadas anteriormente, valen exactamente la mitad debido a su área de influencia.

➤ Paredes Laterales (costilla)

Se agregan cargas puntuales sobre nodos con áreas de influencia de 1.50 m^2 en las costillas exteriores.

Valor de las fuerzas de presión y succión = 150.00 kg

7-3.4 CARGAS DE VIENTO LATERAL DE CARGAS

➤ Cubierta

→ Presión lateral = 1.00 m altura x 90.40 kg /m²

→ **Presión lateral = 90.40 kg /m distribuidos en BARRAS 7, 8 y 14**

→ Succión lateral = 1.00 m altura x 56.50 kg / m²

→ **Succión lateral = 56.50 kg /m distribuidos en BARRAS 42,43 y 44**

→ Succión superior = 5.00 m altura x 88.14 kg / m²

→ **Succión superior = 440.70 kg /m en VIGAS INTERIORES
y 220.35 kg /m en VIGAS EXTERIORES**

➤ Paredes Laterales (costilla)

Se agregaron cargas puntuales sobre nudos con áreas de influencia de 1.50 m² en las costillas exteriores.

→ Valor de las fuerzas de presión y succión = 150.00 kg

7-4 HIPÓTESIS O COMBINACIONES DE CARGAS

Las combinaciones adoptadas intentan abarcar las simultaneidades de cargas más desfavorables que tienen probabilidad de ocurrencia en la estructura:

→ **Combinación 1:**

100% Viento en toda la estructura + Peso Propio Total

(Se supone que cuando actúa la carga de viento máxima, **no** habrá público)

→ **Combinación 2:**

Lluvia + Peso Propio Total + Sobrecarga Cubierta + Sobrecarga Gradas + Sobrecarga Archivo

→ **Combinación 3:**

Lluvia + Peso Propio Total + Sobrecarga Cubierta + Sobrecarga Sectorizada en Gradas (Se supone el público en la parte superior) + Sobrecarga Archivo

→ **Combinación 4:**

60 % Viento + Peso Propio Total + Sobrecarga Gradas + Sobrecarga Archivo

→ **Combinación 5:**

60 % Viento + Peso Propio Total + Sobrecarga Sectorizada en Gradas + Sobrecarga Archivo

(Para verificar el vuelco con viento y la gente ubicada en la peor posición que es la parte superior de la tribuna)

→ **Combinación 6:**

Viento + Peso Propio Total + Sobrecarga Archivo

→ **Combinación 7:**

Viento Lateral + Peso Propio Total

7-5 VERIFICACIÓN DE EQUILIBRIO

Con el objetivo de verificar en el modelo de cálculo que el ingreso de las solicitaciones sobre la estructura haya sido correcta, se realiza una comparación entre la suma de todas las reacciones verticales que arroja el modelo, y la suma de los productos compuestos por las cargas exteriores y sus áreas de influencia en dirección vertical (puede verificarse también en sentido horizontal).

→ *Tabla de Reacciones según Software*

TABLE: Base Reactions										
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-cm	Ton-cm	Ton-cm	cm	cm	cm
PP	LinStatic	5,711E-08	7,72E-10	1071,967	1607951,1	-1281481,5	-5,68E-05	0	0	0
COMB1	Combination	-42,9172	-1,03E-09	1041,726	1562589,3	-1292452,7	64375,772	0	0	0
COMB2	Combination 2	2,285E-07	1,242E-09	1772,028	2658042,4	-2062788,4	-0,000228	0	0	0
COMB3	Combination 2	2,268E-07	1,716E-09	1500,453	2250679,9	-1898892,9	-0,000226	0	0	0
COMB4	Combination	-25,7503	-6,74E-10	1712,348	2568521,5	-2029475,9	38625,463	0	0	0
COMB5	Combination	-25,7503	-2E-10	1440,773	2161159	-1865580,4	38625,463	0	0	0
COMB6	Combination	-42,9172	-1,08E-09	1226,626	1839939,3	-1535374,1	64375,772	0	0	0
COMB7	Combination	-6,0812	6,5102	1024,297	1534958,6	-1244925	20040,94	0	0	0

→ *Sumatoria Global de Cargas Exteriores*

- Peso propio = 33.75 t CUBIERTA + 1034.40 t H^ºA^º = 1068.15 t
- Sobrecarga Cubierta = 30 kg / m² x 24 m x 30 m = 21600 kg = 21.60 t
- Sobrecarga Lluvia = 30 kg / m² x 24 m x 30 m = 21600 kg = 21.60 t
- Sobrecarga Gradas = 750 kg / m² x 21 m x 30 m = 472500 kg = 472.50 t
- Sobrecarga Sector. Gradas = 750 kg / m² x 9.20 m x 30 m = 20700 kg = 207.00 t
- Sobrecarga Archivo = 154 t COST.INT. + 31 t COST.EXT. = 185.00 t
- Viento Cubierta 100% = (136 kg / m² x cos 5^º x 24 m x 30 m) = 97547 kg = 97.55 t
- Viento Gradas 100% = (100 kg / m² x cos 29^º x 21 m x 30 m) = 55101 kg = 55.00 t

→ Comparación entre las distintas combinaciones de cargas

TABLA: Comparación					
Estado de carga	Tipo de caso	GlobalFZ	Cargas Ext	Diferencia	
Text	Text	Ton	Ton	Ton	%
PP	LinStatic	1071,9674	1068,15	3,82	0,36
COMB1	Combination	1041,7262	1032,65	9,08	0,87
COMB2	Combination	1772,0283	1768,85	3,18	0,18
COMB3	Combination	1500,4533	1503	-2,55	-0,17
COMB4	Combination	1712,3476	1704,35	8,00	0,47
COMB5	Combination	1440,7726	1439	1,77	0,12
COMB6	Combination	1226,6262	1217,65	8,98	0,73

Debido a que las diferencias no superan el 1%, se puede decir que *verifica el equilibrio global*; y que las solicitaciones introducidas en el modelo son representativas de las reales.

CAPÍTULO 8: DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

En el presente capítulo se verá como obtener, ya de manera definitiva y empleando los datos proporcionados por el Programa de modelización y cálculo de elementos finitos, todas las secciones de acero a utilizar en la estructura de la cubierta, como así también la cuantía y dimensiones de las armaduras a colocar en el hormigón armado para las gradas y costillas.

Luego de haber verificado que se cumplen los requisitos mínimos de los elementos como en los capítulos anteriores, se procederá a la obtención de las deformaciones y desplazamientos de la estructura, para lo cual se utilizará el programa de elementos finitos. Los resultados de las deformaciones y desplazamientos de la estructura se estarán utilizando en los capítulos siguientes.



Capítulo 8

CAPÍTULO 8: DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

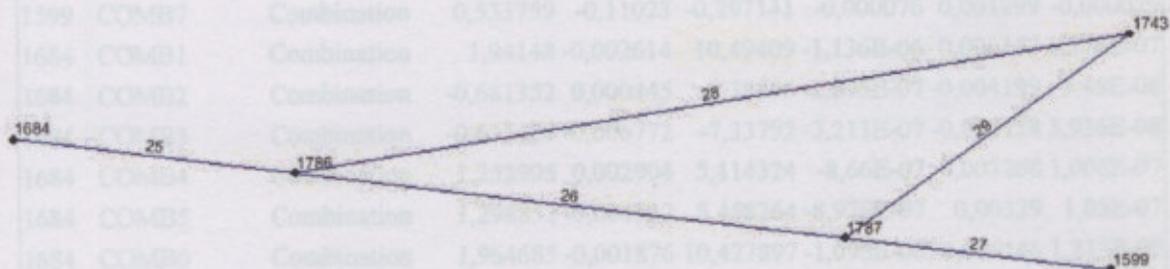
En el presente capítulo se verá como obtener, ya de manera definitiva y empleando los datos proporcionados por el *Programa de modelización y cálculo de elementos finitos*, todas las secciones de acero a utilizar en la estructura de la cubierta, como así también la cuantía y dimensiones de las armaduras a colocar en el hormigón armado para las gradas y costillas.

Luego de haber verificado que todas las deformaciones en los distintos nudos de los elementos como en los nudos con resortes de las bases no superen los valores de las deformaciones admisibles, se puede decir que se está en condiciones de comenzar con el dimensionamiento final de la estructura, debido a que al estar ya “controladas” las deformaciones, los distintos valores de tensiones que actúan en los elementos estructurales se establecen aumentando o disminuyendo las secciones.

8-1 DIMENSIONAMIENTO DE LA CUBIERTA METÁLICA

Se adjunta a continuación los resultados extraídos del *programa de modelización y cálculo de elementos finitos*, que corresponden a los valores de las deformaciones y de los esfuerzos de las barras para todas las combinaciones o hipótesis planteadas; analizadas sobre la costilla interior central (ver esquema adjunto con las referencias).

→ Esquema de Referencia



1599	COMB2	Combinacion	-0,076904	0,000404	-0,411377	-2,947E-07	-0,001438	1,442E-08
1599	COMB3	Combinacion	-0,077354	-0,006792	-0,416971	-3,367E-07	-0,001443	1,395E-08
1599	COMB4	Combinacion	0,651541	0,002932	-0,412932	-8,736E-07	0,001364	4,107E-08
1599	COMB5	Combinacion	0,657094	-0,004284	-0,418327	-9,036E-07	0,001386	4,234E-08
1599	COMB6	Combinacion	0,901446	-0,001843	-0,330659	-1,104E-06	0,001721	5,136E-08
1599	COMB7	Combinacion	0,533789	-0,11023	-0,397141	-0,000076	0,001399	-0,000000
1684	COMB1	Combinacion	1,94148	-0,002614	19,49409	-1,136E-06	0,001399	4,107E-08
1684	COMB2	Combinacion	-0,541332	0,000404	-0,411377	-2,947E-07	-0,001438	1,442E-08
1684	COMB3	Combinacion	-0,541782	-0,006792	-0,416971	-3,367E-07	-0,001443	1,395E-08
1684	COMB4	Combinacion	2,85205	0,002934	-0,412932	-8,736E-07	0,001364	4,107E-08
1684	COMB5	Combinacion	2,907604	-0,004284	-0,418327	-9,036E-07	0,001386	4,234E-08
1684	COMB6	Combinacion	1,954685	-0,001876	18,421897	-1,104E-06	0,001721	5,136E-08
1684	COMB7	Combinacion	1,025161	0,001228	4,434495	-0,000075	0,001399	-0,000000
1743	COMB1	Combinacion	2,464231	-0,001963	-0,367041	-1,332E-06	0,001399	2,332E-08
1743	COMB2	Combinacion	-0,365506	0,000422	-0,383714	-0,338E-07	-0,001448	0,438E-08
1743	COMB3	Combinacion	-0,915305	-0,000577	-0,392966	-3,727E-07	-0,00127	0,161E-08
1743	COMB4	Combinacion	1,530919	0,003404	-0,461708	-1,014E-06	0,002062	2,008E-08
1743	COMB5	Combinacion	1,60114	-0,004763	-0,468308	-1,051E-06	0,002084	2,079E-08
1743	COMB6	Combinacion	2,757274	-0,001248	-0,406293	-1,384E-06	0,001683	2,461E-08
1743	COMB7	Combinacion	1,273276	-0,094514	-0,339131	-0,000045	0,00169	-0,000026
1786	COMB1	Combinacion	1,301021	-0,002615	1,036535	-1,129E-06	0,003111	1,761E-07
1786	COMB2	Combinacion	-0,389817	0,000430	-0,400181	-2,359E-07	-0,003457	5,30E-08
1786	COMB3	Combinacion	-0,345308	-0,00676	-0,409125	-3,202E-07	-0,003436	6,434E-08
1786	COMB4	Combinacion	1,016581	0,003966	3,574531	-0,513E-07	0,00272	1,329E-07
1786	COMB5	Combinacion	1,04094	-0,00431	3,505758	-0,529E-07	0,002742	1,429E-07
1786	COMB6	Combinacion	1,524991	-0,001878	0,976806	-1,068E-06	0,003101	1,698E-07
1786	COMB7	Combinacion	0,834905	-0,000734	2,944481	-0,000075	0,002189	-0,000043
1787	COMB1	Combinacion	1,011796	-0,002604	1,756938	-1,133E-06	0,004363	1,443E-07
1787	COMB2	Combinacion	-0,119409	0,000474	-1,625056	-2,976E-07	-0,002663	3,109E-08
1787	COMB3	Combinacion	-0,078274	-0,006741	-1,618461	-3,243E-07	-0,002645	3,489E-08
1787	COMB4	Combinacion	0,739502	0,002934	0,722305	-0,645E-07	0,0024	1,094E-07
1787	COMB5	Combinacion	0,780637	-0,004261	0,72891	-0,666E-07	0,002421	1,132E-07
1787	COMB6	Combinacion	1,037482	-0,001818	1,709396	-1,092E-06	0,004352	1,395E-07
1787	COMB7	Combinacion	0,606976	-0,053026	0,632826	-0,000079	0,00196	-0,000000

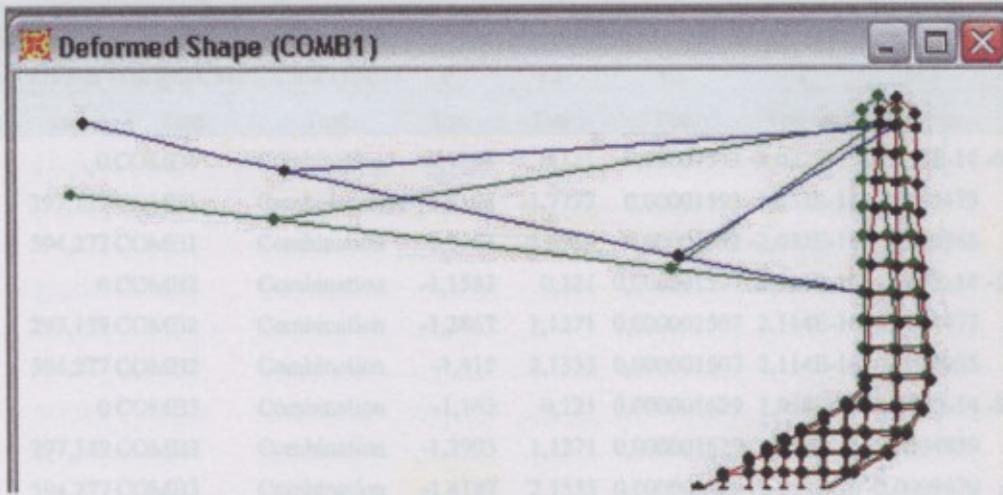
*Subíndice: Valores más relevantes

→ Tabla de Deformaciones

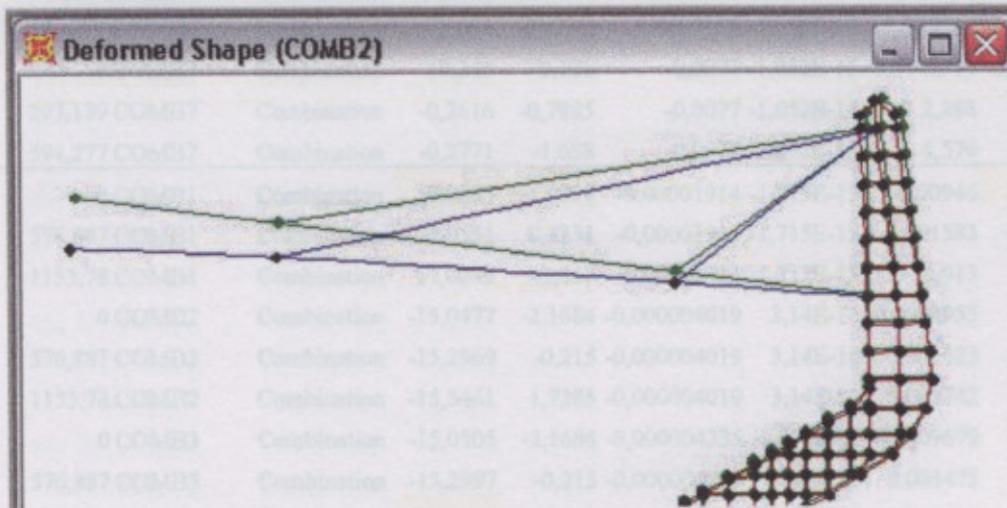
TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
1599	COMB1	Combination	0,875455	-0,002582	-0,289083	-1,145E-06	0,002731	5,347E-08
1599	COMB2	Combination	-0,076904	0,000464	-0,411577	-2,947E-07	-0,001436	1,442E-08
1599	COMB3	Combination	-0,037354	-0,006752	-0,416971	-3,267E-07	-0,001415	1,59E-08
1599	COMB4	Combination	0,653544	0,002932	-0,412932	-8,736E-07	0,001564	4,107E-08
1599	COMB5	Combination	0,693094	-0,004284	-0,418327	-9,056E-07	0,001586	4,254E-08
1599	COMB6	Combination	0,901446	-0,001845	-0,330659	-1,104E-06	0,002721	5,156E-08
1599	COMB7	Combination	0,533759	-0,11023	-0,297141	-0,000076	0,001299	-0,000029
1684	COMB1	Combination	1,94148	-0,002614	10,49409	-1,136E-06	0,006157	1,274E-07
1684	COMB2	Combination	-0,681352	0,000445	-7,38186	-2,895E-07	-0,004199	5,49E-08
1684	COMB3	Combination	-0,635404	-0,006772	-7,33792	-3,211E-07	-0,004178	5,936E-08
1684	COMB4	Combination	1,252905	0,002904	5,414324	-8,66E-07	0,003268	1,006E-07
1684	COMB5	Combination	1,298852	-0,004312	5,458264	-8,976E-07	0,00329	1,05E-07
1684	COMB6	Combination	1,964685	-0,001876	10,427897	-1,095E-06	0,006146	1,213E-07
1684	COMB7	Combination	1,025161	0,021225	4,424495	-0,000075	0,002625	-0,00002
1743	COMB1	Combination	2,466231	-0,001963	-0,367081	-1,332E-06	0,003695	2,552E-08
1743	COMB2	Combination	-0,965506	0,000622	-0,385714	-3,358E-07	-0,002148	8,458E-09
1743	COMB3	Combination	-0,915305	-0,006577	-0,392086	-3,727E-07	-0,002127	9,161E-09
1743	COMB4	Combination	1,550919	0,003404	-0,461708	-1,014E-06	0,002062	2,008E-08
1743	COMB5	Combination	1,60112	-0,003795	-0,46808	-1,051E-06	0,002084	2,078E-08
1743	COMB6	Combination	2,487274	-0,001248	-0,408203	-1,284E-06	0,003685	2,461E-08
1743	COMB7	Combination	1,273276	-0,084514	-0,339131	-0,000045	0,00169	-0,000026
1786	COMB1	Combination	1,501029	-0,002615	7,036535	-1,129E-06	0,005111	1,761E-07
1786	COMB2	Combination	-0,389817	0,000456	-5,040381	-2,889E-07	-0,003457	5,95E-08
1786	COMB3	Combination	-0,345508	-0,00676	-5,009125	-3,205E-07	-0,003436	6,434E-08
1786	COMB4	Combination	1,016381	0,002906	3,574531	-8,613E-07	0,00272	1,375E-07
1786	COMB5	Combination	1,06069	-0,00431	3,605788	-8,929E-07	0,002742	1,423E-07
1786	COMB6	Combination	1,524991	-0,001878	6,976806	-1,088E-06	0,005101	1,696E-07
1786	COMB7	Combination	0,834905	-0,000734	2,944481	-0,000078	0,002189	-0,000043
1787	COMB1	Combination	1,011796	-0,002554	1,756938	-1,133E-06	0,004363	1,445E-07
1787	COMB2	Combination	-0,119409	0,000474	-1,625066	-2,926E-07	-0,002667	3,109E-08
1787	COMB3	Combination	-0,078274	-0,006741	-1,618461	-3,243E-07	-0,002645	3,489E-08
1787	COMB4	Combination	0,739502	0,002954	0,722305	-8,649E-07	0,0024	1,094E-07
1787	COMB5	Combination	0,780637	-0,004261	0,72891	-8,966E-07	0,002421	1,132E-07
1787	COMB6	Combination	1,037182	-0,001818	1,709596	-1,092E-06	0,004352	1,396E-07
1787	COMB7	Combination	0,606976	-0,083026	0,632826	-0,000079	0,00196	-0,000053

*Sombreado: Valores mas relevantes

→ Gráfico Deformación Cubierta Combinación de cargas N° 1



→ Gráfico Deformación Cubierta Combinación de cargas N° 2



→ Tabla de Esfuerzos

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-cm	Ton-cm	Ton-cm
25	0	COMB1	Combination	0,1264	0,121	0,00001592	-2,032E-15	-2,642E-14	-9,095E-13
25	297,139	COMB1	Combination	0,1108	-1,7777	0,00001592	-2,032E-15	-0,00473	246,137
25	594,277	COMB1	Combination	0,0953	-3,6763	0,00001592	-2,032E-15	-0,00946	1056,43
25	0	COMB2	Combination	-1,1583	0,121	0,000001507	2,114E-16	2,709E-14	-1,009E-12
25	297,139	COMB2	Combination	-1,2867	1,1271	0,000001507	2,114E-16	-0,0004477	-185,426
25	594,277	COMB2	Combination	-1,415	2,1333	0,000001507	2,114E-16	-0,0008955	-669,822
25	0	COMB3	Combination	-1,162	0,121	0,000001629	1,958E-16	1,577E-14	-9,663E-13
25	297,139	COMB3	Combination	-1,2903	1,1271	0,000001629	1,958E-16	-0,0004839	-185,426
25	594,277	COMB3	Combination	-1,4187	2,1333	0,000001629	1,958E-16	-0,0009679	-669,822
25	0	COMB4	Combination	-0,3128	0,121	0,00001208	-1,533E-15	-1,039E-14	-1,009E-12
25	297,139	COMB4	Combination	-0,3284	-0,9695	0,00001208	-1,533E-15	-0,003588	126,06
25	594,277	COMB4	Combination	-0,3439	-2,0599	0,00001208	-1,533E-15	-0,007177	576,125
25	0	COMB5	Combination	-0,3165	0,121	0,0000122	-1,549E-15	-2,172E-14	-9,663E-13
25	297,139	COMB5	Combination	-0,332	-0,9695	0,0000122	-1,549E-15	-0,003625	126,06
25	594,277	COMB5	Combination	-0,3476	-2,0599	0,0000122	-1,549E-15	-0,007249	576,125
25	0	COMB6	Combination	0,1145	0,121	0,0000158	-2,082E-15	-2,043E-14	-9,663E-13
25	297,139	COMB6	Combination	0,0989	-1,7777	0,0000158	-2,082E-15	-0,004694	246,137
25	594,277	COMB6	Combination	0,0834	-3,6763	0,0000158	-2,082E-15	-0,009388	1056,43
25	0	COMB7	Combination	-0,246	0,121	-0,0077	-1,052E-15	-5,596E-14	2,728E-12
25	297,139	COMB7	Combination	-0,2616	-0,7885	-0,0077	-1,052E-15	2,288	99,176
25	594,277	COMB7	Combination	-0,2771	-1,698	-0,0077	-1,052E-15	4,576	468,586
26	0	COMB1	Combination	17,0853	4,0093	-0,00001914	-1,715E-15	-0,00946	1056,43
26	576,887	COMB1	Combination	17,0551	0,3231	-0,00001914	-1,715E-15	0,001583	-193,212
26	1153,78	COMB1	Combination	17,0249	-3,363	-0,00001914	-1,715E-15	0,013	683,639
26	0	COMB2	Combination	-15,0477	-2,1684	-0,000004019	3,14E-16	-0,0008955	-669,822
26	576,887	COMB2	Combination	-15,2969	-0,215	-0,000004019	3,14E-16	0,001423	17,656
26	1153,78	COMB2	Combination	-15,5461	1,7385	-0,000004019	3,14E-16	0,003742	-421,778
26	0	COMB3	Combination	-15,0505	-2,1684	-0,000004235	1,968E-16	-0,0009679	-669,822
26	576,887	COMB3	Combination	-15,2997	-0,215	-0,000004235	1,968E-16	0,001475	17,641
26	1153,78	COMB3	Combination	-15,5488	1,7385	-0,000004235	1,968E-16	0,003918	-421,807
26	0	COMB4	Combination	8,0798	2,2905	-0,00001488	-1,22E-15	-0,007177	576,125
26	576,887	COMB4	Combination	8,0496	0,1735	-0,00001488	-1,22E-15	0,001408	-134,585
26	1153,78	COMB4	Combination	8,0194	-1,9435	-0,00001488	-1,22E-15	0,009993	375,984
26	0	COMB5	Combination	8,077	2,2905	-0,0000151	-1,337E-15	-0,007249	576,125
26	576,887	COMB5	Combination	8,0468	0,1735	-0,0000151	-1,337E-15	0,00146	-134,6
26	1153,78	COMB5	Combination	8,0166	-1,9435	-0,0000151	-1,337E-15	0,01	375,955

26	0 COMB6	Combination	17,0708	4,0094	-0,00001888	-1,747E-15	-0,009388	1056,43
26	576,887 COMB6	Combination	17,0406	0,3233	-0,00001888	-1,747E-15	0,001502	-193,304
26	1153,78 COMB6	Combination	17,0104	-3,3629	-0,00001888	-1,747E-15	0,012	683,456
26	0 COMB7	Combination	6,2278	1,9039	0,0071	3,83E-15	4,576	468,586
26	576,887 COMB7	Combination	6,1976	0,1382	0,0071	3,83E-15	0,478	-120,435
26	1153,78 COMB7	Combination	6,1674	-1,6275	0,0071	3,83E-15	-3,62	309,148
27	0 COMB1	Combination	23,8084	2,1053	0,00001154	-2,438E-15	0,013	683,639
27	279,749 COMB1	Combination	23,7937	0,3177	0,00001154	-2,438E-15	0,009398	344,724
27	559,498 COMB1	Combination	23,7791	-1,4698	0,00001154	-2,438E-15	0,006171	505,864
27	0 COMB2	Combination	-21,3126	-1,0129	0,000007223	1,763E-16	0,003742	-421,778
27	279,749 COMB2	Combination	-21,4335	-0,0656	0,000007223	1,763E-16	0,001721	-270,916
27	559,498 COMB2	Combination	-21,5543	0,8816	0,000007223	1,763E-16	-0,0002996	-385,053
27	0 COMB3	Combination	-21,3228	-1,0129	0,000006993	1,032E-17	0,003918	-421,807
27	279,749 COMB3	Combination	-21,4437	-0,0656	0,000006993	1,032E-17	0,001962	-270,944
27	559,498 COMB3	Combination	-21,5645	0,8816	0,000006993	1,032E-17	5,518E-06	-385,079
27	0 COMB4	Combination	11,2489	1,2372	0,00001051	-1,814E-15	0,009993	375,984
27	279,749 COMB4	Combination	11,2343	0,2106	0,00001051	-1,814E-15	0,007052	173,482
27	559,498 COMB4	Combination	11,2196	-0,816	0,00001051	-1,814E-15	0,004112	258,17
27	0 COMB5	Combination	11,2387	1,2372	0,00001028	-1,98E-15	0,01	375,955
27	279,749 COMB5	Combination	11,2241	0,2106	0,00001028	-1,98E-15	0,007293	173,454
27	559,498 COMB5	Combination	11,2094	-0,816	0,00001028	-1,98E-15	0,004417	258,143
27	0 COMB6	Combination	23,7836	2,1049	0,0000118	-2,497E-15	0,012	683,456
27	279,749 COMB6	Combination	23,769	0,3174	0,0000118	-2,497E-15	0,009092	344,642
27	559,498 COMB6	Combination	23,7543	-1,4701	0,0000118	-2,497E-15	0,005792	505,883
27	0 COMB7	Combination	8,683	1,0467	-0,0043	-2,774E-16	-3,62	309,148
27	279,749 COMB7	Combination	8,6683	0,1905	-0,0043	-2,774E-16	-2,42	136,091
27	559,498 COMB7	Combination	8,6537	-0,6657	-0,0043	-2,774E-16	-1,221	202,563
28	0 COMB1	Combination	-24,1763	-0,7418	0	0	0	0
28	882,881 COMB1	Combination	-24,0601	-1,1E-16	0	0	0	327,482
28	1765,76 COMB1	Combination	-23,9439	0,7418	0	0	0	2,274E-13
28	0 COMB2	Combination	18,8668	-0,7418	0	0	0	0
28	882,881 COMB2	Combination	18,983	-1,1E-16	0	0	0	327,482
28	1765,76 COMB2	Combination	19,0992	0,7418	0	0	0	2,274E-13
28	0 COMB3	Combination	18,8667	-0,7418	0	0	0	0
28	882,881 COMB3	Combination	18,9829	-1,1E-16	0	0	0	327,482
28	1765,76 COMB3	Combination	19,0991	0,7418	0	0	0	2,274E-13
28	0 COMB4	Combination	-12,2004	-0,7418	0	0	0	0
28	882,881 COMB4	Combination	-12,0842	-1,1E-16	0	0	0	327,482
28	1765,76 COMB4	Combination	-11,9681	0,7418	0	0	0	2,274E-13
28	0 COMB5	Combination	-12,2005	-0,7418	0	0	0	0
28	882,881 COMB5	Combination	-12,0843	-1,1E-16	0	0	0	327,482
28	1765,76 COMB5	Combination	-11,9681	0,7418	0	0	0	2,274E-13
28	0 COMB6	Combination	-24,1768	-0,7418	0	0	0	0

28	882,881 COMB6	Combination	-24,0606	-1,1E-16	0	0	0	327,482
28	1765,76 COMB6	Combination	-23,9445	0,7418	0	0	0	2,274E-13
28	0 COMB7	Combination	-9,5127	-0,7418	0	0	0	0
28	882,881 COMB7	Combination	-9,3965	-1,1E-16	0	0	0	327,482
28	1765,76 COMB7	Combination	-9,2803	0,7418	0	0	0	2,274E-13
29	0 COMB1	Combination	-7,5041	-0,2552	0	0	0	0
29	365,968 COMB1	Combination	-7,3259	0	0	0	0	46,688
29	731,935 COMB1	Combination	-7,1476	0,2552	0	0	0	0
29	0 COMB2	Combination	4,7301	-0,2552	0	0	0	0
29	365,968 COMB2	Combination	4,9084	0	0	0	0	46,688
29	731,935 COMB2	Combination	5,0867	0,2552	0	0	0	0
29	0 COMB3	Combination	4,7302	-0,2552	0	0	0	0
29	365,968 COMB3	Combination	4,9084	0	0	0	0	46,688
29	731,935 COMB3	Combination	5,0867	0,2552	0	0	0	0
29	0 COMB4	Combination	-4,0993	-0,2552	0	0	0	0
29	365,968 COMB4	Combination	-3,921	0	0	0	0	46,688
29	731,935 COMB4	Combination	-3,7427	0,2552	0	0	0	0
29	0 COMB5	Combination	-4,0992	-0,2552	0	0	0	0
29	365,968 COMB5	Combination	-3,921	0	0	0	0	46,688
29	731,935 COMB5	Combination	-3,7427	0,2552	0	0	0	0
29	0 COMB6	Combination	-7,5034	-0,2552	0	0	0	0
29	365,968 COMB6	Combination	-7,3251	0	0	0	0	46,688
29	731,935 COMB6	Combination	-7,1468	0,2552	0	0	0	0
29	0 COMB7	Combination	-3,3454	-0,2552	0	0	0	0
29	365,968 COMB7	Combination	-3,1671	0	0	0	0	46,688
29	731,935 COMB7	Combination	-2,9889	0,2552	0	0	0	0

*Sombreado: Valores mas relevantes

$t_x = t_y = 1.52 \text{ cm}$

$e_x = e_y = 1.69 \text{ cm}$

$t_t = 1.17 \text{ cm}$

$F = 6.91 \text{ cm}^2$

8-1.1 DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS PRINCIPALES

$S_{ix} = 150 \text{ cm}$

$\Delta x =$ ➤ **BARRA 25 (último tramo viga):**

$\rightarrow \Delta x = 82.40$

\rightarrow Esfuerzos (de pág. 642 - Acero en la Construcción)

- $N = -1.42 \text{ t}$ (combinación 3) ($2 \times 6.91 \text{ cm}^2$)
- $M = 1056 \text{ tcm}$ (combinación 1)
- $Q = -3.67 \text{ t}$ (combinación 1)

\rightarrow Longitud = 600 cm (material y-y)

* Cálculo de $I_y = I_{yy}$ cordón superior = $(I_y + A \times x^2) \times 2$
 $I_{yy} = (22.80 \text{ cm}^4 + 6.91 \text{ cm}^2 \times (23.31 \text{ cm})^2) \times 2$

$N = M / z$ (brazo palanca) = $1056 \text{ tcm} / 100 \text{ cm} + 1.42 \text{ t} / 2$

$\rightarrow N = 11.30 \text{ t}$ (por cada cordón)

* $I_y = (I_{yy} / A)^{1/2} = (7554.78 \text{ cm}^4 / 13.82 \text{ cm}^2)^{1/2}$

$A_0 = N / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2 = 11.30 \text{ t} / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2$

$\rightarrow A_0 = 9.42 \text{ cm}^2$ (por cada cordón)

* $L = S_i \times h$ $\rightarrow S_i = L / h$

\rightarrow **Se adopta: 2 perfiles ángulo 60 x 6 (para que verifique esfuerzos en pasos posteriores)** (al barra = 600 cm (hasta el tuerco))

$n =$ cantidad de espacios o campos

\rightarrow Datos perfiles ángulo: ($h = 50$)

$I_x = I_y = 22.80 \text{ cm}^4$ ($h = 50$) = $600 \text{ cm} / (1.17 \text{ cm} \times 50)$

$W_x = W_y = 5.29 \text{ cm}^3$ (con 11 campos)

$G = 5.42 \text{ kg} / \text{m}$

$i_x = i_y = 1.82 \text{ cm}$ = $600 \text{ cm} / (1.17 \text{ cm} \times 11)$

$e_x = e_y = 1.69 \text{ cm}$

$i_{1-1} = 1.17 \text{ cm}$

$F = 6.91 \text{ cm}^2 = 600 \text{ cm} / 12.87 \text{ cm}$

$\rightarrow \Delta y = 46.60$

$\rightarrow \lambda_{yi} = (\lambda_1^2 + \lambda_y^2)^{1/2}$

$\rightarrow \lambda_{yi} = (46.60^2 + 46.60^2)^{1/2}$

$\rightarrow \lambda_{yi} = 65.96$

$\rightarrow \sigma_{yi} = 1.36$ (de pág. 642 - Acero en la Construcción)

$\sigma = (\sigma_{yi} \times N) / A = (1.36 \times 11.30 \text{ t}) / (2 \times 6.91 \text{ cm}^2)$

$\rightarrow \sigma = 1.11 \text{ t} / \text{cm}^2 < 1.6 \text{ t} / \text{cm}^2 \rightarrow$ Buenas condiciones

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$S_{kx} = 150 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 150 \text{ cm} / 1.82 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 82.40$$

$$\rightarrow \omega = 1.58 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (1.58 \times 11.30 \text{ t}) / (2 \times 6.91 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.29 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Se adopta: 2 perfiles ángulo 45 x 3

→ Verificación pandeo eje inmaterial y-y:

$$\blacksquare \text{ Cálculo de } i_y = I_{yy} \text{ cordón superior} = (I_y + A \times x^2) \times 2$$

$$I_{yy} = (22.80 \text{ cm}^4 + 6.91 \text{ cm}^2 \times (23.31 \text{ cm})^2) \times 2$$

$$\rightarrow I_{yy} = 7554.78 \text{ cm}^4$$

$$I = 4.30 \text{ cm}^4$$

$$\blacksquare i_y = (I_{yy} / AT)^{1/2} = (7554.78 \text{ cm}^4 / 13.82 \text{ cm}^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow i_y = 12.87 \text{ cm}$$

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$\blacksquare L = S_1 \times h \rightarrow S_1 = L / h$$

S_1 = separación entre presillas

L = longitud barra = 600 cm (hasta el tensor)

h = cantidad de espacios o campos

$$\rightarrow \lambda_1 = S_1 / i_1 = L / (h \times i_1) \leq 50$$

$$\text{Por lo tanto; } h = L / (i_1 \times 50) = 600 \text{ cm} / (1.17 \text{ cm} \times 50)$$

$$\rightarrow h = 10.26 \rightarrow \text{Se adoptan 11 campos.}$$

$$\rightarrow \lambda_1 = L / (h \times i_1) = 600 \text{ cm} / (1.17 \text{ cm} \times 11)$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 46.60$$

$$\rightarrow \lambda_y = L / i_y = 600 \text{ cm} / 12.87 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_y = 46.60$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = (\lambda_1^2 + \lambda_y^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = (46.60^2 + 46.60^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = 65.90$$

$$\rightarrow \omega_{yi} = 1.36 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega_{yi} \times N) / A = (1.36 \times 11.30 \text{ t}) / (2 \times 6.91 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.11 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ **Dimensionamiento montantes y diagonales:**

Se usa el corte máximo como esfuerzo normal:

$$Q = N = -3.67 \text{ t (combinación 1)}$$

$$\lambda_{1-1} = S_{k1-1} / i_{1-1} = 180 \text{ cm} / 0.87 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{1-1} = 207$$

$$A_0 = N / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2 = 3.67 \text{ t} / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 3.06 \text{ cm}^2$$

→ **Se adopta: 2 perfiles ángulo 45 x 5**

→ Datos perfiles ángulo:

$$i_x = i_y = 1.35 \text{ cm}$$

$$i_{1-1} = 0.87 \text{ cm}$$

$$F = 4.30 \text{ cm}^2$$

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$S_{kx} = 180 \text{ cm (según diseño viga)}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 180 \text{ cm} / 1.35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 133.00$$

$$\rightarrow \omega = 2.99 \quad (\text{ de pág.642 - Acero en la Construcción })$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (2.99 \times 3.367 \text{ t}) / (4.30 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.28 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje inmaterial **no** se realiza debido a que $i_y \gg i_x$

→ Verificación pandeo eje menor 1-1 (pandeo local):

- Se usa la mitad del valor del esfuerzo para cada perfil

$$S_{k1-1} = 180 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1-1} = S_{k1-1} / i_{1-1} = 180 \text{ cm} / 0.87 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{1-1} = 207$$

$$\rightarrow \omega = 7.24 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N / 2) / A = (7.24 \times 1.835 \text{ t}) / 4.30 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 3.10 \text{ t/cm}^2 > 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Malas condiciones } \times$$

→ Por lo tanto, se debe colocar un vínculo horizontal en la mitad de la luz sólo en las diagonales con longitudes mayores a 120 cm (viga de inercia variable)

→ Verificación:

$$S_{k1-1} = 120 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1-1} = S_{k1-1} / i_{1-1} = 120 \text{ cm} / 0.87 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{1-1} = 138$$

$$\rightarrow \omega = 3.22 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N / 2) / A = (3.22 \times 1.835 \text{ t}) / 4.30 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.37 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

$$\sigma = N / A = ((1056 \text{ kg} / 100 \text{ cm}) + (17.10 \text{ t} / 2)) / 2 \times 9.85 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 0.97 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje mayor x-x:

$$S_{kx} = 150 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 150 \text{ cm} / 1.95 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 76.90 \rightarrow \omega = 1.50 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (1.50 \times 18.34 \text{ t}) / (2 \times 9.85 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.39 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

➤ **BARRA 26 (tramo central viga, inercia constante):**

→ Esfuerzos

- $N = 17.10 \text{ t}$ (combinación 1) -- $N = -15.55 \text{ t}$ (combinación 3)
- $M = 1056 \text{ tcm}$
- $Q = 4.00 \text{ t}$

→ Longitud = 1154 cm

$$N = M / z \text{ (brazo palanca)} + N / 2 = 1056 \text{ tcm} / 100 \text{ cm} + 15.55 \text{ t} / 2$$

$$\rightarrow N = 18.34 \text{ t (por cada cordón)}$$

$$A_0 = N / 1.20 \text{ t/cm}^2 = 18.34 \text{ t} / 1.20 \text{ t/cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 15.28 \text{ cm}^2 \text{ (por cada cordón)}$$

→ **Se adopta: 2 perfiles ángulo 65 x 8**

→ Datos perfiles ángulo:

$$I_x = I_y = 37.50 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 1.95 \text{ cm}$$

$$e_x = e_y = 1.89 \text{ cm}$$

$$i_1 = 1.26 \text{ cm}$$

$$F = 9.85 \text{ cm}^2$$

→ Verificación con esfuerzo de tracción:

$$\sigma = N / A = ((1056 \text{ tcm} / 100 \text{ cm}) + (17.10 \text{ t} / 2)) / 2 \times 9.85 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 0.97 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$S_{kx} = 150 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 150 \text{ cm} / 1.95 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 76.90 \rightarrow \omega = 1.50 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (1.50 \times 18.34 \text{ t}) / (2 \times 9.85 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.39 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje inmaterial y-y:

▪ Cálculo de $I_y = I_{yy}$ cordón superior = $(I_y + A \times x^2) \times 2$

$$I_{yy} = (37.50 \text{ cm}^4 + 9.85 \text{ cm}^2 \times (23.11 \text{ cm})^2) \times 2$$

$$\rightarrow I_{yy} = 10596.22 \text{ cm}^4$$

▪ $i_y = (I_{yy} / AT)^{1/2} = (10596.22 \text{ cm}^4 / (2 \times 9.85 \text{ cm}^2))^{1/2}$

$$\rightarrow i_y = 23.20 \text{ cm}$$

▪ $L = S_1 \times h \rightarrow S_1 = L / h$

S_1 = separación entre presillas

L = longitud barra = 1200 cm (hasta el tensor)

h = cantidad de espacios o campos

$$\rightarrow \lambda_1 = S_1 / i_1 = L / (h \times i_1) \leq 50$$

$$\text{Por lo tanto; } h = L / (i_1 \times 50) = 1200 \text{ cm} / (1.26 \text{ cm} \times 50)$$

$$\rightarrow h = 19.00$$

→ Se adoptan 19 campos.

$$\rightarrow \lambda_1 = L / (h \times i_1) = 1200 \text{ cm} / (1.26 \text{ cm} \times 19)$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 50.12$$

$$\rightarrow \lambda_y = L / i_y = 1200 \text{ cm} / 23.20 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_y = 51.72$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = (\lambda_1^2 + \lambda_y^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = (50.12^2 + 51.72^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = 72.00$$

$$\rightarrow \omega_{yi} = 1.44 \quad (\text{de pág.642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega_{yi} \times N) / A = (1.44 \times 18.34 \text{ t}) / (2 \times 9.85 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.34 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ **Dimensionamiento montantes y diagonales:**

Se usa el corte máximo como esfuerzo normal:

$$\square Q = N = 4.00 \text{ t}$$

$$A_0 = N / 1.20 \text{ t / cm}^2 = 4.00 \text{ t} / 1.20 \text{ t / cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 3.33 \text{ cm}^2$$

→ **Se adoptan los mismos perfiles que para la BARRA 25: 2 perfiles ángulo 45 x 5**

→ Datos perfiles ángulo:

$$i_x = i_y = 1.35 \text{ cm}$$

$$i_1 = 0.87 \text{ cm}$$

$$F = 4.30 \text{ cm}^2$$

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$S_{kx} = 180 \text{ cm (según diseño viga)}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 180 \text{ cm} / 1.35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 133.00$$

$$\rightarrow \omega = 2.99 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (2.99 \times 4.00 \text{ t}) / (4.30 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.39 \text{ t / cm}^2 < 1.6 \text{ t / cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje inmaterial **no** se realiza debido a que $i_y \gg i_x$

→ Verificación pandeo eje menor 1-1 (pandeo local):

- Se deben colocar vínculos horizontales en la mitad de la luz sólo en las direcciones; ya que éstas son mayores de 120 cm.

$$S_{k1-1} = 120 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1-1} = S_{k1-1} / i_{1-1} = 120 \text{ cm} / 0.87 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{1-1} = 138$$

$$\rightarrow \omega = 3.22 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N / 2) / A = (3.22 \times 2.00 \text{ t}) / 4.30 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.50 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

$$N_2 = M_2 / z_2 = 505.86 \text{ (cm)} / 60 \text{ cm}$$

$$\rightarrow N_2 = 8.43 \text{ t (se utiliza el mayor valor)}$$

$$\rightarrow N_T = N_2 + N / 2 = 8.43 \text{ t} + 21.56 \text{ t} / 2$$

$$\rightarrow N_T = 19.21 \text{ t (por cada cordón)}$$

$$A_0 = N_T / 1.20 \text{ t/cm}^2 = 19.21 \text{ t} / 1.20 \text{ t/cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 16.00 \text{ cm}^2 \text{ (por cada cordón)}$$

→ Se adopta: 2 perfiles ángulo 65 x 8 (uniformes con BARRA 36)

→ Datos perfiles ángulo:

$$I_x = I_y = 37.50 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 1.95 \text{ cm}$$

$$e_x = e_y = 1.89 \text{ cm}$$

$$i_{1-1} = 1.26 \text{ cm}$$

$$F = 9.85 \text{ cm}^2$$

→ Verificación con esfuerzo de tracción:

$$\sigma = N / A = (8.43 \text{ t} + (21.56 \text{ t} / 2)) / 2 \times 9.85 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.83 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

➤ **BARRA 27 (primer tramo viga):**

→ Esfuerzos

- $N = 23.81 \text{ t}$ (combinación 1) -- $N = -21.56 \text{ t}$ (combinación 3)
- $M = 683.64 \text{ tcm}$ $c/h = 100 \text{ cm}$
- $M = 505.86 \text{ tcm}$ $c/h = 60 \text{ cm}$ (unión con el parante H°A°)
- $Q = 2.11 \text{ t}$

→ Longitud = 560 cm

$$N_1 = M_1 / z_1 = 683.64 \text{ tcm} / 100 \text{ cm}$$

$$\rightarrow N_1 = 6.84 \text{ t}$$

$$N_2 = M_2 / z_2 = 505.86 \text{ tcm} / 60 \text{ cm}$$

$$\rightarrow N_2 = 8.43 \text{ t (se utiliza el mayor valor)}$$

$$\rightarrow N_T = N_2 + N / 2 = 8.43 \text{ t} + 21.56 \text{ t} / 2$$

$$\rightarrow N_T = 19.21 \text{ t (por cada cordón)}$$

$$A_0 = N_T / 1.20 \text{ t/cm}^2 = 19.21 \text{ t} / 1.20 \text{ t/cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 16.00 \text{ cm}^2 \text{ (por cada cordón)}$$

→ **Se adopta: 2 perfiles ángulo 65 x 8 (uniforme con BARRA 26)**

→ Datos perfiles ángulo:

$$I_x = I_y = 37.50 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 1.95 \text{ cm}$$

$$e_x = e_y = 1.89 \text{ cm}$$

$$i_1 = 1.26 \text{ cm}$$

$$F = 9.85 \text{ cm}^2$$

→ Verificación con esfuerzo de tracción:

$$\sigma = N / A = (8.43 \text{ t} + (23.81 \text{ t} / 2)) / 2 \times 9.85 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.03 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

$$\sigma = (e_1 \times N) / A = (1.26 \times 19.21 \text{ t}) / (2 \times 9.85 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.22 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$S_{kx} = 150 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 150 \text{ cm} / 1.95 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 76.90 \rightarrow \omega = 1.50 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (1.50 \times 19.21 \text{ t}) / (2 \times 9.85 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.46 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje inmaterial y-y:

- Cálculo de $i_y = I_{yy}$ cordón superior = $(I_y + A \times x^2) \times 2$

$$I_{yy} = (37.50 \text{ cm}^4 + 9.85 \text{ cm}^2 \times (23.11 \text{ cm})^2) \times 2$$

$$\rightarrow I_{yy} = 10596.22 \text{ cm}^4$$

- $i_y = (I_{yy} / AT)^{1/2} = (10596.22 \text{ cm}^4 / (2 \times 9.85 \text{ cm}^2))^{1/2}$

$$\rightarrow i_y = 23.20 \text{ cm}$$

- $L = S_1 \times h \rightarrow S_1 = L / h$

S_1 = separación entre presillas

L = longitud barra = 560 cm

h = cantidad de espacios o campos

$$\rightarrow \lambda_1 = S_1 / i_1 = L / (h \times i_1) \leq 50$$

Por lo tanto; $h = L / (i_1 \times 50) = 560 \text{ cm} / (1.26 \text{ cm} \times 50)$

$$\rightarrow h = 8.88 \rightarrow \text{Se adoptan 9 campos.}$$

$$\rightarrow \lambda_1 = L / (h \times i_1) = 560 \text{ cm} / (1.26 \text{ cm} \times 9)$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 49.40$$

$$\rightarrow \lambda_y = L / i_y = 560 \text{ cm} / 23.20 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_y = 24.14$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = (\lambda_1^2 + \lambda_y^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = (49.40^2 + 24.14^2)^{1/2}$$

$$\rightarrow \lambda_{yi} = 55.00$$

$$\rightarrow \omega_{yi} = 1.25 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega_{yi} \times N) / A = (1.25 \times 19.21 \text{ t}) / (2 \times 9.85 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.22 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ **Dimensionamiento montantes y diagonales:**

Se usa el corte máximo como esfuerzo normal:

$$S_k \quad Q = N = 2.11 \text{ t}$$

$$\lambda_{1-1} = S_{k1-1} / i_{1-1} = 180 \text{ cm} / 0.78 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{1-1} = 231$$

$$A_0 = N / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2 = 2.11 \text{ t} / 1.20 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 1.76 \text{ cm}^2$$

→ **Se adopta: 2 perfiles ángulo 40 x 4 (mínimo a colocar para éste tipo de estructura)**

$$\rightarrow \sigma = 3.10 \text{ t/cm}^2 > 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Malas condiciones}$$

→ Datos perfiles ángulo:

$$i_x = 1.21 \text{ cm}$$

$$i_{1-1} = 0.78 \text{ cm}$$

$$F = 3.08 \text{ cm}^2$$

→ Verificación:

→ Verificación pandeo eje material x-x:

$$S_{kx} = 180 \text{ cm (según diseño viga)}$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 180 \text{ cm} / 1.21 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_x = 149.00$$

$$\rightarrow \omega = 3.75 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A = (3.75 \times 2.11 \text{ t}) / (3.08 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.28 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

→ Verificación pandeo eje menor 1-1 (pandeo local):

- Se utiliza la mitad del esfuerzo para cada perfil.

$$S_{k1-1} = 180 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1-1} = S_{k1-1} / i_{1-1} = 180 \text{ cm} / 0.78 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{1-1} = 231$$

$$\rightarrow \omega = 9.01 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N / 2) / A = (9.01 \times 1.06 \text{ t}) / 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 3.10 \text{ t/cm}^2 > 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Malas condiciones } \times$$

→ Por lo tanto, se debe colocar un vínculo horizontal en la mitad de la luz sólo en las diagonales con longitudes mayores a 120 cm (viga de inercia variable)

→ Verificación:

$$S_{k1-1} = 120 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1-1} = S_{k1-1} / i_{1-1} = 120 \text{ cm} / 0.78 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{1-1} = 154$$

$$\rightarrow \omega = 4.00 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción})$$

$$\sigma = (\omega \times N / 2) / A = (4.00 \times 1.06 \text{ t}) / 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.38 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

8-1.2 DIMENSIONAMIENTO DE LOS TENSORES➤ **BARRA 28 (tensor mayor):**

→ Esfuerzos

- $N = -24.18 \text{ t}$ (compresión)
- $M = 327.50 \text{ tcm}$
- $Q = -0.74 \text{ t}$

→ Longitud = 1766 cm

→ Sección Adoptada = tubo de acero de ϕ ext. = 11.50" = 29.20 cm y valor espesor
0.50" = 1.27 cm

$$I_p = (\pi \times (d_e^4 - d_i^4)) / 64 = 10888.66 \text{ cm}^4$$

$$A_T = (\pi \times (d_e^2 - d_i^2)) / 4 = 111.44 \text{ cm}^2$$

$$W_p = (\pi \times (d_e^3 - d_i^3)) / 32 = 583.98 \text{ cm}^3$$

$$i_p = (I_p / A_T)^{1/2} = 9.88 \text{ cm}$$

→ Verificación por estabilidad (pandeo):

$$\sigma = (\omega \times N) / A + M / W < \sigma \text{ adm.}$$

$$S_k = 1766 \text{ cm}$$

$$\lambda = S_k / i_p = 1766 \text{ cm} / 9.88 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda = 178.70$$

→ $\omega = 5.41$ (de pág. 642 - Acero en la Construcción -
Tubos a compresión compuesta)

$$\sigma = (\omega \times N) / A + M / W = (5.41 \times 24.18 \text{ t}) / 111.44 \text{ cm}^2 + (327.50 \text{ tcm} / 583.98 \text{ cm}^3)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.73 \text{ t/cm}^2 > 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Malas condiciones } \times$$

→ Por lo tanto, se debe adoptar un ϕ mayor, cuyo valor es = 13" = 33 cm y espesor = 5/8" = 1.587 cm. Las características de la sección son las siguientes:

$$I_p = (\pi \times (d_e^4 - d_i^4)) / 64 = 19346.64 \text{ cm}^4$$

$$A_T = (\pi \times (d_e^2 - d_i^2)) / 4 = 156.43 \text{ cm}^2$$

$$W_p = (\pi \times (d_e^3 - d_i^3)) / 32 = 922.20 \text{ cm}^3$$

$$i_p = (I_p / A_T)^{1/2} = 11.12 \text{ cm}$$

→ Verificación por estabilidad (pandeo):

$$\sigma = (\omega \times N) / A + M / W < \sigma \text{ adm.}$$

$$S_k = 1766 \text{ cm}$$

$$\lambda = S_k / i_p = 1766 \text{ cm} / 11.12 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 158.80$$

$$\rightarrow \omega = 4.27 \quad (\text{de pág. 642 - Acero en la Construcción - Tubos compresión compuesta})$$

$$\sigma = (\omega \times N) / A + M / W = (4.27 \times 24.18 \text{ t}) / 156.43 \text{ cm}^2 + (327.50 \text{ tcm} / 922.20 \text{ cm}^3)$$

$$\rightarrow \sigma = 1.01 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

→ Verificación al corte:

$$\rightarrow \tau \text{ máx.} = Q \times S_n / I_p \times b \quad (\text{para fibra central})$$

→ S_n = Momento estático sección por encima de la fibra a calcular

$$S_n = (A_T / 2) \times y = (156.43 \text{ cm}^2 \times 10 \text{ cm}) / 2 \rightarrow S_n = 782.15 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow \tau \text{ máx.} = (0.74 \text{ t} \times 782.15 \text{ cm}^3) / (19346.64 \text{ cm}^4 \times 3.174 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \tau \text{ máx.} = 0.0094 \text{ t/cm}^2 < \tau \text{ adm.} = 0.9 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

→ Verificación según teoría de falla: Teoría de la máxima energía de distorsión para materiales dúctiles

$$\sigma_c = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{1/2} = ((1.1 \text{ t/cm}^2)^2 + 3 (0.0094 \text{ t/cm}^2)^2)$$

$$\rightarrow \sigma_c = 1.11 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$$

* **Aclaración:** Se verificó con las mayores tensiones normales y tangenciales, como hipótesis de máxima, ya que nunca coincidirán en la misma fibra.

5.1.3 > BARRA 29 (tensor menor): CRUCES DE SAN ANTON

→ Esfuerzos

- $N = -7.50 \text{ t}$ (compresión)
- $M = 46.70 \text{ tcm}$
- $Q = 0.26 \text{ t}$

→ Longitud = 732 cm

→ Sección Adoptada = tubo de acero de $\phi \text{ ext.} = 7.00'' = 18 \text{ cm}$ y valor espesor $1/4'' = 0.635 \text{ cm}$

$$I_p = (\pi \times (d_e^4 - d_i^4)) / 64 = 1307.49 \text{ cm}^4$$

$$A_T = (\pi \times (d_e^2 - d_i^2)) / 4 = 34.64 \text{ cm}^2$$

$$W_p = (\pi \times (d_e^3 - d_i^3)) / 32 = 112.84 \text{ cm}^3$$

$$i_p = (I_p / A_T)^{1/2} = 6.14 \text{ cm}$$

→ Verificación por estabilidad (pandeo):

$$\sigma = (\omega \times N) / A + M / W < \sigma \text{ adm.}$$

$$\lambda = S_k / i_p = 732 \text{ cm} / 6.14 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 119.00$$

→ $\omega = 2.39$ (de pág. 642 - Acero en la Construcción - Tubos compresión compuesta)

$$\sigma = (\omega \times N) / A + M / W = (2.39 \times -7.50 \text{ t}) / 34.64 \text{ cm}^2 + (46.70 \text{ tcm} / 112.84 \text{ cm}^3)$$

→ $\sigma = 0.93 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$

→ Verificación al corte:

$$\rightarrow \tau \text{ máx.} = Q \times S_n / I_p \times b \text{ (para fibra central)}$$

$$\rightarrow \tau \text{ máx.} = (0.26 \text{ t} \times (17.32 \text{ cm}^2 \times 5.53 \text{ cm})) / (1307.49 \text{ cm}^4 \times 0.635 \text{ cm} \times 2)$$

→ $\tau \text{ máx.} = 0.015 \text{ t/cm}^2 < \tau \text{ adm.} = 0.9 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$

→ Verificación según teoría de falla: Teoría de la máxima energía de distorsión para materiales dúctiles

$$\sigma_c = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{1/2} = ((0.93 \text{ t/cm}^2)^2 + 3 (0.015 \text{ t/cm}^2)^2)$$

→ $\sigma_c = 0.93 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones} \checkmark$

8-1.3 DIMENSIONAMIENTO DE LAS CRUCES DE SAN ANDRÉS

La barra en peor condición es la **BARRA 67** actuando en la combinación de cargas n°1.

➤ **BARRA 67:**

→ Esfuerzos

- $N = 3.60 \text{ t}$ (combinación 1)

$$A_0 = N / 1.20 \text{ t / cm}^2 = 3.60 \text{ t} / 1.20 \text{ t / cm}^2$$

$$\rightarrow A_0 = 3.00 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta: **1 ϕ 20 - Área 3.14 cm²**

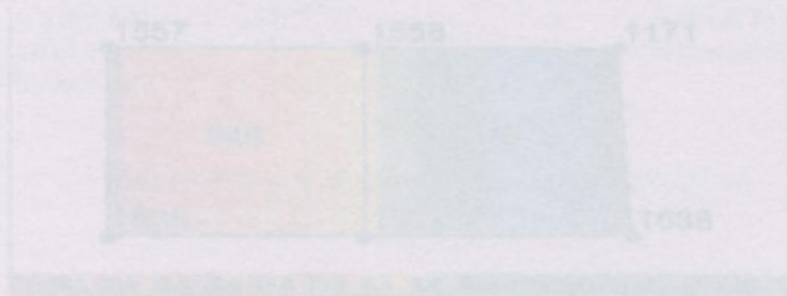
→ Verificación con esfuerzo de tracción:

$$\sigma = N / A = 3.60 \text{ t} / 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 1.15 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

→ Se adopta 1 ϕ 20 con elementos roscados en los extremos, para todas las barras que forman las cruces en todos los "claros" entre vigas.

Valores de Tensiones Normales para combinación 1



Valores de Tensiones Normales para combinación 2

8-2 DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS PARA LA ESTRUCTURA DE H° A°

8-2.1 DIMENSIONAMIENTO PARANTE VERTICAL EN COSTILLA

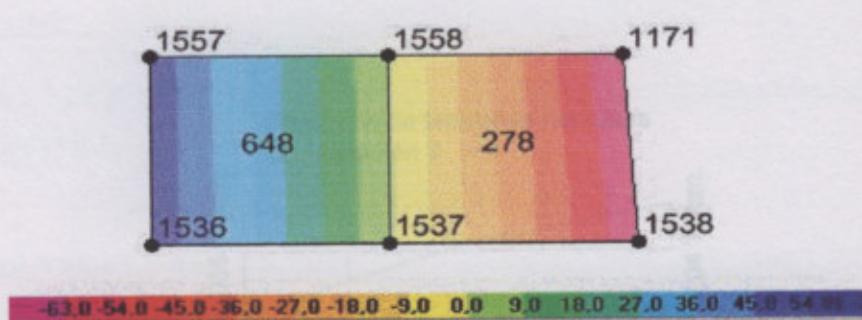
▪ **Esfuerzo Normal y Momento – Tensiones Normales**

Se analizaron los elementos “cáscara” n° 650 y 275 del parante, en los cuales hay tensiones máximas; y también en los elementos n° 648 y 278 en donde la sección es máxima.

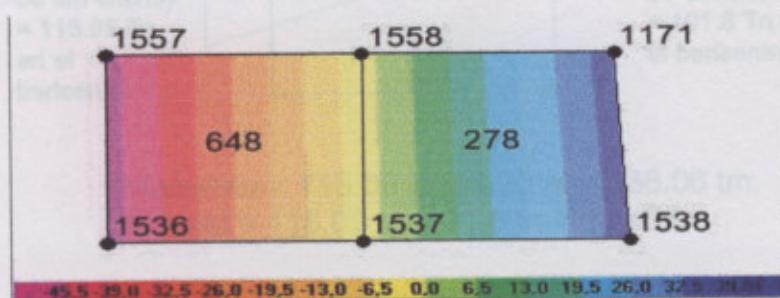
Éstos últimos se utilizan para dimensionar la armadura de flexión, ya que generan el mayor esfuerzo de momento.

Para la obtención de dicho esfuerzo, se integra el diagrama de tensiones normales, el cual se puede graficar sobre la sección utilizando las tensiones para cada uno de los distintos estados de carga brindados por el programa.

El procedimiento de obtención de tensiones e integración de diagramas se mostrará en esta sólo ocasión.



Valores de Tensiones Normales para combinación 1



Valores de Tensiones Normales para combinación 2

→ Datos

• Sección = 50 cm x 180 cm → h = 170 cm

II-21
ACERO TIPO III

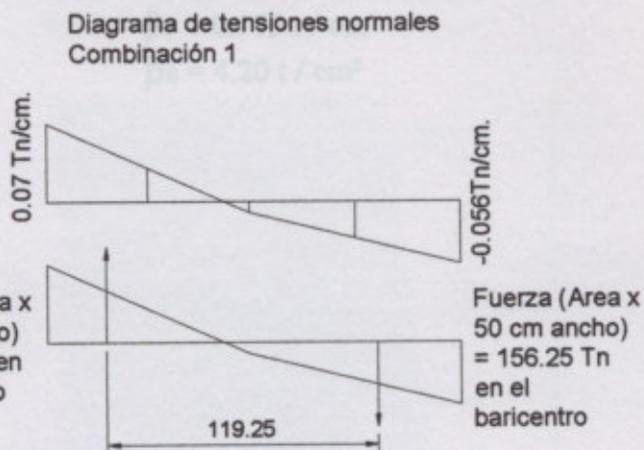
→ Esfuerzos

• M = 186 tm

• N = 19.95 t

→ Dimensiones

Fuerza (Area x 50 cm ancho) = 136.3 Tn en el baricentro



Momento = 156.25 tn x 1.19 m = 186 tm.

Normal = 156.25 tn - 136.3 tn = 19.95 tn.

$$n = N / (b \times h \times \beta r)$$

$$n = 19.95 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 170 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow n = 0.013$$

$$m_s = M / (b \times h^2 \times \beta r)$$

$$m_s = 18600 \text{ tcm} / (50 \text{ cm} \times (170 \text{ cm})^2 \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.077$$

De Tabla 1.11 a p' armadura simétrica (d₁ / d = 0.05 Refuerzo Recubrimiento)

$$\rightarrow \alpha_1 = \alpha_2 = 0.1$$

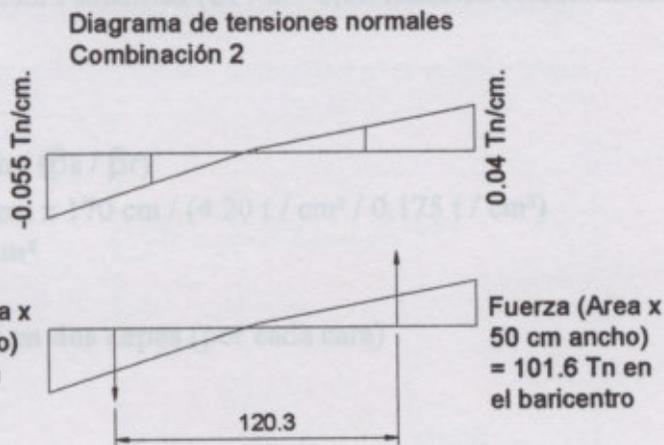
$$A_{s1} = A_{s2} = \alpha_1 \times b \times x$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0.16 \times 50 \text{ cm} \times 170 \text{ cm} / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow A_{s1} = A_{s2} = 56.67 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta

Fuerza (Area x 50 cm ancho) = 115.05 Tn en el baricentro



Momento = 115.05 tn x 1.20 m = 138.06 tm.

Normal = 115.05 tn - 101.6 tn = 13.45 tn.

→ Datos *Valores de Tensiones Tangenciales*

- Sección = 50 cm x 180 cm → h = 170 cm *"viscara" n° 662 y 267 en los nodos n° 1718 y 1220, de los cuales se analizan las combinaciones de cargas 1 y 2, y se analizan tensiones*

H-21 $\beta_r = 0.175 \text{ t/cm}^2$
 ACERO TIPO III $\beta_s = 4.20 \text{ t/cm}^2$

→ Esfuerzos

- M = 186 tm
- N = 19.95 t

→ Dimensionamiento

$$n = N / (b \times h \times \beta_r)$$

$$n = 19.95 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 170 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow n = 0.013$$

$$m_s = M / (b \times h^2 \times \beta_r)$$

$$m_s = 18600 \text{ tcm} / (50 \text{ cm} \times (170 \text{ cm})^2 \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.073$$

De Tabla 1.11 a p/ armadura simétrica (d1 / d = 0.05 Relación Recubrimiento)

$$\rightarrow \omega_01 = \omega_02 = 0.1$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \omega_01 \times b \times h / (\beta_s / \beta_r)$$

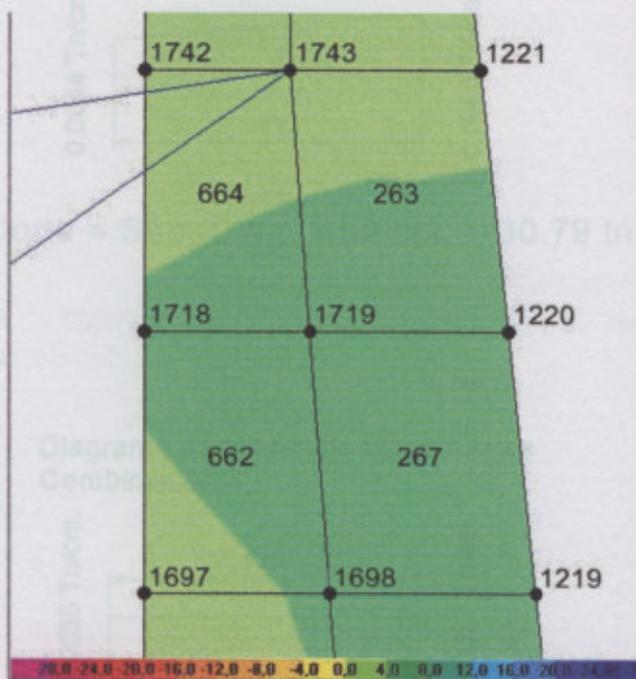
$$A_{s1} = A_{s2} = 0.16 \times 50 \text{ cm} \times 170 \text{ cm} / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow A_{s1} = A_{s2} = 56.67 \text{ cm}^2$$

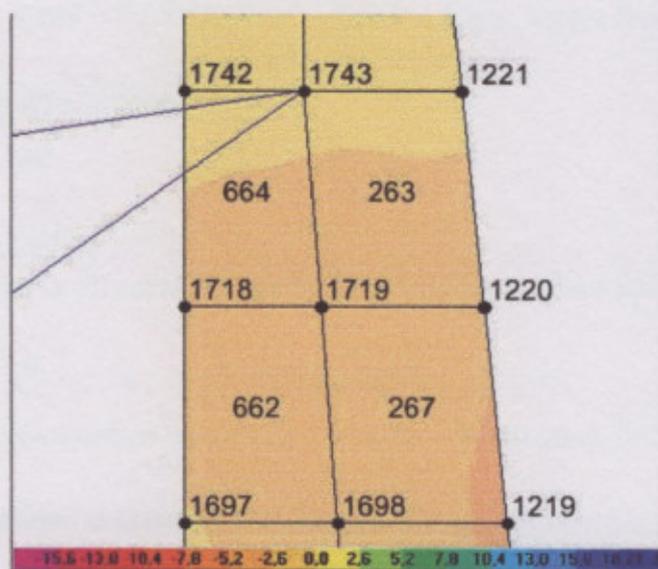
→ Se adopta = 12 ϕ 25 en dos capas (por cada cara)

▪ **Esfuerzo de Corte – Tensiones Tangenciales**

La peor condición se da en los elementos “cáscara” n° 662 y 267 en los nodos n° 1718 y 1220, de los cuales se analizan las combinaciones de cargas 1 y 2, y se integran las tensiones.



Valores de Tensiones Tangenciales para combinación 1



Valores de Tensiones Tangenciales para combinación 2

→ Datos

* Sección = 50 cm x 113 cm → $b = 113$ cm

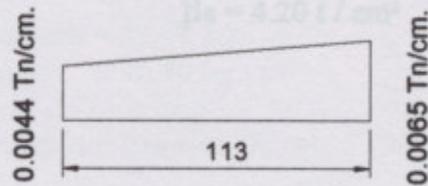
**Diagrama de tensiones tangenciales
Combinación 1**

H-21

ACERO TIPO III

→ Esberezos

* $Q = 30.79$ t



Corte = Sup. Diag. x 50 cm. = 30.79 tn.

→ Dimensionamiento

De tabla 18 - CIRSOC 201 pág. 202 para H-21 se obtienen los siguientes valores de la tensión admisible de corte:

$\tau_{012} = 0.75 \text{ MN/m}^2$

$\tau_{02} = 1.80 \text{ MN/m}^2$

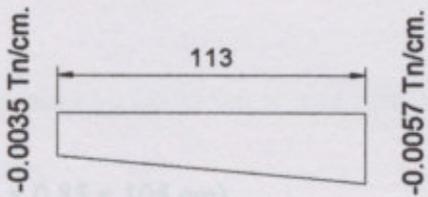
$\tau_{03} = 3.00 \text{ MN/m}^2$

$\tau_0 = Q / (b_0 \times z)$

$\tau_0 = 30.79 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 0.85 \times 10^3 \text{ cm})$

→ $\tau_0 = 0.0069 \text{ t/cm}^2$

**Diagrama de tensiones tangenciales
Combinación 2**



Corte = Sup. Diag. x 50 cm. = 26 tn.

→ Si $\tau_0 = 0.0069 \text{ t/cm}^2 = 0.69 \text{ MN/m}^2 < \tau_{012} \rightarrow$ Zona 1 para H-21: $\eta = 0.40$

→ $\tau = \eta \times \tau_0 = 0.40 \times 0.0069 \text{ t/cm}^2$

→ $\tau = 0.00276 \text{ t/cm}^2$

$f_{cs} = (\tau \times b_0 \times 100) / \sigma_s$

$f_{cs} = (0.00276 \text{ t/cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) / 2.4 \text{ t/cm}^2$ (para acero tipo III)

→ $f_{cs} = 5.75 \text{ cm}^2 / \text{m}$

→ Separación máxima varillas para Zona 1: $0.8 d_0 = 90.40 \text{ cm} \hat{=} 30 \text{ cm}$

→ Se adoptan estribos: 3 ramas $\phi 8$ c/ 26 cm

→ Datos

▪ Sección = 50 cm x 113 cm → h = 105 cm

H-21 $\beta_r = 0.175 \text{ t/cm}^2$

ACERO TIPO III $\beta_s = 4.20 \text{ t/cm}^2$

→ Esfuerzos

▪ Q = 30.79 t

→ Dimensionamiento

De tabla 18 – CIRSOC 201 pág. 202 para H-21 se obtienen los siguientes valores de la tensión admisible de corte:

$$\tau_{012} = 0.75 \text{ MN/m}^2;$$

$$\tau_{02} = 1.80 \text{ MN/m}^2;$$

$$\tau_{03} = 3.00 \text{ MN/m}^2.$$

$$\tau_0 = Q / (b_0 \times z)$$

$$\tau_0 = 30.79 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 0.85 \times 105 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \tau_0 = 0.0069 \text{ t/cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Si } \tau_0 = 0.0069 \text{ t/cm}^2 = 0.69 \text{ MN/m}^2 < \tau_{012} \rightarrow \text{Zona 1 para H-21: } \eta = 0.40$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_0 = 0.40 \times 0.0069 \text{ t/cm}^2$$

$$\rightarrow \tau = 0.00276 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_0 \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.00276 \text{ t/cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) / 2.4 \text{ t/cm}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 5.75 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Separación máxima estribos para Zona 1: $0.8 d_0 = 90.40 \text{ cm}$ ó 30 cm

→ Se adoptan estribos: 3 ramas $\phi 8 \text{ c/ } 26 \text{ cm}$

▪ **Verificación efecto viento longitudinal sobre parantes exteriores**

Nota: La siguiente verificación se realiza en forma genérica ya que no fueron evaluadas en el modelo todas las acciones que produce el viento longitudinal actuando sobre la cubierta.

- Succión sobre cubierta = 88.00 kg / m^2
- Presión sobre vigas = 90.40 kg / m^2

- Superficie viga = $24 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 24.00 \text{ m}^2$

→ Momento por succión en sentido vertical (M1):

$$q = 88.00 \text{ kg / m}^2 \times 2.50 \text{ m}$$

$$\rightarrow q = 220.00 \text{ kg / m (distribuidos sobre viga exterior)}$$

$$M1 = q \times l^2 / 2$$

$$M1 = 220.00 \text{ kg / m} \times (24 \text{ m})^2 / 2$$

$$\rightarrow M1 = 63360 \text{ kgm} = 63.36 \text{ tm}$$

→ Momento en sentido horizontal (en el plano de la cubierta) (M2):

$$q = 90.40 \text{ kg / m}^2 \times 1.00 \text{ m}$$

$$q \text{ 7 vigas} = 90.40 \text{ kg / m} \times 7$$

$$\rightarrow q \text{ 7 vigas} = 632.80 \text{ kg / m}$$

$$M2 = q \times l^2 / 2$$

$$M2 = 632.80 \text{ kg / m} \times (24 \text{ m})^2 / 2$$

$$\rightarrow M2 = 182246.40 \text{ kgm}$$

→ El esfuerzo de corte debido al momento M2 es:

$$Q = M2 / z$$

$$Q = 182246.40 \text{ kgm} / 30 \text{ m}$$

$$\rightarrow Q = 6075 \text{ kg} = 6.075 \text{ t (actuando en la unión viga – parante)}$$

→ Se traslada el corte al nivel de gradas (M3):

$$M3 = Q \times 3 \text{ m}$$

$$M3 = 6.075 \text{ t} \times 3 \text{ m}$$

$$\rightarrow M3 = 18.225 \text{ tm}$$

Se debe verificar que el momento producido por el esfuerzo de corte calculado anteriormente más el momento por succión en sentido vertical, no superen el momento con el cual fueron dimensionados los parantes exteriores:

$$\rightarrow M1 + M3 < M_{\text{CÁLCULO}} = 186 \text{ tm (cost. int. = cost. ext.)}$$

$$\rightarrow 63.36 \text{ tm} + 18.225 \text{ tm} = 81.60 \text{ tm} < M_{\text{CÁLCULO}} = 186 \text{ tm} \rightarrow \text{Buenas condiciones } \checkmark$$

8-2.2 DIMENSIONAMIENTO VIGA INCLINADA EN COSTILLA

El programa brinda las tensiones de los elementos "cáscara" según las coordenadas locales de sus ejes.

Para conocer los valores de las tensiones en direcciones distintas a la de los ejes locales hay dos alternativas:

1. Girar en el programa las coordenadas locales de los elementos de tal manera que coincidan con las direcciones que se necesitan;
2. Obtener los valores de las tensiones inclinadas mediante el trazado del Círculo de Mohr.

Se procede con la primera alternativa, en donde para el dimensionamiento de la viga inclinada en costilla se divide la misma en tres secciones y se relevan las tensiones generadas para los distintos estados de carga.

Estado	Tensión	Carga 1	Carga 2	Carga 3	Carga 4	Carga 5	Carga 6	Carga 7
1497	S11	0,017	-0,009	-0,009	0,01	0,01	0,017	0,01
	S12	-0,0014	-0,002	-0,002	-0,0017	-0,0017	-0,0015	-0,0017
1447	S11	-0,009	0,0035	0,0035	-0,0054	-0,0052	-0,0085	-0,0037
	S12	0,006	-0,006	-0,006	0,0023	0,0023	0,006	0,0019
1344	S11	-0,00	0,027	0,027	-0,029	-0,029	-0,02	-0,024
	S12	-0,008	0,0015	0,001	0,005	-0,05	-0,008	-0,004

▪ **Sección 1:**

La sección 1 está ubicada próxima al parante vertical y queda definida por los siguientes números de nodos:

- Punto 1497 en elemento 636 (coord.: X = 2050 Y = 1500 Z = 1042)
- Punto 1447 en elemento 639 (coord.: X = 2105 Y = 1500 Z = 967)
- Punto 1844 en elemento 1503 (coord.: X = 2169,6 Y = 1500 Z = 910)

A continuación se relevan las tensiones normales "S11" que coinciden con la dirección de la armadura principal, y de las tensiones tangenciales "S12", para las distintas combinaciones de cargas:

TABLA: Tensiones en secc. 1

Elemento	Tensión	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7
Texto	Texto	Ton/cm2						
1497	S11	0,017	-0,009	-0,009	0,01	0,01	0,017	0,01
	S12	-0,0016	-0,002	-0,002	-0,0017	-0,0017	-0,0015	-0,0017
1447	S11	-0,009	0,0035	0,0035	-0,0054	-0,0052	-0,0085	-0,0037
	S12	0,006	-0,006	-0,006	0,0023	0,0023	0,006	0,0019
1844	S11	-0,05	0,027	0,027	-0,029	-0,029	-0,05	-0,024
	S12	-0,008	0,0035	0,003	0,005	-0,05	-0,008	-0,004

Se utiliza para el dimensionamiento la peor condición que está dada por la combinación n° 1; con la cual se grafican los diagramas de tensiones y de su integración resultan los esfuerzos:

- $N = 114.76 \text{ t}$
- $M = 17121 \text{ tcm}$

→ Dimensionamiento

$$n = N / (b \times h \times \beta_r)$$

$$n = 114.76 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 170 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow n = 0.08$$

$$m_s = M / (b \times h^2 \times \beta_r)$$

$$m_s = 17121 \text{ tcm} / (50 \text{ cm} \times (170 \text{ cm})^2 \times 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.07$$

De Tabla 1.11 a p/ armadura simétrica ($d_1 / d = 0.05$ Relación Recubrimiento)

$$\rightarrow \omega_1 = \omega_2 = 0.2$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \omega_1 \times b \times h / (\beta_s / \beta_r)$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0.2 \times 50 \text{ cm} \times 170 \text{ cm} / (4.20 \text{ t} / \text{cm}^2 / 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow A_{s1} = A_{s2} = 71.00 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 15 ϕ 25 en dos capas (por cada cara)

De la integración de las tensiones tangenciales "S12", se obtiene el esfuerzo de corte:

$$Q = 32.00 \text{ t (p/ comb. N° 2)}$$

De tabla 18 – CIRSOC 201 pág. 202 para H-21 se obtienen los siguientes valores de la tensión admisible de corte:

$$\tau_{012} = 0.75 \text{ MN / m}^2;$$

$$\tau_{02} = 1.80 \text{ MN / m}^2;$$

$$\tau_{03} = 3.00 \text{ MN / m}^2.$$

$$\tau_0 = Q / (b_0 \times z)$$

$$\tau_0 = 32.00 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 0.85 \times 170 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \tau_0 = 0.0043 \text{ t / cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Si } \tau_0 = 0.0043 \text{ t / cm}^2 = 0.43 \text{ MN / m}^2 < \tau_{012} \rightarrow \text{Zona 1 para H-21: } \eta = 0.40$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_0 = 0.40 \times 0.0043 \text{ t / cm}^2$$

$$\rightarrow \tau = 0.0018 \text{ t / cm}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_0 \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.0018 \text{ t / cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) / 2.4 \text{ t / cm}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Se adoptan estribos: 3 ramas ϕ 6 c/ 22 cm

▪ **Sección 2:**

La sección 2 se ubica cercana a la columna de apoyo de la viga y queda definida por los siguientes números de nodos:

- Punto 1418 en elemento 631 (coord.: X = 1870,9 Y = 1500 Z = 939)
- Punto 1328 en elemento 638 (coord.: X = 1920 Y = 1500 Z = 850,6)
- Punto 1847 en elemento 1670 (coord.: X = 1985 Y = 1500 Z = 795)

A continuación se relevan las tensiones normales "S11" en la dirección de la armadura de flexión, y de las tensiones tangenciales "S12", para las distintas combinaciones de cargas:

TABLA: Tensiones en secc. 2 (Para Dim. Arm. Flexión)

Elemento	Tensión	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7
Texto	Texto	Ton/cm2						
1418	S11	0,023	-0,005	-0,005	0,0157	0,0155	0,023	0,0136
	S12	0,0007	-0,0024	-0,0024	-0,0003	-0,0003	0,0008	-0,0001
1328	S11	-0,015	0,0009	0,001	-0,011	-0,011	-0,014	-0,009
	S12	-0,0023	-0,0055	-0,0055	-0,0041	-0,0041	-0,0026	-0,0029
1847	S11	-0,046	0,0036	0,0036	-0,034	-0,034	-0,046	-0,028
	S12	-0,0045	-0,0047	-0,0047	-0,0054	-0,0054	-0,0045	-0,0037

Se utiliza para el dimensionamiento la peor condición que está dada por la combinación n° 1; con la cual se grafican los diagramas de tensiones y de su integración resultan los esfuerzos:

- N = 129.67 t
- M = 19493 tcm

→ Dimensionamiento

$$n = N / (b \times h \times \beta_r)$$

$$n = 129.67 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 170 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow n = 0.087$$

$$ms = M / (b \times h^2 \times \beta_r)$$

$$ms = 19493 \text{ tcm} / (50 \text{ cm} \times (170 \text{ cm})^2 \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow ms = 0.077$$

De Tabla 1.11 a p/ armadura simétrica (d1 / d = 0.05 Relación Recubrimiento)

$$\rightarrow \omega_1 = \omega_2 = 0.23$$

$$As_1 = As_2 = \omega_1 \times b \times h / (\beta_s / \beta_r)$$

$$As_1 = As_2 = 0.23 \times 50 \text{ cm} \times 170 \text{ cm} / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow As_1 = As_2 = 81.46 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 17 ϕ 25 en dos capas (por cada cara)

n° 1444 y 1474	S11	0.0215	-0.008	-0.008	0.0135	0.0135	0.0215	0.011
	S12	-0.0046	-0.0015	-0.0015	-0.0047	-0.0047	-0.0046	-0.0014
1387	S11	-0.007	-0.0052	-0.0052	-0.0056	-0.0056	-0.007	-0.0042
	S12	-0.0023	-0.0052	-0.0052	-0.0027	-0.0028	-0.0023	-0.0029
n° 1546 y 1547	S11	-0.048	0.011	0.011	-0.03	-0.03	-0.048	-0.025
	S12	-0.006	-0.002	-0.002	-0.0052	-0.0052	-0.006	-0.004

Nota: Al calcular el esfuerzo de corte se obtuvo un valor menor que para la sección 1, lo cual es erróneo ya que a medida que se desciende en la viga el valor debe incrementarse. Esto se debe a la proximidad de la columna la cual comienza a tomar esfuerzo de corte; por lo que se decidió alejar la sección para el cálculo de los estribos en $H/2$.

▪ **Sección 2':**

La sección 2' se ubica cercana a la columna de apoyo de la viga y queda definida por los siguientes números de nodos:

- Punto medio e/ nudos 1444 y 1474 en elemento 635
(coord.: X = 1952,5 Y = 1500 Z = 986)
- Punto 1387 en elemento 633 (coord.: X = 1985 Y = 1500 Z = 910)
- Punto medio e/ nudos 1846 y 1847 en elemento 1504
(coord.: X = 2029,5 Y = 1500 Z = 822,8)

A continuación se relevan las tensiones tangenciales "S12", para las distintas combinaciones de cargas:

TABLA: Tensiones en secc. 2' (Para Dim. Arm. Corte)								
Elemento	Tensión	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7
Texto	Texto	Ton/cm2						
e/ 1444 y 1474	S11	0,0215	-0,008	-0,008	0,0135	0,0135	0,0215	0,011
	S12	-0,0046	-0,0015	-0,0015	-0,0043	-0,0043	-0,0046	-0,0034
1387	S11	-0,007	-0,0002	-0,0002	-0,0056	-0,0056	-0,007	-0,0042
	S12	-0,0023	-0,0052	-0,0052	-0,0037	-0,0038	-0,0023	-0,0029
e/ 1846 y 1847	S11	-0,044	0,011	0,011	-0,03	-0,03	-0,044	-0,025
	S12	-0,006	-0,002	-0,002	-0,0052	-0,0052	-0,006	-0,004

De la integración de las tensiones tangenciales "S12", se obtiene el esfuerzo de corte:

- $Q = 38.90 \text{ t (p/ comb. N° 5)}$

De tabla 18 – CIRSOC 201 pág. 202 para H-21 se obtienen los siguientes valores de la tensión admisible de corte:

$$\tau_{012} = 0.75 \text{ MN / m}^2;$$

$$\tau_{02} = 1.80 \text{ MN / m}^2;$$

$$\tau_{03} = 3.00 \text{ MN / m}^2.$$

$$\tau_0 = Q / (b_0 \times z)$$

$$\tau_0 = 38.90 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 0.85 \times 170 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \tau_0 = 0.0054 \text{ t/ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Si } \tau_0 = 0.0054 \text{ t/ cm}^2 = 0.54 \text{ MN / m}^2 < \tau_{012} \rightarrow \text{Zona 1 para H-21: } \eta = 0.40$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_0 = 0.40 \times 0.0054 \text{ t/ cm}^2$$

$$\rightarrow \tau = 0.00216 \text{ t/ cm}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_0 \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.00216 \text{ t/ cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) / 2.4 \text{ t/ cm}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 4.50 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

→ Se adoptan estribos: 3 ramas $\phi 6 \text{ c/ } 18 \text{ cm}$

▪ **Sección 3:**

La sección 3 se considera cuando la viga comienza a incrementar su altura:

- Punto 1034 en elemento 600 (coord.: X = 1279 Y = 1500 Z = 617)
- Punto 922 en elemento 599 (coord.: X = 1351 Y = 1500 Z = 501)
- Punto 844 en elemento 590 (coord.: X = 1383,6 Y = 1500 Z = 417,5)

A continuación se relevan las tensiones normales "S11" en la dirección de la armadura de flexión, y de las tensiones tangenciales "S12", para las distintas combinaciones de cargas:

TABLA: Tensiones en secc. 3

Elemento	Tensión	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7
Texto	Texto	Ton/cm2						
1034	S11	0,005	-0,005	-0,0051	0,0003	0	0,003	0,0022
	S12	0,0011	-0,0016	-0,0016	-0,0003	-0,0003	0,001	0,0006
922	S11	-0,002	0,0015	0,0016	-0,0005	-0,0004	-0,0011	-0,0011
	S12	0,0022	-0,0023	-0,0024	0,0002	0,0002	0,0023	0,001
590	S11	-0,0055	0,0055	0,0057	0	0,0002	-0,002	-0,0023
	S12	-0,0003	0,0007	0,0008	0,0004	0,0004	0,0006	0

Se utiliza para el dimensionamiento la peor condición que está dada por la combinación n° 1; con la cual se grafican los diagramas de tensiones y de su integración resultan los esfuerzos:

- $N = -6.50 \text{ t}$
- $M = 2761 \text{ tcm}$

→ Dimensionamiento

$$n = N / (b \times h \times \beta_r)$$

$$n = 6.50 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 215 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow n = 0.0035$$

$$m_s = M / (b \times h^2 \times \beta_r)$$

$$m_s = 2761 \text{ tcm} / (50 \text{ cm} \times (215 \text{ cm})^2 \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.007$$

De Tabla 1.11 a p/ armadura simétrica ($d_1 / d = 0.05$ Relación Recubrimiento)

→ $\omega_01 = \omega_02 =$ fuera del diagrama, por lo tanto se coloca:

→ **Armadura de continuidad = 5 ϕ 25** (por cada cara)

$$f_{cb} = (\tau \times b \times 100) / \sigma_s$$

$$f_{cb} = (0.00076 \text{ t/cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) / 2.4 \text{ t/cm}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{cb} = 1.58 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Se adoptan estribos: 3 varas ϕ 6 c/ 30 cm (máx. separación p/ Zona 1)



8-2.3 De la integración de las tensiones tangenciales "S12", se obtiene el esfuerzo de corte:

- $Q = 17.44 \text{ t}$ (p/ comb. N° 2)

De tabla 18 - CIRSOC 201 pág. 202 para H-21 se obtienen los siguientes valores de la tensión admisible de corte:

$$\tau_{012} = 0.75 \text{ MN} / \text{m}^2;$$

$$\tau_{02} = 1.80 \text{ MN} / \text{m}^2;$$

$$\tau_{03} = 3.00 \text{ MN} / \text{m}^2.$$

$$\tau_0 = Q / (b_0 \times z)$$

$$\tau_0 = 17.44 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 0.85 \times 215 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \tau_0 = 0.0019 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Si } \tau_0 = 0.0019 \text{ t} / \text{cm}^2 = 0.19 \text{ MN} / \text{m}^2 < \tau_{012} \rightarrow \text{Zona 1 para H-21: } \eta = 0.40$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_0 = 0.40 \times 0.0019 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow \tau = 0.00076 \text{ t} / \text{cm}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_0 \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.00076 \text{ t} / \text{cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) / 2.4 \text{ t} / \text{cm}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 1.58 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Se adoptan estribos: 3 ramas $\phi 6 \text{ c} / 30 \text{ cm}$ (máx. separación p/ Zona 1)

8-2.3 DIMENSIONAMIENTO ZONA INFERIOR COSTILLA

Para el dimensionamiento de la armadura de esta zona se debe integrar las tensiones para un área de 50 cm de ancho por 100 cm de largo, y luego se obtienen, con los esfuerzos calculados, el área de armadura necesaria por unidad de longitud.

A continuación se relevan las tensiones en dirección vertical "S22" para el cálculo de la armadura vertical, con los ejes locales de los elementos "cáscara" alineados con los ejes globales:

$$q_i = N_o / A_b = 52.001 / (50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm})$$

$$\rightarrow q_i = 0.01 \text{ t/cm}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Lo resiste sólo el hormigón}$$

TABLA: Tensiones en zona "baja" de la costilla

Elementos	Tensión	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7
Texto	Texto	Ton/cm2						
Zona baja costilla central: del 520 al 598 y del 668 al 697	S11 Tracc.	0,0011	0,004	0,0035	0,0033	0,0029	0,002	0,0014
	S11 Comp.	-0,0013	-0,005	-0,0042	-0,0036	-0,003	-0,0021	-0,0017
	S22 Tracc.	0,0003	0,0011	0,0016	0,0006	0,0011	0,0005	0,0005
	S22 Comp.	-0,007	-0,018	-0,0166	-0,015	-0,0137	-0,0096	-0,0078
	S12 Tracc.	0,0009	0,0023	0,0021	0,002	0,0019	0,0014	0,0009
	S12 Comp.	-0,0014	-0,0048	-0,0045	-0,0039	-0,0036	-0,0022	-0,0019

$$A_s = \mu_{ot} \times A_b \quad (A_s : 0.8 \% \text{ del área estáticamente necesaria})$$

$$A_s = 0.008 \times 30.90 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 0.248 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{Sección muy pequeña}$$

→ Se adopta armadura mínima: 1 ϕ 12 c/ 20 cm (por cada cara)

→ En dirección horizontal se adopta según "Estructuras de Hormigón Armado" - Leonhardt:

→ Armadura horizontal para tabiques = 1/5 Armadura vertical

→ Armadura horizontal para tabiques = 1 ϕ 6 c/ 20 cm (por cada cara)

El hecho de utilizar armadura mínima indica que la sección de hormigón armado está sobredimensionada, con lo cual podría adoptarse un nuevo espesor de costilla en esta zona (por ejemplo $e = 30$ cm), y volver a efectuar los cálculos necesarios.

Se utiliza para el dimensionamiento de la sección a compresión la peor condición que está dada por la combinación n° 2:

- $N = 52.00 \text{ t}$
- $M = 260 \text{ tcm}$

→ Dimensionamiento

$$\sigma_i = N_o / A_b = 52.00 \text{ t} / (50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \sigma_i = 0.01 \text{ t/cm}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Lo resiste sólo el hormigón}$$

Se adopta un coeficiente de cuantía $\mu_{ot} = 0.8 \%$ y se busca la sección estáticamente necesaria:

$$A_b = 2.1 \times N / (\beta_R + \mu_{ot} \times \beta_s)$$

$$\rightarrow A_b = 30.90 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mu_{ot} \times A_b \quad (A_s : 0.8 \% \text{ del área estáticamente necesaria})$$

$$A_s = 0.008 \times 30.90 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 0.248 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{Sección muy pequeña}$$

→ Se adopta armadura mínima: $1 \phi 12 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ (por cada cara)

→ En dirección horizontal se adopta según "Estructuras de Hormigón Armado"-Leonhardt :

→ Armadura horizontal para tabiques = 1/5 Armadura vertical

→ Armadura horizontal para tabiques = $1 \phi 6 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ (por cada cara)

El hecho de utilizar armadura mínima indica que la sección de hormigón armado está sobredimensionada, con lo cual podría adoptarse un nuevo espesor de costilla en esta zona (por ejemplo $e = 30 \text{ cm}$); y volver a efectuar los cálculos necesarios.

→ Verificación armadura máxima a esfuerzo de tracción

▪ $S_{22} = 0.0016 \text{ t / cm}^2$ (p/ comb. N° 3)

$Z = 0.0016 \text{ t / cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$

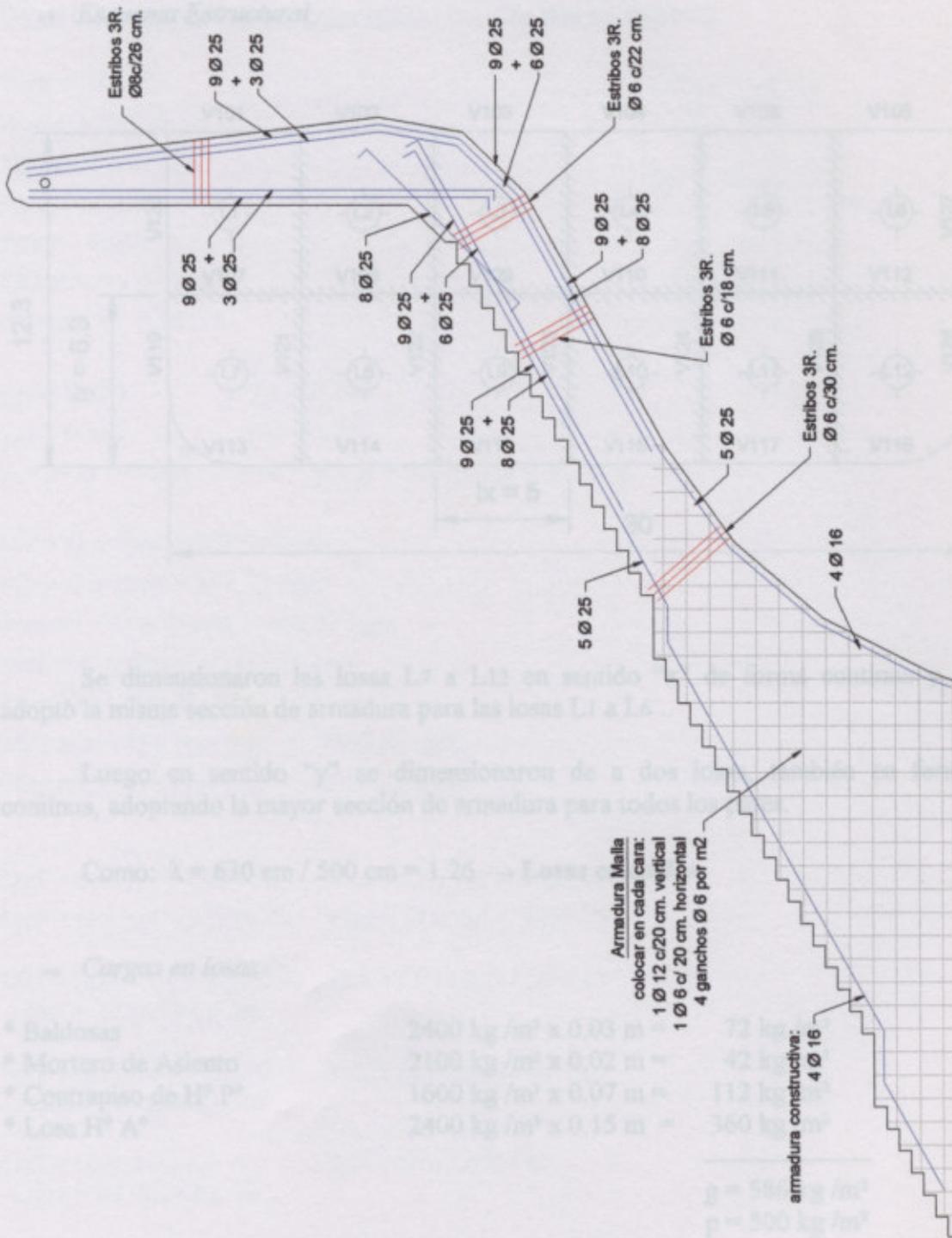
→ $Z = 8 \text{ t}$

$\text{Anec.} = Z / \sigma_e = 8 \text{ t} / 2.4 \text{ t / cm}^3$

→ $\text{Anec.} = 3.33 \text{ cm}^2 / \text{m} < 1 \phi 12 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ (por cada cara) → **Buenas condiciones** ✓

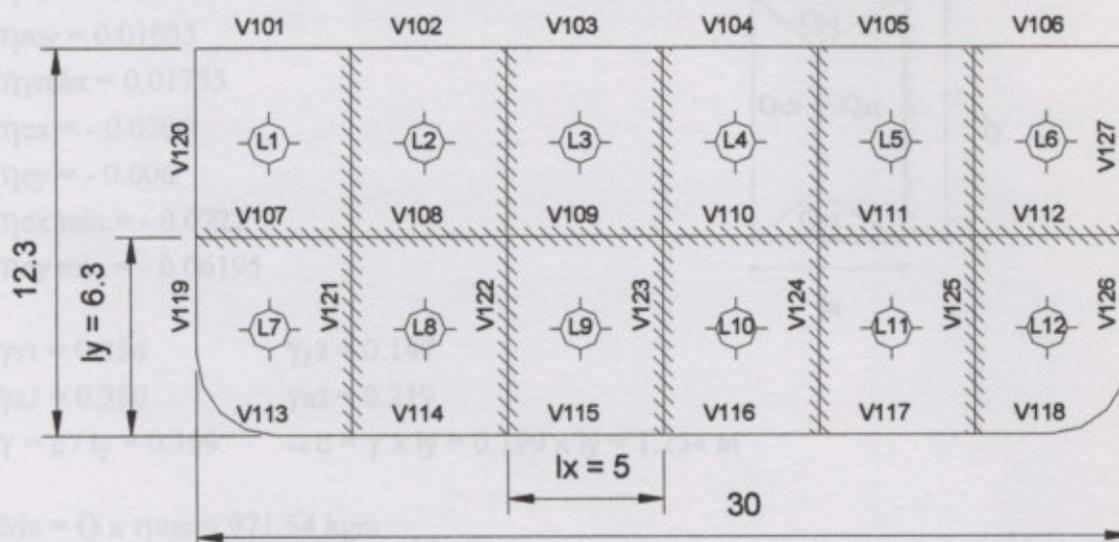
En la página siguiente se puede observar la disposición de armadura que presenta la costilla en sus distintas partes.

3-2-4 DIMENSIONAMIENTO LOSAS DE ARCO



8-2.4 DIMENSIONAMIENTO LOSAS DE ARCHIVO

→ *Esquema Estructural*



Se dimensionaron las losas L7 a L12 en sentido "x" de forma continua y se adoptó la misma sección de armadura para las losas L1 a L6 .

Luego en sentido "y" se dimensionaron de a dos losas, también en forma continua, adoptando la mayor sección de armadura para todos los pares.

Como: $\lambda = 630 \text{ cm} / 500 \text{ cm} = 1.26 \rightarrow$ **Losas cruzadas**

→ *Cargas en losas*

* Baldosas	$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.03 \text{ m} =$	72 kg/m^2
* Mortero de Asiento	$2100 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m} =$	42 kg/m^2
* Contrapiso de H° P°	$1600 \text{ kg/m}^3 \times 0.07 \text{ m} =$	112 kg/m^2
* Losa H° A°	$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.15 \text{ m} =$	360 kg/m^2
		$g = 586 \text{ kg/m}^2$
		$p = 500 \text{ kg/m}^2$

CARGA LOSA $q = 1086 \text{ kg/m}^2$

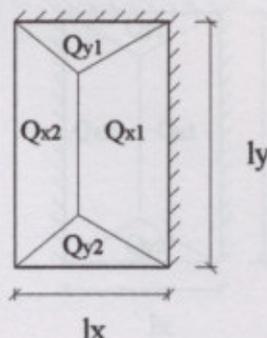
→ $Q = 1086 \text{ kg/m}^2 \times 5.00 \text{ m} \times 6.30 \text{ m}$

→ $Q = 34.209 \text{ kg}$

▪ Losas L7 y L12

De tabla 15 con $\lambda = 1.26$ (interpolado) (Tablas de Ertürk)

$$\begin{aligned} \eta_{mx} &= 0.0284 \\ \eta_{my} &= 0.01635 \\ \eta_{m\acute{a}x} &= 0.01755 \\ \eta_{ex} &= -0.0706 \\ \eta_{ey} &= -0.006 \\ \eta_{ex \text{ m}\acute{i}n.} &= -0.0722 \\ \eta_{ey \text{ m}\acute{i}n.} &= -0.06195 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \gamma_{y1} &= 0.254 & \gamma_{y2} &= 0.147 \\ \gamma_{x1} &= 0.380 & \gamma_{x2} &= 0.219 \\ \gamma &= c / ly = 0.199 & \rightarrow c &= \gamma \times ly = 0.199 \times ly = 1.254 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= Q \times \eta_{mx} = 971.54 \text{ kgm} \\ M_y &= Q \times \eta_{my} = 559.32 \text{ kgm} \\ M_{y\acute{m}\acute{a}x} &= Q \times \eta_{m\acute{a}x} = 600.37 \text{ kgm} \\ M_{ex} &= Q \times \eta_{ex} = -2415.16 \text{ kgm} \\ M_{ey} &= Q \times \eta_{ey} = -2052.54 \text{ kgm} \\ M_{ex \text{ m}\acute{i}n.} &= Q \times \eta_{ex \text{ m}\acute{i}n.} = -2469.89 \text{ kgm} \\ M_{ey \text{ m}\acute{i}n.} &= Q \times \eta_{ey \text{ m}\acute{i}n.} = -2119.25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{y1} &= Q \times \gamma_{y1} = 8989.10 & Q_{y2} &= Q \times \gamma_{y2} = 5028.72 \\ Q_{x1} &= Q \times \gamma_{x1} = 12999.42 & Q_{x2} &= Q \times \gamma_{x2} = 7491.77 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{x1} &= [q_{x1} \times (ly + c)] / 2 \rightarrow q_{x1} = (2 \times Q_{x1}) / (ly + c) \\ \rightarrow q_{x1} &= 3441.73 \text{ kg /m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{x2} &= [q_{x2} \times (ly + c)] / 2 \rightarrow q_{x2} = (2 \times Q_{x2}) / (ly + c) \\ \rightarrow q_{x2} &= 1893.52 \text{ kg /m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{y1} &= (q_{y1} \times lx) / 2 \rightarrow q_{y1} = (2 \times Q_{y1}) / lx \\ \rightarrow q_{y1} &= 3475.64 \text{ kg /m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{y2} &= (q_{y2} \times lx) / 2 \rightarrow q_{y2} = (2 \times Q_{y2}) / lx \\ \rightarrow q_{y2} &= 2011.49 \text{ kg /m} \end{aligned}$$

▪ Losas L8 a L11

De tabla 19 con $\lambda = 1.26$ (interpolado) (Tablas de Ertürk)

$$\eta_{mx} = 0.0248$$

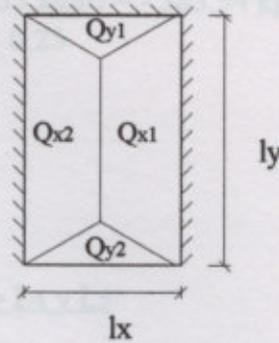
$$\eta_{my} = 0.00995$$

$$\eta_{ym\acute{a}x} = 0.012$$

$$\eta_{ex} = -0.058$$

$$\eta_{ey} = -0.046$$

$$\eta_{ex \text{ m\acute{i}n.}} = -0.06093$$



$$\gamma_{y1} = 0.20$$

$$\gamma_{y2} = 0.116$$

$$\gamma_x = 0.3425$$

$$\gamma = c / ly = 0.368 \rightarrow c = \gamma \times ly = 0.368 \times ly = 2.32 \text{ m}$$

$$M_x = Q \times \eta_{mx} = 848.38 \text{ kgm}$$

$$M_y = Q \times \eta_{my} = 340.38 \text{ kgm}$$

$$M_{ym\acute{a}x} = Q \times \eta_{ym\acute{a}x} = 410.51 \text{ kgm}$$

$$M_{ex} = Q \times \eta_{ex} = -1984.12 \text{ kgm}$$

$$M_{ey} = Q \times \eta_{ey} = -1573.61 \text{ kgm}$$

$$M_{ex \text{ m\acute{i}n.}} = Q \times \eta_{ex \text{ m\acute{i}n.}} = -2084.35 \text{ kgm}$$

$$Q_{y1} = Q \times \gamma_{y1} = 6841.80 \quad Q_{y2} = Q \times \gamma_{y2} = 3968.24$$

$$Q_x = Q \times \gamma_x = 11716.58$$

$$Q_x = [q_x \times (ly + c)] / 2 \rightarrow q_x = (2 \times Q_x) / (ly + c)$$

$$\rightarrow q_x = 2718.46 \text{ kg /m}$$

$$Q_{y1} = (q_{y1} \times lx) / 2 \rightarrow q_{y1} = (2 \times Q_{y1}) / lx$$

$$\rightarrow q_{y1} = 2736.72 \text{ kg /m}$$

$$Q_{y2} = (q_{y2} \times lx) / 2 \rightarrow q_{y2} = (2 \times Q_{y2}) / lx$$

$$\rightarrow q_{y2} = 1587.30 \text{ kg /m}$$

▪ **Continuidad de Losas:**

A) Entre L7 y L8 = L11 y L12 = L1 y L2 = L5 y L6

$$\Delta M = \text{Mex mín}(7) - \text{Mex mín}(8) = (-2469.89 \text{ kgm}) - (-2084.35 \text{ kgm}) = -385.54 \text{ kgm}$$

$$\Delta M / \text{Mex mín}(7) = -385.54 \text{ kgm} / -2469.89 \text{ kgm} = 0.156 < 0.25$$

→ Existe empotramiento

$$M_c = (M(7) + M(8)) / 2 = -2277.12 \text{ kgm}$$

B) Entre L8 y L9 = L9 y L10 = L10 y L11 = L2 y L3 = L3 y L4 = L4 y L5

→ Existe empotramiento y los momentos son continuos

$$M_c = -2084.35 \text{ kgm}$$

C) Entre L7 y L1 = L12 y L6 en sentido "y"

→ Existe empotramiento y los momentos son continuos

$$M_c = -2119.25 \text{ kgm}$$

D) Entre L8 y L2 = L9 y L3 = L10 y L4 = L11 y L5 en sentido "y"

→ Existe empotramiento y los momentos son continuos

$$M_c = -1573.61 \text{ kgm}$$

E) $M_{11 \text{ TOTAL}_x} = \text{Idem } M_{13 \text{ TOTAL}_x}$

F) $M_{12 \text{ TOTAL}_x} = \text{Idem } M_{17 \text{ TOTAL}_x}$

G) $M_{17 \text{ TOTAL}_y} = M_{17 \text{ TOTAL}_y} + |M_{c7-8} - M_{p7-8}| / 2$
→ $M_{17 \text{ TOTAL}_y} = 759 \text{ kgm}$

H) $M_{18 \text{ TOTAL}_y} = M_{18 \text{ TOTAL}_y} + |M_{c3-4} - M_{p3-4}| / 2$
→ $M_{18 \text{ TOTAL}_y} = 528 \text{ kgm}$

I) $M_{19 \text{ TOTAL}_y} = \text{Idem } M_{19 \text{ TOTAL}_y}$

J) $M_{10 \text{ TOTAL}_y} = \text{Idem } M_{18 \text{ TOTAL}_y}$

K) $M_{11 \text{ TOTAL}_y} = \text{Idem } M_{13 \text{ TOTAL}_y}$

L) $M_{12 \text{ TOTAL}_y} = \text{Idem } M_{17 \text{ TOTAL}_y}$

▪ **Plastificación de momentos de apoyo:**

→ Para el grupo de losas del ítem "A":

$$M_{p7-8} = 0.85 \times M_c = - 1935 \text{ kgm}$$

→ Para el grupo de losas del ítem "B":

$$M_{p8-9} = 0.85 \times M_c = - 1771 \text{ kgm}$$

→ Para el grupo de losas del ítem "C" en sentido "y":

$$M_{p7-1} = 0.85 \times M_c = - 1801 \text{ kgm}$$

→ Para el grupo de losas del ítem "D" en sentido "y":

$$M_{p8-2} = 0.85 \times M_c = - 1338 \text{ kgm}$$

▪ **Plastificación de momentos de tramo:**

A) $M_{t7 \text{ TOTAL } x} = M_{t7 \text{ TOTAL } x} + |M_{ex \text{ mín}} - M_{c7-8}| / 2 + |M_{c7-8} - M_{p7-8}| / 2$
 → $M_{t7 \text{ TOTAL } x} = 1239 \text{ kgm}$

B) $M_{t8 \text{ TOTAL } x} = M_{t8 \text{ TOTAL } x} - |M_{ex \text{ mín}} - M_{c7-8}| / 2 + |M_{c7-8} - M_{p7-8}| / 2 + |M_{c8-9} - M_{p8-9}| / 2$
 → $M_{t8 \text{ TOTAL } x} = 1080 \text{ kgm}$

C) $M_{t9 \text{ TOTAL } x} = M_{t9 \text{ TOTAL } x} + |M_{c8-9} - M_{p8-9}| / 2 + |M_{c9-10} - M_{p9-10}| / 2$
 → $M_{t9 \text{ TOTAL } x} = 1162 \text{ kgm}$

D) $M_{t10 \text{ TOTAL } x} = \text{Ídem } M_{t9 \text{ TOTAL } x}$

E) $M_{t11 \text{ TOTAL } x} = \text{Ídem } M_{t8 \text{ TOTAL } x}$

F) $M_{t12 \text{ TOTAL } x} = \text{Ídem } M_{t7 \text{ TOTAL } x}$

G) $M_{t7 \text{ TOTAL } y} = M_{t7 \text{ TOTAL } y} + |M_{c7-1} - M_{p7-1}| / 2$
 → $M_{t7 \text{ TOTAL } y} = 759 \text{ kgm}$

H) $M_{t8 \text{ TOTAL } y} = M_{t8 \text{ TOTAL } y} + |M_{c8-8} - M_{p8-2}| / 2$
 → $M_{t8 \text{ TOTAL } y} = 528 \text{ kgm}$

I) $M_{t9 \text{ TOTAL } y} = \text{Ídem } M_{t8 \text{ TOTAL } y}$

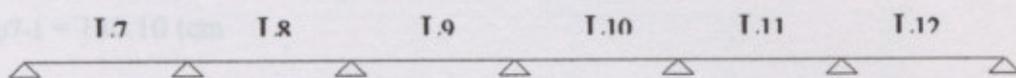
J) $M_{t10 \text{ TOTAL } y} = \text{Ídem } M_{t8 \text{ TOTAL } y}$

K) $M_{t11 \text{ TOTAL } y} = \text{Ídem } M_{t8 \text{ TOTAL } y}$

L) $M_{t12 \text{ TOTAL } y} = \text{Ídem } M_{t7 \text{ TOTAL } y}$

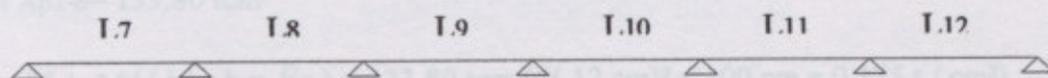
▪ Dimensionamiento losas:

→ Sentido "x" (armadura principal)



		I.7	I.8	I.9	I.10	I.11	I.12						
MAP	0,00	---	193,50	---	177,10	---	177,10	---	177,10	---	193,50	---	0,00
MT	---	123,90	---	108,00	---	116,20	---	116,20	---	108,00	---	123,90	---
ms	---	0,05	0,077	0,043	0,070	0,046	0,070	0,046	0,070	0,043	0,077	0,05	---
ω	---	0,094	0,148	0,08	0,134	0,09	0,134	0,09	0,134	0,08	0,148	0,094	---
As	---	4,70	7,40	4,00	6,70	4,30	6,70	4,30	6,70	4,00	7,40	4,70	---
A°	---	1φ 10 c/ 16 cm	1φ 10 c/ 32 cm + 1φ 8 c/ 24	1φ 8 c/ 12 cm	1φ 8c/ 24 cm + 1φ 8 c/ 22	1φ 8 c/ 11cm	1φ 8c/ 22 cm + 1φ 8 c/ 22	1φ 8 c/ 11cm	1φ 8c/ 22 cm + 1φ 8 c/ 22	1φ 8 c/ 12 cm	1φ 8 c/ 24 cm + 1φ 10 c/ 32	1φ 10 c/ 16 cm	---
			Adic. 1φ 8 c/ 16 cm		Adic. 1φ 8 c/ 16 cm		Adic. 1φ 6 c/ 12 cm		Adic. 1φ 8 c/ 16 cm		Adic. 1φ 8 c/ 16 cm		

→ Sentido "y" (armadura secundaria)



		I.7	I.8	I.9	I.10	I.11	I.12						
My	---	75,90	---	52,80	---	52,80	---	52,80	---	52,80	---	75,90	---
ms	---	0,03	---	0,021	---	0,021	---	0,021	---	0,021	---	0,03	---
ω	---	0,055	---	0,039	---	0,039	---	0,039	---	0,039	---	0,055	---
As	---	2,75	20% A° x	1,95	20% A° x	2,75	---						
A°	---	1φ 6 c/ 10 cm	1φ 6 c/ 16 cm	1φ 6 c/ 14 cm	1φ 6 c/ 16 cm	1φ 6 c/ 10 cm	---						

→ Para las losas L1 a L6 se adoptan la misma sección de armadura que se calcularon para las losas L7 a L12.

→ Resta calcular la armadura para los momentos de empotramiento en sentido "y":

▪ **L1 y L7 = L6 y L12 :**

→ $M_{Ap7-1} = 180.10 \text{ tcm}$

$m_s = M_{Ap7-1} / (h^2 \times b \times \beta_r) = 180.10 \text{ tcm} / ((12 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$

→ $m_s = 0.071$

→ $\omega_M = 0.136$

$A_s = \omega_M \times b \times h / (\beta_s / \beta_r) = 0.136 \times 100 \text{ cm} \times 12 \text{ cm} / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$

→ **$A_s = 6.80 \text{ cm}^2$**

→ Las armaduras de tramo aportan: 1 ϕ 6 c/ 10 cm, por lo tanto:

→ $6.80 \text{ cm}^2 - 2.80 \text{ cm}^2 = 4 \text{ cm}^2$

→ **Se agrega = 1 ϕ 8 c/ 12 cm**

▪ **L2 y L8 = L3 y L9 = L4 y L10 = L5 y L11 :**

→ $M_{Ap2-8} = 133.80 \text{ tcm}$

$m_s = M_{Ap2-8} / (h^2 \times b \times \beta_r) = 133.80 \text{ tcm} / ((12 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$

→ $m_s = 0.053$

→ $\omega_M = 0.1$

$A_s = \omega_M \times b \times h / (\beta_s / \beta_r) = 0.1 \times 100 \text{ cm} \times 12 \text{ cm} / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$

→ **$A_s = 5.00 \text{ cm}^2$**

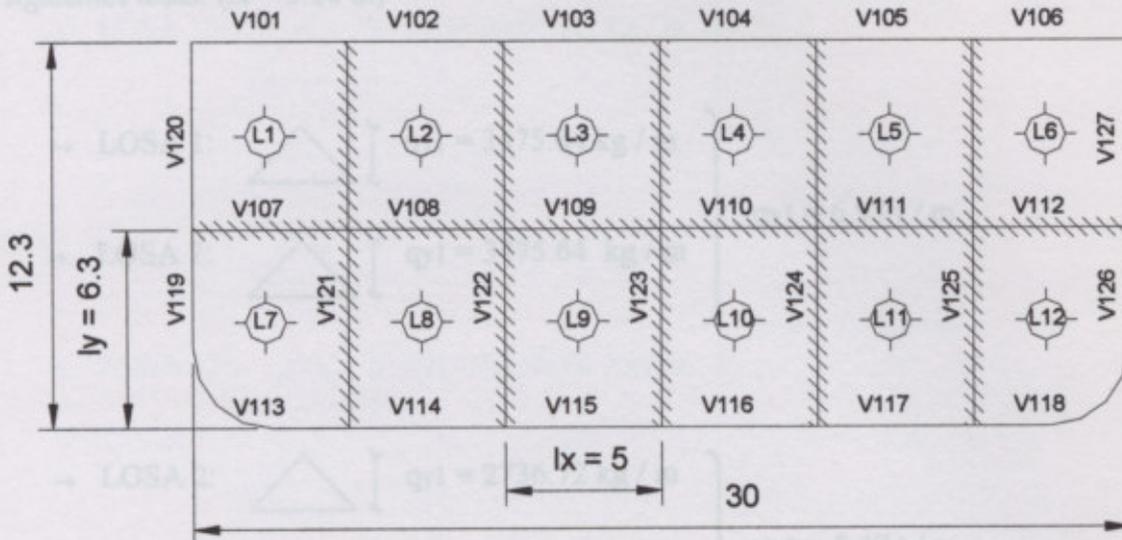
→ Las armaduras de tramo aportan: 1 ϕ 6 c/ 14 cm, por lo tanto:

→ $5.00 \text{ cm}^2 - 1.96 \text{ cm}^2 = 3.04 \text{ cm}^2$

→ **Se agrega = 1 ϕ 8 c/ 16 cm**

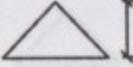
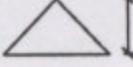
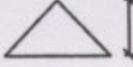
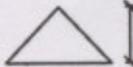
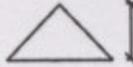
8-2.5 DIMENSIONAMIENTO VIGAS DE ARCHIVO

→ *Esquema Estructural*



▪ **Viga Continua V101 a V106 = V113 a V118**

Se cargan en el programa P- PLAN (programa de cálculo) las reacciones de las siguientes losas:

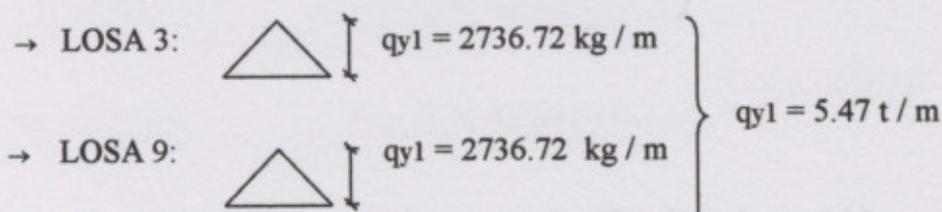
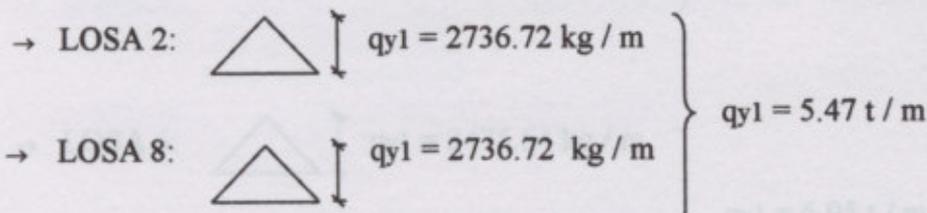
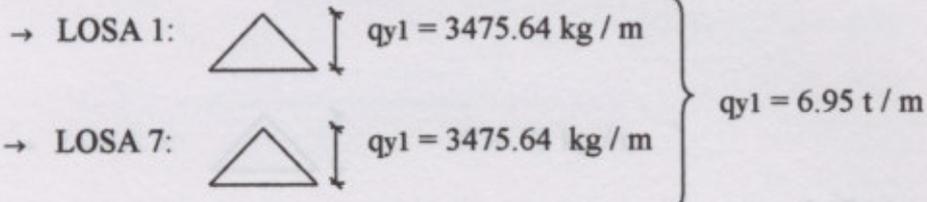
- LOSA 1:  $qy2 = 2011.49 \text{ kg / m} = 2.00 \text{ t / m}$
- LOSA 2:  $qy2 = 1587.30 \text{ kg / m} = 1.60 \text{ t / m}$
- LOSA 3:  $qy2 = 1587.30 \text{ kg / m} = 1.60 \text{ t / m}$
- LOSA 4:  $qy2 = 1587.30 \text{ kg / m} = 1.60 \text{ t / m}$
- LOSA 5:  $qy2 = 1587.30 \text{ kg / m} = 1.60 \text{ t / m}$
- LOSA 6:  $qy2 = 2011.49 \text{ kg / m} = 2.00 \text{ t / m}$

Además se coloca carga de peso propio: (Sección adopt.: 0.15 m x 0.30 m)

→ PESO PROPIO = $2400 \text{ kg / m}^3 \times (0.15 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}) = 108 \text{ kg / m} = 0.108 \text{ t / m}$

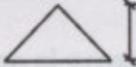
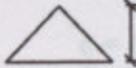
▪ **Viga Continua V107 a V112**

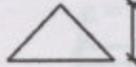
Se cargan en el programa P- PLAN (programa de cálculo) las reacciones de las siguientes losas: ($l_x = 5.00 \text{ m}$)

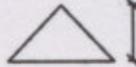
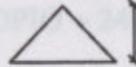


Además se coloca carga de peso propio: (Sección adopt.: $0.15 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$)

→ PESO PROPIO = $2400 \text{ kg / m}^2 \times (0.15 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}) = 108 \text{ kg / m} = 0.108 \text{ t / m}$

→ LOSA 4:  $q_{y1} = 2736.72 \text{ kg/m}$ }
 → LOSA 10:  $q_{y1} = 2736.72 \text{ kg/m}$ } $q_{y1} = 5.47 \text{ t/m}$

→ LOSA 5:  $q_{y1} = 2736.72 \text{ kg/m}$ }
 → LOSA 11:  $q_{y1} = 2736.72 \text{ kg/m}$ } $q_{y1} = 5.47 \text{ t/m}$

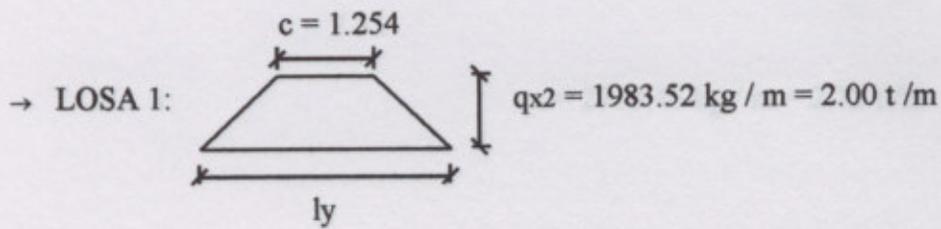
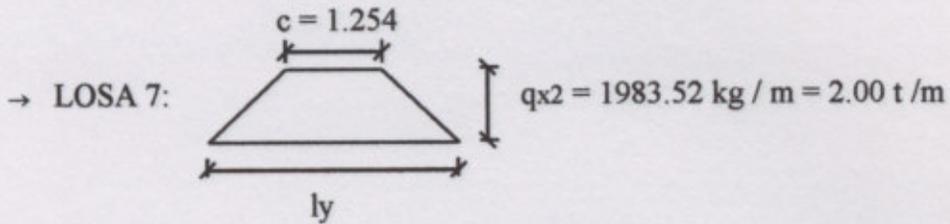
→ LOSA 6:  $q_{y1} = 3475.64 \text{ kg/m}$ }
 → LOSA 12:  $q_{y1} = 3475.64 \text{ kg/m}$ } $q_{y1} = 6.95 \text{ t/m}$

Además se coloca carga de peso propio: (Sección adopt.: 0.15 m x 0.30 m)

→ PESO PROPIO = $2400 \text{ kg/m}^3 \times (0.15 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}) = 108 \text{ kg/m} = 0.108 \text{ t/m}$

▪ **Viga Continua V119 y V120 = V126 y V127**

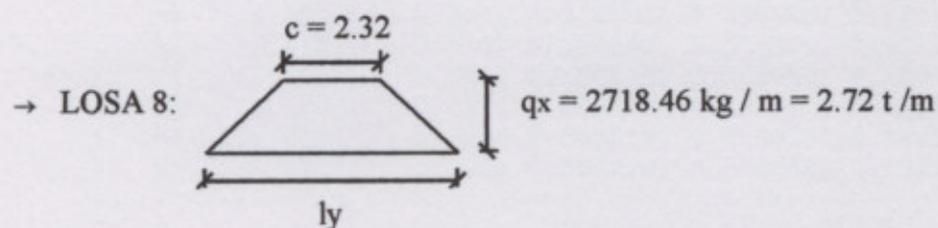
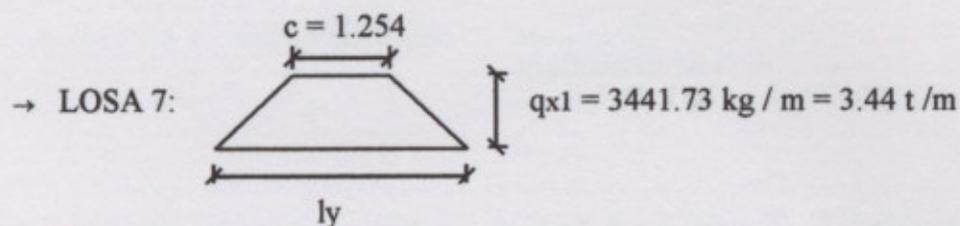
Se cargan en el programa P- PLAN (programa de cálculo) las reacciones de las siguientes losas:



→ PESO PROPIO = $2400 \text{ kg / m}^3 \times (0.15 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}) = 108 \text{ kg / m} = 0.108 \text{ t / m}$

▪ **Viga Continua V121 = V125**

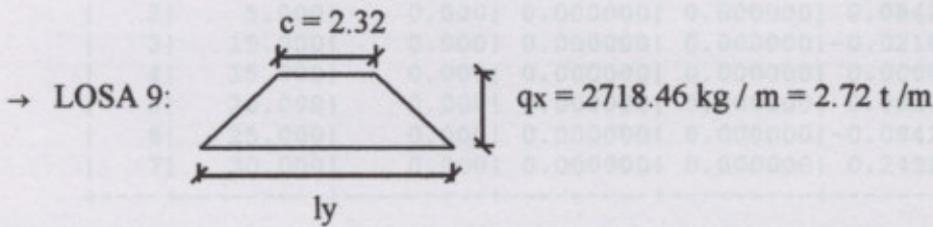
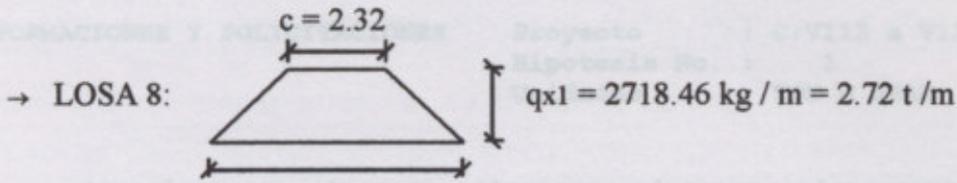
Se cargan en el programa P- PLAN (programa de cálculo) las reacciones de las siguientes losas:



→ PESO PROPIO = $2400 \text{ kg / m}^3 \times (0.15 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}) = 108 \text{ kg / m} = 0.108 \text{ t / m}$

▪ **Viga Continua V122 = V123 = V124**

Se cargan en el programa P- PLAN (programa de cálculo) las reacciones de las siguientes losas:



→ PESO PROPIO = $2400 \text{ kg / m}^3 \times (0.15 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}) = 108 \text{ kg / m} = 0.108 \text{ t / m}$

BARRA : 2 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-3.350	-2.108	-0.973	-0.025	0.6550	1.0093	0.9230	0.5101	-0.169	-1.036	-2.010
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-2.537	-2.403	-2.109	-1.655	-1.041	-0.267	0.5060	1.1200	1.5740	1.8680	2.0020
e	0.0844	0.0073	-0.035	-0.049	-0.039	-0.015	0.0121	0.0330	0.0384	0.0216	-0.021
y	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
f	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

BARRA : 3 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-2.010	-0.947	0.0088	0.7781	1.2803	1.4361	1.1910	0.5994	-0.259	-1.304	-2.457
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-2.180	-2.046	-1.752	-1.298	-0.684	0.0893	0.8633	1.4773	1.9313	2.2253	2.3593
e	-0.020	-0.062	-0.075	-0.063	-0.034	0.0052	0.0433	0.0693	0.0755	0.0528	0.0000
y	0.0000	0.0000	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000
f	0.0000	0.0000	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000

BARRA : 4 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-2.457	-1.304	-0.259	0.5994	1.1910	1.4361	1.2803	0.7781	0.0088	-0.947	-2.010
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-2.359	-2.225	-1.931	-1.477	-0.863	-0.089	0.6846	1.2986	1.7526	2.0466	2.1806
e	0.0000	-0.052	-0.075	-0.069	-0.043	-0.005	0.0340	0.0638	0.0754	0.0625	0.0208
y	0.0000	0.0000	0.0000	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000
f	0.0000	0.0000	0.0000	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000

BARRA : 5 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-2.010	-1.036	-0.169	0.5101	1.0093	0.9889	0.6550	-0.025	-0.973	-2.108	-3.350
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-2.002	-1.868	-1.574	-1.120	-0.506	0.2679	1.0419	1.6559	2.1099	2.4039	2.5379
e	0.0212	-0.021	-0.038	-0.033	-0.012	0.0158	0.0399	0.0495	0.0359	-0.007	-0.084
y	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
f	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

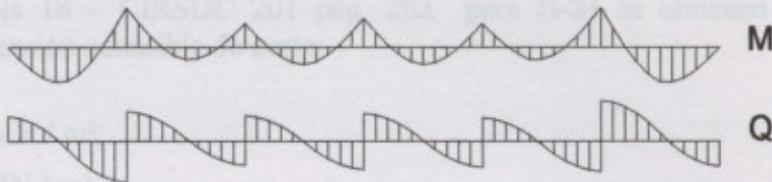
BARRA : 6 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-3.350	-1.660	-0.098	1.2371	2.2457	2.9372	2.9158	2.5773	1.9119	1.0194	0.0000
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-3.440	-3.286	-2.932	-2.378	-1.624	-0.670	0.2839	1.0379	1.5919	1.9459	2.0999
e	-0.084	-0.154	-0.179	-0.162	-0.112	-0.039	0.0427	0.1213	0.1854	0.2273	0.2419
y	0.0000	-0.001	-0.002	-0.004	-0.005	-0.006	-0.005	-0.005	-0.003	-0.002	0.0000
f	0.0000	-0.001	-0.002	-0.004	-0.005	-0.006	-0.005	-0.005	-0.003	-0.002	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 6

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	e	f
VALOR	2.9372	-3.350	3.4400	-3.440	0.0000	0.0000	0.2419	0.0060
BARRA	6	1	1	6	6	6	6	6

→ Esfuerzos



- M Tramo Max. = 2.94 tm
- M Apoyo Max. = -3.35 tm
- Q Max. = 3.44 t

→ Se adoptan vigas: 20 x 35 cm

$$h = d - d_o = 35 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$\text{H-21} \quad \beta_r = 0.175 \text{ t / cm}^2$$

$$\text{ACERO TIPO III} \quad \beta_s = 4.20 \text{ t / cm}^2$$

$$m_s \text{ tramo} = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 294 \text{ tcm} / ((30 \text{ cm})^2 \times 20 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s \text{ tramo} = 0.093$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.182$$

$$A_s \text{ tramo} = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.182 \times 30 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} / (4.20 \text{ t / cm}^2 / 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s \text{ tramo} = 4.55 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 2 ϕ 16 + 1 ϕ 10 (para tramo viga)

$$m_s \text{ apoyo} = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 335 \text{ tcm} / ((30 \text{ cm})^2 \times 20 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s \text{ apoyo} = 0.106$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.21$$

$$A_s \text{ apoyo} = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.21 \times 30 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} / (4.20 \text{ t / cm}^2 / 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s \text{ apoyo} = 5.25 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 3 ϕ 16 (para apoyos viga: en una capa superior)

→ Armadura de Corte: se adopta: $z = 0.9 \times h$

De tabla 18 – CIRSOC 201 pág. 202 para H-21 se obtienen los siguientes valores de la tensión admisible de corte:

$$\tau_{012} = 0.75 \text{ MN} / \text{m}^2;$$

$$\tau_{02} = 1.80 \text{ MN} / \text{m}^2;$$

$$\tau_{03} = 3.00 \text{ MN} / \text{m}^2.$$

$$\tau_0 = Q / (b_0 \times z)$$

$$\tau_0 = 34.40 \text{ KN} / (0.9 \times 0.30 \text{ cm} \times 0.20 \text{ cm}) \times 1000 \text{ KN} / \text{MN}$$

$$\rightarrow \tau_0 = 0.64 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$\rightarrow \text{Zona 1 : } \eta = 0.40$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_0 = 0.40 \times 0.64 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$\rightarrow \tau = 0.256 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_0 \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.256 \text{ MN} / \text{m}^2 \times 0.20 \text{ m} \times 100) \times 100 / 240 \text{ MN} / \text{m}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 2.13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Separación máxima estribos para Zona 1: 0.8 do ó 30 cm

→ Se adoptan estribos: 2 ramas ϕ 6 c/ 25 cm

▪ VIGAS: V107 a V112

→ Resolución en P-PLAN

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES Proyecto : C:V107 a V112
 Hipotesis No. : 1
 Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.798906
2	5.000	0.000	0.000000	0.000000	0.285742
3	10.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.071436
4	15.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
5	20.000	0.000	0.000000	0.000000	0.071436
6	25.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.285742
7	30.000	0.000	0.000000	0.000000	0.798906

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.000000	-6.781093	0.000000	-10.88203	11.133906	0.000000
2	2	3	-10.88203	-8.016406	0.000000	-6.337500	6.1985937	0.000000
3	3	4	-6.337500	-6.804531	0.000000	-7.852343	7.4104687	0.000000
4	4	5	-7.852343	-7.410468	0.000000	-6.337500	6.8045312	0.000000
5	5	6	-6.337500	-6.198593	0.000000	-10.88203	8.0164062	0.000000
6	6	7	-10.88203	-11.13390	0.000000	0.000000	6.7810937	0.000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.000000	6.7810937	0.000000
2	0.000000	19.150312	0.000000
3	0.000000	13.003125	0.000000
4	0.000000	14.820937	0.000000
5	0.000000	13.003125	0.000000
6	0.000000	19.150312	0.000000
7	0.000000	6.7810937	0.000000

BARRA : 1 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	0.0000	3.3179	6.2614	8.4829	9.7183	9.3698	7.4584	4.1301	-0.267	-5.387	-10.88
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-6.781	-6.379	-5.283	-3.491	-1.005	2.1764	5.3579	7.8444	9.6359	10.732	11.133
θ	-0.797	-0.750	-0.613	-0.403	-0.144	0.1283	0.3700	0.5368	0.5934	0.5147	0.2850
y	0.0000	-0.006	-0.012	-0.017	-0.020	-0.019	-0.017	-0.013	-0.008	-0.003	0.0000
f	0.0000	-0.006	-0.012	-0.017	-0.020	-0.019	-0.017	-0.013	-0.008	-0.003	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-10.88	-6.933	-3.286	-0.212	2.0138	3.1925	2.9227	1.6054	-0.559	-3.298	-6.337
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-8.016	-7.688	-6.814	-5.392	-3.424	-0.908	1.6065	3.5750	4.9965	5.8710	6.1985
@	0.2863	0.0346	-0.108	-0.156	-0.129	-0.053	0.0347	0.1009	0.1173	0.0638	-0.072
y	0.0000	0.0013	0.0000	0.0000	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000
f	0.0000	0.0013	0.0000	0.0000	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000

BARRA : 3 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-6.337	-2.995	0.0465	2.5143	4.1345	4.6368	3.8316	1.9083	-0.862	-4.207	-7.852
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-6.804	-6.477	-5.602	-4.181	-2.212	0.3029	2.8184	4.7869	6.2084	7.0829	7.4104
@	-0.070	-0.202	-0.243	-0.205	-0.109	0.0178	0.1404	0.2239	0.2434	0.1695	0.0000
y	0.0000	-0.001	-0.003	-0.005	-0.006	-0.007	-0.006	-0.004	-0.002	0.0000	0.0000
f	0.0000	-0.001	-0.003	-0.005	-0.006	-0.007	-0.006	-0.004	-0.002	0.0000	0.0000

BARRA : 4 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-7.852	-4.207	-0.862	1.9083	3.8316	4.6368	4.1345	2.5143	0.0465	-2.995	-6.337
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-7.410	-7.082	-6.208	-4.786	-2.818	-0.302	2.2125	4.1810	5.6025	6.4770	6.8045
@	0.0000	-0.169	-0.243	-0.223	-0.140	-0.017	0.1090	0.2053	0.2431	0.2024	0.0707
y	0.0000	0.0000	-0.002	-0.004	-0.006	-0.007	-0.006	-0.005	-0.003	-0.001	0.0000
f	0.0000	0.0000	-0.002	-0.004	-0.006	-0.007	-0.006	-0.005	-0.003	-0.001	0.0000

BARRA : 5 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-6.337	-3.298	-0.559	1.6054	3.1925	3.1190	2.0138	-0.212	-3.286	-6.933	-10.88
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-6.198	-5.871	-4.996	-3.575	-1.606	0.9089	3.4244	5.3929	6.8144	7.6889	8.0164
@	0.0721	-0.063	-0.117	-0.100	-0.034	0.0536	0.1290	0.1567	0.1089	-0.034	-0.286
y	0.0000	0.0000	0.0000	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000	0.0013	0.0000
f	0.0000	0.0000	0.0000	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000	0.0013	0.0000

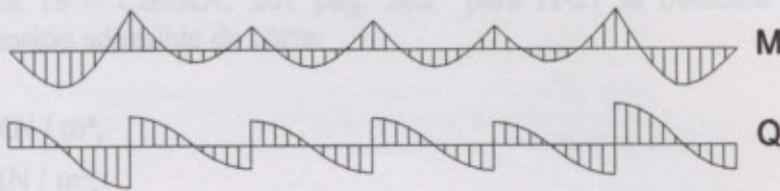
BARRA : 6 Long Original : 5.000 Long Deformada : 5.000

x	0.0000	0.5000	1.0000	1.5000	2.0000	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000
M	-10.88	-5.387	-0.267	4.1301	7.4584	9.7183	9.6348	8.4829	6.2614	3.3179	0.0000
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-11.13	-10.73	-9.635	-7.844	-5.357	-2.176	1.0050	3.4915	5.2830	6.3795	6.7810
@	-0.285	-0.514	-0.593	-0.536	-0.370	-0.128	0.1440	0.4031	0.6138	0.7505	0.7979
y	0.0000	-0.003	-0.008	-0.013	-0.017	-0.020	-0.019	-0.017	-0.012	-0.006	0.0000
f	0.0000	-0.003	-0.008	-0.013	-0.017	-0.020	-0.019	-0.017	-0.012	-0.006	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 6

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	9.7183	-10.88	11.133	-11.13	0.0000	0.0000	0.7979	0.0200
BARRA	1	5	1	6	6	6	1	1

→ Esfuerzos



- M Tramo Max. = 9.72 tm
- M Apoyo Max. = -10.88 tm
- Q Max. = 11.13 t

→ Se adoptan vigas: 25 x 45 cm

$$h = d - d_o = 45 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

H-21	$\beta_r = 0.175 \text{ t/cm}^2$
ACERO TIPO III	$\beta_s = 4.20 \text{ t/cm}^2$

$$m_s \text{ tramo} = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 972 \text{ tcm} / ((40 \text{ cm})^2 \times 25 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s \text{ tramo} = 0.139$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.286$$

$$A_s \text{ tramo} = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.286 \times 40 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s \text{ tramo} = 11.92 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 6 ϕ 16 en dos capas (para tramo viga)

$$m_s \text{ apoyo} = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 1088 \text{ tcm} / ((40 \text{ cm})^2 \times 25 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s \text{ apoyo} = 0.155$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.326$$

$$A_s \text{ apoyo} = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.326 \times 40 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s \text{ apoyo} = 13.58 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 4 ϕ 20 + 1 ϕ 16 (para apoyos viga: en dos capas superiores para facilitar el ingreso del hormigón)

→ Armadura de Corte: se adopta: $z = 0.9 \times h$

De tabla 18 – CIRSOC 201 pág. 202 para H-21 se obtienen los siguientes valores de la tensión admisible de corte:

$$\tau_{012} = 0.75 \text{ MN} / \text{m}^2;$$

$$\tau_{02} = 1.80 \text{ MN} / \text{m}^2;$$

$$\tau_{03} = 3.00 \text{ MN} / \text{m}^2.$$

$$\tau_0 = Q / (b_o \times z)$$

$$\tau_0 = 111.30 \text{ KN} / (0.9 \times 0.40 \text{ cm} \times 0.25 \text{ cm}) \times 1000 \text{ KN} / \text{MN}$$

$$\rightarrow \tau_0 = 1.24 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$\rightarrow \text{Zona 2 para H-21: } \eta = \tau_0 / \tau_{02} = 0.69$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_0 = 0.69 \times 1.24 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$\rightarrow \tau = 0.759 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_o \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.759 \text{ MN} / \text{m}^2 \times 0.25 \text{ m} \times 100) \times 100 / 240 \text{ MN} / \text{m}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 7.90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Separación máxima estribos para Zona 2: 0.6 do ó 25 cm

→ Se adoptan estribos: 2 ramas ϕ 10 c/ 19 cm

▪ VIGAS: V119 y V120 = V126 y V127

→ Resolución en P-PLAN

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES Proyecto : C:V119
 Hipotesis No. : 1
 Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.649592
2	6.300	0.000	0.000000	0.000000	0.056364
3	12.300	0.000	0.000000	0.000000	0.508616

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-5.055435	0.0000000	-9.984015	8.2249642	0.0000000
2	2	3	-9.984015	-7.988002	0.0000000	0.0000000	4.6599975	0.0000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	5.0554357	0.0000000
2	0.0000000	16.212966	0.0000000
3	0.0000000	4.6599975	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 6.300 Long Deformada : 6.300

x	0.0000	0.6300	1.2600	1.8900	2.5200	3.1500	3.7800	4.4100	5.0400	5.6700	6.3000
M	0.0000	2.7665	4.6965	5.7897	6.0619	5.4663	4.0495	1.7961	-1.293	-5.220	-9.984
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-5.055	-3.727	-2.399	-1.071	0.2567	1.5847	2.9128	4.2408	5.5688	6.8969	8.2249
@	-0.648	-0.597	-0.461	-0.272	-0.059	0.1484	0.3204	0.4471	0.4383	0.3246	0.0559
y	0.0000	-0.006	-0.012	-0.016	-0.018	-0.018	-0.015	-0.011	-0.006	-0.002	0.0000
f	0.0000	-0.006	-0.012	-0.016	-0.018	-0.018	-0.015	-0.011	-0.006	-0.002	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

x	0.0000	0.6000	1.2000	1.8000	2.4000	3.0000	3.6000	4.2000	4.8000	5.4000	6.0000
M	-9.984	-5.570	-1.916	0.9794	3.1161	4.4939	5.1480	4.9730	4.0742	2.4165	0.0000
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-7.988	-6.723	-5.458	-4.193	-2.928	-1.664	-0.399	0.8655	2.1303	3.3951	4.6599
@	0.0566	-0.205	-0.350	-0.344	-0.272	-0.141	0.0237	0.1970	0.3527	0.4649	0.5080
y	0.0000	0.0000	-0.003	-0.007	-0.010	-0.012	-0.013	-0.012	-0.009	-0.005	0.0000
f	0.0000	0.0000	-0.003	-0.007	-0.010	-0.012	-0.013	-0.012	-0.009	-0.005	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	6.0619	-9.984	8.2249	-7.988	0.0000	0.0000	0.6489	0.0188
BARRA	1	2	1	2	2	2	1	1

→ Esfuerzos

- M Tramo Max. = 6.06 tm
- M Apoyo Max. = -9.98 tm
- Q Max. = 8.22 t

→ Se adoptan vigas: 25 x 45 cm

$$h = d - d_o = 45 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

H-21	$\beta_r = 0.175 \text{ t / cm}^2$
ACERO TIPO III	$\beta_s = 4.20 \text{ t / cm}^2$

$$m_s \text{ tramo} = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 606 \text{ tcm} / ((40 \text{ cm})^2 \times 25 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s \text{ tramo} = 0.086$$

$$\rightarrow \omega M = 0.167$$

$$A_s \text{ tramo} = \omega M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.167 \times 40 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} / (4.20 \text{ t / cm}^2 / 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s \text{ tramo} = 6.96 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 3 ϕ 16 + 1 ϕ 12 en una capa (para tramo viga)

$$m_s \text{ apoyo} = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 998 \text{ tcm} / ((40 \text{ cm})^2 \times 25 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s \text{ apoyo} = 0.143$$

$$\rightarrow \omega M = 0.296$$

$$A_s \text{ apoyo} = \omega M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.296 \times 40 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} / (4.20 \text{ t / cm}^2 / 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s \text{ apoyo} = 12.33 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 4 ϕ 20 (para apoyos viga: en una capa superior)

→ Armadura de Corte: se adopta: $z = 0.9 \times h$

De tabla 18 – CIRSOC 201 pág. 202 para H-21 se obtienen los siguientes valores de la tensión admisible de corte:

$$\tau_{012} = 0.75 \text{ MN} / \text{m}^2;$$

$$\tau_{02} = 1.80 \text{ MN} / \text{m}^2;$$

$$\tau_{03} = 3.00 \text{ MN} / \text{m}^2.$$

$$\tau_0 = Q / (b_0 \times z)$$

$$\tau_0 = 82.2 \text{ KN} / (0.9 \times 0.40 \text{ cm} \times 0.25 \text{ cm}) \times 1000 \text{ KN} / \text{MN}$$

$$\rightarrow \tau_0 = 0.91 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$\rightarrow \text{Zona 2 para H-21: } \eta = \tau_0 / \tau_{02} = 0.91 / 1.80 = 0.51$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_0 = 0.51 \times 0.91 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$\rightarrow \tau = 0.413 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_0 \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.413 \text{ MN} / \text{m}^2 \times 0.25 \text{ m} \times 100) \times 100 / 240 \text{ MN} / \text{m}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 4.30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Separación máxima estribos para Zona 2: 0.6 do ó 25 cm

→ Se adoptan estribos: 2 ramas $\phi 8 \text{ c} / 22 \text{ cm}$

▪ VIGAS: V121 = V125

→ Resolución en P-PLAN

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES Proyecto : C:V121
 Hipotesis No. : 1
 Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-3.695447
2	6.300	0.000	0.000000	0.000000	3.695447

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.000000	-19.74420	0.000000	0.000000	19.744200	0.000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.000000	19.744200	0.000000
2	0.000000	19.744200	0.000000

BARRA : 1 Long Original : 6.300 Long Deformada : 6.300

x	0.0000	0.6300	1.2600	1.8900	2.5200	3.1500	3.7800	4.4100	5.0400	5.6700	6.3000
M	0.0000	11.194	19.902	26.121	29.853	31.097	29.853	26.121	19.902	11.194	0.0000
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-19.74	-15.79	-11.84	-7.897	-3.948	0.0000	3.9488	7.8976	11.846	15.795	19.744
@	-3.693	-3.487	-2.925	-2.098	-1.093	0.0000	1.0935	2.0984	2.9259	3.4873	3.6939
y	0.0000	-0.039	-0.075	-0.103	-0.120	-0.126	-0.120	-0.103	-0.075	-0.039	0.0000
f	0.0000	-0.039	-0.075	-0.103	-0.120	-0.126	-0.120	-0.103	-0.075	-0.039	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 1

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	31.097	0.0000	19.744	-19.74	0.0000	0.0000	3.6939	0.1268
BARRA	1	1	1	1	1	1	1	1

→ Esfuerzos

- M Max. = 31.00 tm
- Q Max. = 19.75 t

→ Se adoptan vigas: 35 x 60 cm

$$h = d - d_o = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$\text{H-21} \quad \beta_r = 0.175 \text{ t / cm}^2$$

$$\text{ACERO TIPO III} \quad \beta_s = 4.20 \text{ t / cm}^2$$

→ Armadura Longitudinal:

$$m_s = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 3100 \text{ tcm} / ((55 \text{ cm})^2 \times 35 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.167 \rightarrow \omega M = 0.358$$

$$A_s = \omega M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.358 \times 55 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} / (4.20 \text{ t / cm}^2 / 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s = 28.70 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 6 ϕ 25 (en una capa)

→ Armadura de Corte: se adopta: $z = 0.9 \times h$

$$\tau_0 = Q / (b_o \times z)$$

$$\tau_0 = 197.50 \text{ KN} / (0.9 \times 0.55 \text{ cm} \times 0.35 \text{ cm}) \times 1000 \text{ KN/ MN}$$

$$\rightarrow \tau_0 = 1.14 \text{ MN/ m}^2$$

$$\rightarrow \text{Zona 2 para H-21: } \eta = \tau_0 / \tau_{02} = 1.14 / 1.80 = 0.63$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_0 = 0.63 \times 1.14 \text{ MN/ m}^2 \rightarrow \tau = 0.72 \text{ MN/ m}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_o \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.72 \text{ MN/ m}^2 \times 0.35 \text{ m} \times 100) \times 100 / 240 \text{ MN/ m}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 10.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Separación máxima estribos para Zona 2: 0.6 do ó 25 cm

→ Se adoptan estribos: 2 ramas ϕ 10 c/ 14.50 cm

▪ VIGAS: V122 = V123 = V124

→ Resolución en P-PLAN

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES Proyecto : C:V122
 Hipotesis No. : 1
 Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-3.270954
2	6.300	0.000	0.000000	0.000000	3.270954

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.000000	-17.47620	0.000000	0.000000	17.476200	0.000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.000000	17.476200	0.000000
2	0.000000	17.476200	0.000000

BARRA : 1 Long Original : 6.300 Long Deformada : 6.300

x	0.0000	0.6300	1.2600	1.8900	2.5200	3.1500	3.7800	4.4100	5.0400	5.6700	6.3000
M	0.0000	9.9090	17.616	23.121	26.424	27.525	26.424	23.121	17.616	9.9090	0.0000
N	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Q	-17.47	-13.98	-10.48	-6.990	-3.495	0.0000	3.4952	6.9904	10.485	13.980	17.476
θ	-3.269	-3.086	-2.589	-1.857	-0.967	0.0000	0.9679	1.8573	2.5898	3.0867	3.2696
y	0.0000	-0.035	-0.066	-0.091	-0.106	-0.112	-0.106	-0.091	-0.066	-0.035	0.0000
f	0.0000	-0.035	-0.066	-0.091	-0.106	-0.112	-0.106	-0.091	-0.066	-0.035	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 1

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	θ	f
VALOR	27.525	0.0000	17.476	-17.47	0.0000	0.0000	3.2696	0.1123
BARRA	1	1	1	1	1	1	1	1

→ Esfuerzos

- $M_{Max.} = 27.53 \text{ tm}$
- $Q_{Max.} = 17.48 \text{ t}$

→ Se adoptan vigas: 35 x 60 cm

$$h = d - d_o = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$H-21 \quad \beta_r = 0.175 \text{ t / cm}^2$$

$$ACERO TIPO III \quad \beta_s = 4.20 \text{ t / cm}^2$$

→ Armadura Longitudinal:

$$m_s = M / (b^2 \times d \times \beta_r) = 2753 \text{ tcm} / ((55 \text{ cm})^2 \times 35 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.149 \rightarrow \omega_M = 0.311$$

$$A_s = \omega_M \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.311 \times 55 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} / (4.20 \text{ t / cm}^2 / 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s = 24.94 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta = 4 ϕ 25 + 2 ϕ 20 (en una capa)→ Armadura de Corte: se adopta: $z = 0.9 \times h$

$$\tau_o = Q / (b_o \times z)$$

$$\tau_o = 174.80 \text{ KN} / (0.9 \times 0.55 \text{ cm} \times 0.35 \text{ cm}) \times 1000 \text{ KN/ MN}$$

$$\rightarrow \tau_o = 1.00 \text{ MN/ m}^2$$

$$\rightarrow \text{Zona 2 para H-21: } \eta = \tau_o / \tau_{o2} = 1.00 / 1.80 = 0.55$$

$$\rightarrow \tau = \eta \times \tau_o = 0.55 \times 1.00 \text{ MN/ m}^2 \rightarrow \tau = 0.55 \text{ MN/ m}^2$$

$$f_{eB} = (\tau \times b_o \times 100) / \sigma_e$$

$$f_{eB} = (0.55 \text{ MN/ m}^2 \times 0.35 \text{ m} \times 100) \times 100 / 240 \text{ MN/ m}^2 \text{ (para acero tipo III)}$$

$$\rightarrow f_{eB} = 8.02 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

→ Separación máxima estribos para Zona 2: 0.6 d_o ó 25 cm→ Se adoptan estribos: 2 ramas ϕ 10 c/ 19 cm

8-2.6 DIMENSIONAMIENTO COLUMNAS→ *Tabla de Esfuerzos*

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	cm	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-cm	Ton-cm	Ton-cm
49	0	COMB1	Combination	-54,7244	1,041E-17	2,602E-18	0	6,661E-16	6,217E-15
49	294,571	COMB1	Combination	-53,6627	1,041E-17	2,602E-18	0	-1,004E-16	3,151E-15
49	589,142	COMB1	Combination	-52,6009	1,041E-17	2,602E-18	0	-8,669E-16	8,526E-17
49	0	COMB2	Combination	-69,0941	2,689E-17	-3,469E-18	0	-8,882E-16	7,994E-15
49	294,571	COMB2	Combination	-68,0323	2,689E-17	-3,469E-18	0	1,338E-16	7,312E-17
49	589,142	COMB2	Combination	-66,9706	2,689E-17	-3,469E-18	0	1,156E-15	-7,847E-15
49	0	COMB3	Combination	-70,1519	3,123E-17	-3,903E-18	0	-1,11E-15	7,105E-15
49	294,571	COMB3	Combination	-69,0901	3,123E-17	-3,903E-18	0	3,952E-17	-2,093E-15
49	589,142	COMB3	Combination	-68,0283	3,123E-17	-3,903E-18	0	1,189E-15	-1,129E-14
49	0	COMB4	Combination	-71,9085	2,134E-17	-5,204E-19	0	-3,553E-16	7,461E-15
49	294,571	COMB4	Combination	-70,8467	2,134E-17	-5,204E-19	0	-2,02E-16	1,175E-15
49	589,142	COMB4	Combination	-69,785	2,134E-17	-5,204E-19	0	-4,867E-17	-5,11E-15
49	0	COMB5	Combination	-72,9663	2,567E-17	-9,541E-19	0	-5,773E-16	6,573E-15
49	294,571	COMB5	Combination	-71,9045	2,567E-17	-9,541E-19	0	-2,963E-16	-9,903E-16
49	589,142	COMB5	Combination	-70,8427	2,567E-17	-9,541E-19	0	-1,522E-17	-8,553E-15
49	0	COMB6	Combination	-62,0075	1,735E-17	1,735E-18	0	2,22E-16	6,217E-15
49	294,571	COMB6	Combination	-60,9457	1,735E-17	1,735E-18	0	-2,89E-16	1,107E-15
49	589,142	COMB6	Combination	-59,884	1,735E-17	1,735E-18	0	-8E-16	-4,003E-15
49	0	COMB7	Combination	-49,3953	1,041E-17	-2,168E-17	0	-7,327E-15	7,105E-15
49	294,571	COMB7	Combination	-48,3336	1,041E-17	-2,168E-17	0	-9,4E-16	4,039E-15
49	589,142	COMB7	Combination	-47,2718	1,041E-17	-2,168E-17	0	5,448E-15	9,734E-16
52	0	COMB1	Combination	-68,0156	-1,735E-18	-2,168E-18	0	-1,11E-16	-3,553E-15
52	379,465	COMB1	Combination	-66,6478	-1,735E-18	-2,168E-18	0	7,118E-16	-2,894E-15
52	758,931	COMB1	Combination	-65,28	-1,735E-18	-2,168E-18	0	1,535E-15	-2,236E-15
52	0	COMB2	Combination	-85,924	-2,082E-17	2,168E-19	0	-2,776E-17	-1,243E-14
52	379,465	COMB2	Combination	-84,5562	-2,082E-17	2,168E-19	0	-1,1E-16	-4,535E-15
52	758,931	COMB2	Combination	-83,1884	-2,082E-17	2,168E-19	0	-1,923E-16	3,364E-15
52	0	COMB3	Combination	-86,2435	-2,082E-17	8,674E-19	0	-1,388E-16	-1,243E-14
52	379,465	COMB3	Combination	-84,8758	-2,082E-17	8,674E-19	0	-4,679E-16	-4,535E-15
52	758,931	COMB3	Combination	-83,508	-2,082E-17	8,674E-19	0	-7,97E-16	3,364E-15
52	0	COMB4	Combination	-94,0036	-1,422E-17	-1,691E-18	0	-2,776E-17	-8,527E-15
52	379,465	COMB4	Combination	-92,6358	-1,422E-17	-1,691E-18	0	6,141E-16	-3,129E-15
52	758,931	COMB4	Combination	-91,268	-1,422E-17	-1,691E-18	0	1,256E-15	2,269E-15
52	0	COMB5	Combination	-94,3231	-1,422E-17	-1,041E-18	0	-1,388E-16	-8,527E-15
52	379,465	COMB5	Combination	-92,9553	-1,422E-17	-1,041E-18	0	2,562E-16	-3,129E-15
52	758,931	COMB5	Combination	-91,5876	-1,422E-17	-1,041E-18	0	6,511E-16	2,269E-15
52	0	COMB6	Combination	-78,6301	-5,204E-18	-2,06E-18	0	-1,388E-16	-3,553E-15
52	379,465	COMB6	Combination	-77,2623	-5,204E-18	-2,06E-18	0	6,429E-16	-1,578E-15
52	758,931	COMB6	Combination	-75,8945	-5,204E-18	-2,06E-18	0	1,425E-15	3,969E-16
52	0	COMB7	Combination	-59,5893	-5,204E-18	1,344E-17	0	-1,11E-16	-5,329E-15
52	379,465	COMB7	Combination	-58,2215	-5,204E-18	1,344E-17	0	-5,213E-15	-3,354E-15
52	758,931	COMB7	Combination	-56,8537	-5,204E-18	1,344E-17	0	-1,031E-14	-1,379E-15
54	0	COMB1	Combination	-65,216	-1,041E-17	1,084E-19	0	0	-1,066E-14
54	379,465	COMB1	Combination	-63,8482	-1,041E-17	1,084E-19	0	-4,114E-17	-6,709E-15

54	758,931 COMB1	Combination -62,4804 -1,041E-17 1,084E-19	0 -8,228E-17 -2,759E-15
54	0 COMB2	Combination -84,1861 -2,255E-17 -1,084E-19	0 1,388E-16 -1,954E-14
54	379,465 COMB2	Combination -82,8183 -2,255E-17 -1,084E-19	0 1,799E-16 -1,098E-14
54	758,931 COMB2	Combination -81,4505 -2,255E-17 -1,084E-19	0 2,211E-16 -2,425E-15
54	0 COMB3	Combination -84,4169 -2,602E-17 7,047E-19	0 2,776E-17 -2,132E-14
54	379,465 COMB3	Combination -83,0491 -2,602E-17 7,047E-19	0 -2,397E-16 -1,144E-14
54	758,931 COMB3	Combination -81,6813 -2,602E-17 7,047E-19	0 -5,071E-16 -1,568E-15
54	0 COMB4	Combination -91,6992 -1,874E-17 -4,662E-19	0 1,11E-16 -1,563E-14
54	379,465 COMB4	Combination -90,3314 -1,874E-17 -4,662E-19	0 2,879E-16 -8,523E-15
54	758,931 COMB4	Combination -88,9636 -1,874E-17 -4,662E-19	0 4,648E-16 -1,413E-15
54	0 COMB5	Combination -91,9299 -2,22E-17 3,469E-19	0 0 -1,741E-14
54	379,465 COMB5	Combination -90,5621 -2,22E-17 3,469E-19	0 -1,317E-16 -8,982E-15
54	758,931 COMB5	Combination -89,1944 -2,22E-17 3,469E-19	0 -2,633E-16 -5,566E-16
54	0 COMB6	Combination -76,0489 -1,388E-17 5,421E-20	0 0 -1,243E-14
54	379,465 COMB6	Combination -74,6811 -1,388E-17 5,421E-20	0 -2,057E-17 -7,168E-15
54	758,931 COMB6	Combination -73,3133 -1,388E-17 5,421E-20	0 -4,114E-17 -1,902E-15
54	0 COMB7	Combination -57,8436 -1,041E-17 1,084E-17	0 0 -1,243E-14
54	379,465 COMB7	Combination -56,4759 -1,041E-17 1,084E-17	0 -4,114E-15 -8,485E-15
54	758,931 COMB7	Combination -55,1081 -1,041E-17 1,084E-17	0 -8,228E-15 -4,535E-15
55	0 COMB1	Combination -65,445 -6,939E-18 1,626E-19	0 -5,551E-17 -5,329E-15
55	379,465 COMB1	Combination -64,0772 -6,939E-18 1,626E-19	0 -1,172E-16 -2,696E-15
55	758,931 COMB1	Combination -62,7094 -6,939E-18 1,626E-19	0 -1,789E-16 -6,293E-17
55	0 COMB2	Combination -83,5564 -2,776E-17 5,421E-20	0 1,388E-17 -1,421E-14
55	379,465 COMB2	Combination -82,1886 -2,776E-17 5,421E-20	0 -6,693E-18 -3,679E-15
55	758,931 COMB2	Combination -80,8208 -2,776E-17 5,421E-20	0 -2,726E-17 6,854E-15
55	0 COMB3	Combination -83,8737 -2,776E-17 6,505E-19	0 1,388E-17 -1,776E-14
55	379,465 COMB3	Combination -82,5059 -2,776E-17 6,505E-19	0 -2,33E-16 -7,231E-15
55	758,931 COMB3	Combination -81,1381 -2,776E-17 6,505E-19	0 -4,798E-16 3,301E-15
55	0 COMB4	Combination -91,4815 -2,012E-17 -2,168E-19	0 -1,943E-17 -1,137E-14
55	379,465 COMB4	Combination -90,1137 -2,012E-17 -2,168E-19	0 6,285E-17 -3,733E-15
55	758,931 COMB4	Combination -88,7459 -2,012E-17 -2,168E-19	0 1,451E-16 3,903E-15
55	0 COMB5	Combination -91,7988 -2,012E-17 3,795E-19	0 -1,943E-17 -1,492E-14
55	379,465 COMB5	Combination -90,431 -2,012E-17 3,795E-19	0 -1,634E-16 -7,285E-15
55	758,931 COMB5	Combination -89,0632 -2,012E-17 3,795E-19	0 -3,074E-16 3,504E-16
55	0 COMB6	Combination -76,1948 -1,041E-17 1,084E-19	0 -4,163E-17 -7,105E-15
55	379,465 COMB6	Combination -74,827 -1,041E-17 1,084E-19	0 -8,278E-17 -3,156E-15
55	758,931 COMB6	Combination -73,4592 -1,041E-17 1,084E-19	0 -1,239E-16 7,938E-16
55	0 COMB7	Combination -58,27 -1,041E-17 1,431E-17	0 0 -3,553E-15
55	379,465 COMB7	Combination -56,9022 -1,041E-17 1,431E-17	0 -5,431E-15 3,969E-16
55	758,931 COMB7	Combination -55,5344 -1,041E-17 1,431E-17	0 -1,086E-14 4,346E-15
56	0 COMB1	Combination -65,2069 -1,041E-17 3,524E-19	0 0 -5,329E-15
56	379,465 COMB1	Combination -63,8391 -1,041E-17 3,524E-19	0 -1,337E-16 -1,379E-15
56	758,931 COMB1	Combination -62,4713 -1,041E-17 3,524E-19	0 -2,674E-16 2,57E-15
56	0 COMB2	Combination -84,1828 -2,429E-17 -2,711E-20	0 0 -1,243E-14
56	379,465 COMB2	Combination -82,815 -2,429E-17 -2,711E-20	0 1,029E-17 -3,219E-15
56	758,931 COMB2	Combination -81,4472 -2,429E-17 -2,711E-20	0 2,057E-17 5,997E-15
56	0 COMB3	Combination -84,4133 -2,776E-17 5,15E-19	0 0 -1,421E-14
56	379,465 COMB3	Combination -83,0455 -2,776E-17 5,15E-19	0 -1,954E-16 -3,679E-15
56	758,931 COMB3	Combination -81,6778 -2,776E-17 5,15E-19	0 -3,908E-16 6,854E-15
56	0 COMB4	Combination -91,6919 -1,874E-17 -1,301E-19	0 0 -9,592E-15
56	379,465 COMB4	Combination -90,3241 -1,874E-17 -1,301E-19	0 4,937E-17 -2,483E-15
56	758,931 COMB4	Combination -88,9563 -1,874E-17 -1,301E-19	0 9,874E-17 4,626E-15

56	0 COMB5	Combination -91,9224	-2,22E-17	4,12E-19	0	0	-1,137E-14
56	379,465 COMB5	Combination -90,5547	-2,22E-17	4,12E-19	0	-1,563E-16	-2,943E-15
56	758,931 COMB5	Combination -89,1869	-2,22E-17	4,12E-19	0	-3,127E-16	5,483E-15
56	0 COMB6	Combination -76,0401	-1,388E-17	2,711E-19	0	0	-7,105E-15
56	379,465 COMB6	Combination -74,6723	-1,388E-17	2,711E-19	0	-1,029E-16	-1,839E-15
56	758,931 COMB6	Combination -73,3045	-1,388E-17	2,711E-19	0	-2,057E-16	3,427E-15
56	0 COMB7	Combination -58,7483	-1,214E-17	1,084E-17	0	-3,553E-15	-7,105E-15
56	379,465 COMB7	Combination -57,3805	-1,214E-17	1,084E-17	0	-7,667E-15	-2,498E-15
56	758,931 COMB7	Combination -56,0127	-1,214E-17	1,084E-17	0	-1,178E-14	2,11E-15
57	0 COMB1	Combination -68,0413	-5,204E-18	2,602E-18	0	2,22E-16	-7,105E-15
57	379,465 COMB1	Combination -66,6735	-5,204E-18	2,602E-18	0	-7,654E-16	-5,131E-15
57	758,931 COMB1	Combination -65,3057	-5,204E-18	2,602E-18	0	-1,753E-15	-3,156E-15
57	0 COMB2	Combination -85,9312	-1,561E-17	-1,084E-19	0	5,551E-17	-1,066E-14
57	379,465 COMB2	Combination -84,5634	-1,561E-17	-1,084E-19	0	9,665E-17	-4,734E-15
57	758,931 COMB2	Combination -83,1956	-1,561E-17	-1,084E-19	0	1,378E-16	1,191E-15
57	0 COMB3	Combination -86,2514	-1,908E-17	5,37E-19	0	5,551E-17	-1,066E-14
57	379,465 COMB3	Combination -84,8836	-1,908E-17	5,37E-19	0	-1,483E-16	-3,417E-15
57	758,931 COMB3	Combination -83,5158	-1,908E-17	5,37E-19	0	-3,52E-16	3,824E-15
57	0 COMB4	Combination -94,0234	-1,284E-17	1,106E-18	0	1,887E-16	-8,882E-15
57	379,465 COMB4	Combination -92,6556	-1,284E-17	1,106E-18	0	-2,309E-16	-4,011E-15
57	758,931 COMB4	Combination -91,2878	-1,284E-17	1,106E-18	0	-6,506E-16	8,606E-16
57	0 COMB5	Combination -94,3436	-1,631E-17	1,751E-18	0	1,887E-16	-8,882E-15
57	379,465 COMB5	Combination -92,9758	-1,631E-17	1,751E-18	0	-4,758E-16	-2,694E-15
57	758,931 COMB5	Combination -91,608	-1,631E-17	1,751E-18	0	-1,14E-15	3,494E-15
57	0 COMB6	Combination -78,655	-8,674E-18	2,277E-18	0	2,776E-16	-8,882E-15
57	379,465 COMB6	Combination -77,2872	-8,674E-18	2,277E-18	0	-5,864E-16	-5,59E-15
57	758,931 COMB6	Combination -75,9194	-8,674E-18	2,277E-18	0	-1,45E-15	-2,299E-15
57	0 COMB7	Combination -61,5627	-5,204E-18	1,518E-17	0	0	-5,329E-15
57	379,465 COMB7	Combination -60,195	-5,204E-18	1,518E-17	0	-5,76E-15	-3,354E-15
57	758,931 COMB7	Combination -58,8272	-5,204E-18	1,518E-17	0	-1,152E-14	-1,379E-15
58	0 COMB1	Combination -54,7027	1,041E-17	-2,168E-18	0	-1,11E-15	0
58	294,571 COMB1	Combination -53,6409	1,041E-17	-2,168E-18	0	-4,715E-16	-3,066E-15
58	589,142 COMB1	Combination -52,5791	1,041E-17	-2,168E-18	0	1,673E-16	-6,132E-15
58	0 COMB2	Combination -69,0881	2,082E-17	4,337E-18	0	1,11E-15	-8,882E-16
58	294,571 COMB2	Combination -68,0263	2,082E-17	4,337E-18	0	-1,673E-16	-7,02E-15
58	589,142 COMB2	Combination -66,9645	2,082E-17	4,337E-18	0	-1,445E-15	-1,315E-14
58	0 COMB3	Combination -70,1453	2,602E-17	2,602E-18	0	1,11E-15	-8,882E-16
58	294,571 COMB3	Combination -69,0835	2,602E-17	2,602E-18	0	3,437E-16	-8,553E-15
58	589,142 COMB3	Combination -68,0217	2,602E-17	2,602E-18	0	-4,228E-16	-1,622E-14
58	0 COMB4	Combination -71,8918	1,7E-17	2,429E-18	0	1,332E-16	0
58	294,571 COMB4	Combination -70,83	1,7E-17	2,429E-18	0	-5,822E-16	-5,008E-15
58	589,142 COMB4	Combination -69,7683	1,7E-17	2,429E-18	0	-1,298E-15	-1,002E-14
58	0 COMB5	Combination -72,949	2,22E-17	6,939E-19	0	1,332E-16	0
58	294,571 COMB5	Combination -71,8872	2,22E-17	6,939E-19	0	-7,117E-17	-6,541E-15
58	589,142 COMB5	Combination -70,8255	2,22E-17	6,939E-19	0	-2,756E-16	-1,308E-14
58	0 COMB6	Combination -61,9865	1,388E-17	-8,674E-19	0	-6,661E-16	0
58	294,571 COMB6	Combination -60,9248	1,388E-17	-8,674E-19	0	-4,106E-16	-4,088E-15
58	589,142 COMB6	Combination -59,863	1,388E-17	-8,674E-19	0	-1,551E-16	-8,176E-15
58	0 COMB7	Combination -52,7751	1,214E-17	-2,819E-17	0	-7,327E-15	0
58	294,571 COMB7	Combination -51,7133	1,214E-17	-2,819E-17	0	9,763E-16	-3,577E-15
58	589,142 COMB7	Combination -50,6515	1,214E-17	-2,819E-17	0	9,28E-15	-7,154E-15

*Sombreado: Valores mas relevantes,

➤ **BARRA 57:**

→ Esfuerzos

▪ $N = -94.34 \text{ t}$ (p/ comb. N° 5)

→ Se adopta $N = -95 \text{ t}$

→ Longitud = 430 cm

H-21 $\beta_R = 1.75 \text{ KN/ cm}^2$
 ACERO TIPO III $\mu_{ot} = 1.5 \%$

→ Compresión centrada:

$$A_b = 2.1 \times N / (\beta_R + \mu_{ot} \times \beta_s)$$

$$A_b = 838.20 \text{ cm}^2$$

→ Si: $b = (A_b)^{1/2}$
 → $b = (838.20 \text{ cm}^2)^{1/2} = 28.95 \text{ cm}$

→ **Se adopta sección: 30 cm x 30 cm**

→ Verificación Pandeo:

$$S_k = 430 \text{ cm}$$

$$\lambda = S_k \times (12)^{1/2} / d = 430 \text{ cm} \times (12)^{1/2} / 30 \text{ cm}$$

→ $\lambda = 49.65 \leq 70$ → Moderada Esbeltez

→ $\lambda_{LIM} = 45 - 25 M_1 / M_2 = 45 < 49.65$

→ Se verifica con teoría de 2° orden o se redimensiona la sección de H°A°

→ Por lo tanto, se adopta sección: 35 cm x 35 cm

$$\lambda = S_k \times (12)^{1/2} / d = 430 \text{ cm} \times (12)^{1/2} / 35 \text{ cm}$$

→ $\lambda = 42.56 < \lambda_{LIM}$. → No se dimensiona considerando pandeo (sólo se realiza una verificación)

$$f = (35 \text{ cm} \times (42.56 - 20) / 100) \times (0.1)^{1/4}$$

$$\rightarrow f = 2.50 \text{ cm}$$

→ Dimensionamiento acero:

$$M = f \times N = 2.50 \text{ cm} \times 95 \text{ t}$$

AST = $\mu_{ot} \times A_b$ (AST : 1.5 % del área estáticamente necesaria)

$$AST = 0.015 \times 838.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mód. Reglamentario} = 0.1 \times N \times d$$

$$\rightarrow AST = 12.57 \text{ cm}^2 = 0.1 \times 95 \text{ t} \times 35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Mód. Reglamentario} = 332.50 \text{ cm}^2 \text{ (Se usa el valor mayor)}$$

Cantidad de Armadura : 8 ϕ 16

Separación estribos: 1 ϕ 6 c/ 19 cm (12 ϕ 16)

Ganchos: 1 ϕ 6 c/ 38 cm (doble distancia que los estribos)

$$n = N / (b \times h \times \rho_f)$$

$$n = 95 \text{ t} / (1225 \text{ cm}^2 \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow n = 0.44$$

$$m_s = M / (b \times h^2 \times \beta_r)$$

$$m_s = 332.50 \text{ tcm} / (1225 \text{ cm}^2 \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.044$$

De Tabla 1.11 b p/ armadura simétrica ($d_1 / d = 0.10$ Relación Recubrimiento)

$$\rightarrow \mu_{ot} = \mu_{ot} = 0.08$$

$$A_s = \mu_{ot} \times b \times d / (\beta_r / \beta_r) = 0.08 \times (35 \text{ cm})^2 / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s = 4.08 \text{ cm}^2 \text{ (por cada cara)} \rightarrow \text{Menor sección armadura que la adoptada}$$

→ Buenas condiciones ✓

→ Verificación al pandeo con excentricidad no prevista:

$$\text{Para } e = M / N = 0$$

$$f = (d \times (\lambda - 20) / 100) \times (0.1)^{1/2}$$

$$f = (35 \text{ cm} \times (42.56 - 20) / 100) \times (0.1)^{1/2}$$

$$\rightarrow f = 2.50 \text{ cm}$$

$$M = f \times N = 2.50 \text{ cm} \times 95 \text{ t}$$

$$\rightarrow M = 237.50 \text{ tcm}$$

$$\text{Mom. Reglamentario} = 0.1 \times N \times d$$

$$\text{Mom. Reglamentario} = 0.1 \times 95 \text{ t} \times 35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Mom. Reglamentario} = 332.50 \text{ tcm (Se usa el valor mayor)}$$

→ Dimensionamiento:

$$n = N / (b \times h \times \beta_r)$$

$$n = -95 \text{ t} / (1225 \text{ cm}^2 \times 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow n = -0.44$$

$$m_s = M / (b \times h^2 \times \beta_r)$$

$$m_s = 332.50 \text{ tcm} / (1225 \text{ cm}^2 \times 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow m_s = 0.044$$

De Tabla 1.11 b p/ armadura simétrica ($d_1 / d = 0.10$ Relación Recubrimiento)

$$\rightarrow \omega_01 = \omega_02 = 0.08$$

$$A_s = \omega_01 \times b \times d / (\beta_s / \beta_r) = 0.08 \times (35 \text{ cm})^2 / (4.20 \text{ t} / \text{cm}^2 / 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s = 4.08 \text{ cm}^2 \text{ (por cada cara)} \rightarrow \text{Menor sección armadura que la adoptada}$$

→ Buenas condiciones ✓

8-3 DIMENSIONAMIENTO DE LAS BASES

8-3.1 DIMENSIONAMIENTO BASE CENTRADA EN COLUMNAS

→ Datos

- Carga Axial N = -94.34 t (BARRA 57 comb. 5) → Se adopta N = -95 t
- Profundidad de fundación = -1.50 m
- σ t adm. = 0.80 kg / cm²
- H-21
- Acero Tipo III
- Dimensiones de la columna = 35 x 35
- Dimensiones del tronco = 40 x 40
- Dimensiones de la base = 350 x 350 (determinada según deformación admisible para 0.80 kg / cm²)

244	COMB1	Combinacion	0	0	-0,181908	0,0000343	0,000159	0,0000000000
244	COMB2	Combinacion	0	0	-0,143167	0,0000052	0,000178	0,0000019
244	COMB3	Combinacion	0	0	-0,195752	0,000006775	0,000134	0,0000034
244	COMB4	Combinacion	0	0	-0,148711	0,0000014	0,000174	0,0000019
244	COMB5	Combinacion	0	0	-0,126546	-0,0000016	0,000117	0,0000053
244	COMB6	Combinacion	0	0	-0,107907	0,00000216	0,000071	0,0000016
258	COMB7	Combinacion	0	0	-0,173153	-0,000001862	0,000047	0,0000005
258	COMB8	Combinacion	0	0	-0,178087	0,000000837	0,000079	0,0000005
258	COMB9	Combinacion	0	0	-0,191844	-0,0000023	0,000091	0,0000051
258	COMB10	Combinacion	0	0	-0,193496	-0,0000014	0,000023	0,0000061
258	COMB11	Combinacion	0	0	-0,160447	-0,0000027	0,000046	0,0000061
258	COMB12	Combinacion	0	0	-0,121511	0,0000018	0,000005	0,0000022
275	COMB13	Combinacion	0	0	-0,173094	0,000001197	0,000097	0,000004318
275	COMB14	Combinacion	0	0	-0,171806	-0,000001248	0,000029	0,0000015
275	COMB15	Combinacion	0	0	-0,172279	0,000000914	0,000085	0,0000012
275	COMB16	Combinacion	0	0	-0,187141	-0,000005145	0,000198	0,000003276
275	COMB17	Combinacion	0	0	-0,187612	0,000005016	0,000021	0,000001163
275	COMB18	Combinacion	0	0	-0,153202	-4,3025E-07	0,000139	-0,000004427
275	COMB19	Combinacion	0	0	-0,118048	0,00000184	0,000004	-0,0000026
291	COMB20	Combinacion	0	0	-0,133501	0,0000005436	0,000096	-1,0000E-07
291	COMB21	Combinacion	0	0	-0,170523	-4,9525E-07	0,000025	-3,7910E-08
291	COMB22	Combinacion	0	0	-0,171171	0,000000026	0,0000286	-4,2450E-08
291	COMB23	Combinacion	0	0	-0,186697	-0,000003769	0,000197	-4,2125E-07
291	COMB24	Combinacion	0	0	-0,187344	0,000000752	0,000021	-1,2575E-07
291	COMB25	Combinacion	0	0	-0,155102	0,000002449	0,000138	-4,3175E-07
291	COMB26	Combinacion	0	0	-0,118918	0,00000186	0,000006	-0,0000027
309	COMB27	Combinacion	0	0	-0,133073	0,0000005852	0,000096	0,0000004611
309	COMB28	Combinacion	0	0	-0,171802	3,0785E-07	0,000025	-0,0000016
309	COMB29	Combinacion	0	0	-0,172272	0,0000008193	0,000085	-0,0000013
309	COMB30	Combinacion	0	0	-0,187126	-0,000001257	0,000018	-0,000003821
309	COMB31	Combinacion	0	0	-0,187597	0,0000006629	0,000021	-0,000001704
309	COMB32	Combinacion	0	0	-0,155184	0,0000004618	0,000139	0,000000926
309	COMB33	Combinacion	0	0	-0,118894	0,00000182	0,000009	-0,0000029
326	COMB34	Combinacion	0	0	-0,133885	0,000000000	0,000000	-0,0000063
326	COMB35	Combinacion	0	0	-0,17537	-1,6412E-07	0,0000247	-0,0000005
326	COMB36	Combinacion	0	0	-0,174023	0,0000009311	0,0000279	-0,0000005
326	COMB37	Combinacion	0	0	-0,191884	0,0000016	0,0000201	-0,0000061
326	COMB38	Combinacion	0	0	-0,193338	0,0000025	0,000023	-0,0000061
326	COMB39	Combinacion	0	0	-0,16052	0,0000012	0,000047	-0,0000062

→ Tabla de Deformaciones según combinación de cargas

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
241	COMB1	Combination	0	0	-0,111683	-0,000026	0,000084	0,000061
241	COMB2	Combination	0	0	-0,141008	0,000045	0,000159	0,000008352
241	COMB3	Combination	0	0	-0,143167	0,000052	0,000198	0,000014
241	COMB4	Combination	0	0	-0,146752	0,000006775	0,000134	0,000034
241	COMB5	Combination	0	0	-0,148911	0,000014	0,000174	0,000039
241	COMB6	Combination	0	0	-0,126546	-0,000016	0,000117	0,000053
241	COMB7	Combination	0	0	-0,100807	0,000216	0,000071	0,000016
258	COMB1	Combination	0	0	-0,138807	-0,000029	0,000105	0,000063
258	COMB2	Combination	0	0	-0,175355	-0,000001102	0,000247	0,00005
258	COMB3	Combination	0	0	-0,176007	0,000008833	0,000279	0,00005
258	COMB4	Combination	0	0	-0,191844	-0,000023	0,000201	0,000061
258	COMB5	Combination	0	0	-0,192496	-0,000014	0,000233	0,000061
258	COMB6	Combination	0	0	-0,16047	-0,000027	0,000146	0,000061
258	COMB7	Combination	0	0	-0,121611	0,000168	0,000105	0,000022
275	COMB1	Combination	0	0	-0,133094	0,000001197	0,000097	-0,000005316
275	COMB2	Combination	0	0	-0,171808	-0,000001248	0,000252	0,000015
275	COMB3	Combination	0	0	-0,172279	0,000009914	0,000285	0,000013
275	COMB4	Combination	0	0	-0,187141	-0,000006145	0,000198	0,000003298
275	COMB5	Combination	0	0	-0,187612	0,000005016	0,000231	0,000001163
275	COMB6	Combination	0	0	-0,155202	4,502E-07	0,000139	-0,000004487
275	COMB7	Combination	0	0	-0,118048	0,000184	0,000104	-0,000028
292	COMB1	Combination	0	0	-0,133561	0,000003436	0,000096	-1,606E-07
292	COMB2	Combination	0	0	-0,170523	-4,952E-07	0,000252	-3,794E-08
292	COMB3	Combination	0	0	-0,171171	0,000009026	0,000286	-4,245E-08
292	COMB4	Combination	0	0	-0,186697	-0,000003769	0,000197	-1,212E-07
292	COMB5	Combination	0	0	-0,187344	0,000005752	0,000231	-1,257E-07
292	COMB6	Combination	0	0	-0,1555	0,000002449	0,000138	-1,547E-07
292	COMB7	Combination	0	0	-0,118918	0,000186	0,000106	-0,000027
309	COMB1	Combination	0	0	-0,133075	0,000005852	0,000096	0,000004631
309	COMB2	Combination	0	0	-0,171802	3,078E-07	0,000252	-0,000016
309	COMB3	Combination	0	0	-0,172272	0,000008193	0,000285	-0,000013
309	COMB4	Combination	0	0	-0,187126	-0,000001257	0,000198	-0,000003821
309	COMB5	Combination	0	0	-0,187597	0,000006629	0,000231	-0,000001704
309	COMB6	Combination	0	0	-0,155184	0,000004618	0,000139	0,000003826
309	COMB7	Combination	0	0	-0,119894	0,000188	0,000109	-0,000029
326	COMB1	Combination	0	0	-0,13886	0,000036	0,000105	-0,000063
326	COMB2	Combination	0	0	-0,17537	1,041E-07	0,000247	-0,00005
326	COMB3	Combination	0	0	-0,176023	0,000009211	0,000279	-0,00005
326	COMB4	Combination	0	0	-0,191884	0,000016	0,000201	-0,000061
326	COMB5	Combination	0	0	-0,192538	0,000025	0,000233	-0,000061
326	COMB6	Combination	0	0	-0,16052	0,000032	0,000147	-0,000062

326	COMB7	Combination	0	0	-0,125638	0,000207	0,000116	-0,000082
343	COMB1	Combination	0	0	-0,111638	0,000036	0,000084	-0,000065
343	COMB2	Combination	0	0	-0,140996	-0,000045	0,000159	-0,000009568
343	COMB3	Combination	0	0	-0,143154	-0,000028	0,000198	-0,000015
343	COMB4	Combination	0	0	-0,146718	-0,000015	0,000134	-0,000037
343	COMB5	Combination	0	0	-0,148876	0,000002504	0,000174	-0,000043
343	COMB6	Combination	0	0	-0,126503	0,000024	0,000117	-0,000058
343	COMB7	Combination	0	0	-0,107704	0,000303	0,000092	-0,000141

*Sombreado: Valores mas relevantes

De la siguiente tabla se obtienen los valores de la tensión del terreno necesaria para el dimensionamiento de la base:

NODO	AREA INFLUENCIA		CTE. RESORTE		Deformación [cm]	Tension [kg/cm2]
	a (cm)	b (cm)	(kg/cm)	(t/cm)		
241	350	350	490000	490	-0,148911	-0,595644
258	350	350	490000	490	-0,192496	-0,769984
275	350	350	490000	490	-0,187612	-0,750448
292	350	350	490000	490	-0,187344	-0,749376
309	350	350	490000	490	-0,187597	-0,750388
326	350	350	490000	490	-0,192538	-0,770152
343	350	350	490000	490	-0,148876	-0,595504

→ Determinación Altura Base

$$h = d_o - 5 \text{ cm}$$

$$d_o \geq (l_x - x) / 4 = (350 \text{ cm} - 40 \text{ cm}) / 4 = 77.50 \text{ cm}$$

$$d_o \geq (l_y - y) / 4 = (350 \text{ cm} - 40 \text{ cm}) / 4 = 77.50 \text{ cm}$$

$$h = 105 \text{ cm } d_o = 110 \text{ cm}^*$$

* (para verificar punzonado)

→ Verificación Altura Adoptada

$$\text{Longitud voladizo más corto} = (350 \text{ cm} - 40 \text{ cm}) / 2 = 155 \text{ cm}$$

$$\text{Altura cálculo} = 105 \text{ cm}$$

$$h < 1.5 l_v \rightarrow \text{Adopto } h$$

$$\text{Longitud voladizo más corto} = 155 \text{ cm}$$

$$\text{Desnivel salvado por faldón} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Ángulo} < 45^\circ \rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

→ Dimensionamiento a flexión

$$M_x = M_y = (N / l_x) \times (l_x - x)^2 / 8 = (90 \text{ t} / 350 \text{ cm}) \times (310 \text{ cm})^2 / 8$$

$$\rightarrow M_x = M_y = 3089 \text{ tcm}$$

$$m_s = M / (h^2 \times b \times \beta_r) = 3089 \text{ tcm} / ((103 \text{ cm})^2 \times 40 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

h: armadura superior

$$\rightarrow m_s = 0.042$$

$$\rightarrow \omega_M = 0.078$$

$$A_s = \omega_M \times b \times h / (\beta_s / \beta_r) = 0.078 \times 40 \text{ cm} \times 103 \text{ cm} / (4.20 \text{ t} / \text{cm}^2 / 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow A_s = 13.40 \text{ cm}^2 \rightarrow 3.83 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Se adopta = 1 ϕ 10 c/ 17 cm en cada dirección (mín. por corrosión)

→ Verificación al punzonado

- Relación de lados del tronco: $40 \text{ cm} / 40 \text{ cm} = 1 \rightarrow$ columna cuadrada
- $c = 1.13 \times (x \times y)^{1/2} = 1.13 \times (40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})^{1/2} = 45.20 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$
(lado del tronco equivalente)

- Valores auxiliares:

- $hm = (105 \text{ cm} + 103 \text{ cm}) / 2 = 104 \text{ cm}$ (altura media de la armadura)
 - $dR = c + hm = 45 \text{ cm} + 104 \text{ cm} = 149 \text{ cm}$
(diám. a $h/2$ del filo)
 - $dK = c + 2 \times hm = 45 \text{ cm} + 2 \times 104 \text{ cm} = 253 \text{ cm}$
(diám. a h del filo)
- } Menor que lado de la base se admite h un 10% mayor
- $U = \pi \times dR = \pi \times 149 \text{ cm} = 468 \text{ cm}$ (perímetro a $h/2$ de diám. dR)

→ Esfuerzo de corte determinante

$$QR = N - p \times (\pi \times dk^2) / 4 ; \text{ donde } p = N / lx \times ly = 95 \text{ t} / (3.50 \text{ m})^2 = 7.75 \text{ t} / \text{m}^2$$

Por lo tanto;

$$QR = 95 \text{ t} - 7.75 \text{ t} / \text{m}^2 \times (\pi \times 2.53 \text{ m}^2) / 4$$

$$\rightarrow QR = 56 \text{ t}$$

→ Cálculo de alturas a $h / 2$ del filo del tronco

$$hx' = hy' = hm'$$

$$hx' = [((lx - dR) / (lx - x)) \times (do - d) + d] - 5 \text{ cm}$$

$$hx' = [((350 \text{ cm} - 149 \text{ cm}) / (350 \text{ cm} - 40 \text{ cm})) \times (110 \text{ cm} - 20 \text{ cm}) + 20 \text{ cm}] - 5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow hx' = 73.35 \text{ cm}$$

$$\tau_R = Q_R / U \times h m'$$

$$\tau_R = 56 \text{ t} / 4.68 \text{ m} \times 0.7335 \text{ m}$$

$$\rightarrow \tau_R = 16.30 \text{ t} / \text{m}^2 = 1.630 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\mu = \mu_x = \mu_y$$

$$\mu = F_e (\text{en dR}) / h m' \times dR$$

$$\mu = (4.02 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 4.68 \text{ m}) / 73.35 \text{ cm} \times 468 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mu = 0.054 \%$$

$$\mu < 1.5 \% \rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

$$\text{- Límite superior : } \tau_R = \gamma_2 \times \tau_{02} (\gamma_2 = 0.45 \alpha_e (\mu)^{1/2})$$

$$\text{- Límite sin armadura : } \tau_R = \gamma_1 \times \tau_{011} (\gamma_1 = 1.30 \alpha_e (\mu)^{1/2})$$

$$\alpha_e = 1.30 \text{ p/ Acero Tipo III}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{02} = 18 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ \tau_{011} = 5 \text{ kg} / \text{cm}^2 \end{array} \right\} \text{ p/ H-21}$$

$$\gamma_1 = 1.30 \alpha_e (\mu)^{1/2} = 1.30 \times 1.30 \times (0.054)^{1/2}$$

$$\rightarrow \gamma_1 = 0.393$$

$$\gamma_1 \times \tau_{011} = 0.393 \times 5 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 1.965 \text{ kg} / \text{cm}^2 > \tau_R = 1.630 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

\rightarrow Buenas Condiciones

\rightarrow No se necesita armadura de corte, por lo tanto tampoco se verifica el límite superior.

8-3.2 DIMENSIONAMIENTO BASE EN COSTILLA

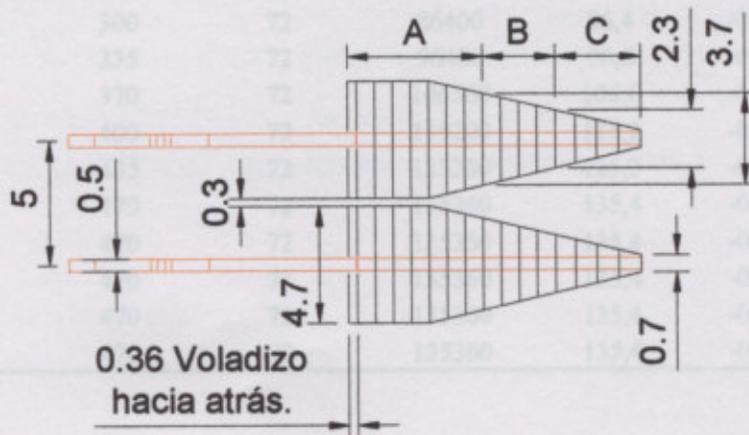
Las dimensiones de la losa de la base se determinaron de manera tal que actuando los diferentes estados de carga sobre la tribuna, no se superara los valores de la tensión admisible del terreno = 0.80 kg / cm².

Para lograr esta situación se realizaron cálculos probando con distintas constantes para los “resortes” de la fundación elástica de forma que verifique la siguiente ecuación:

$$\frac{\text{CTE. x deformación}}{\text{Área de influencia}} < 0.80 \text{ kg / cm}^2 = \sigma \text{ t adm}$$

→ Dimensiones de la base

- Geometría en planta para base costilla:



Se adoptan tres tramos para el dimensionado:

Tramo A → L = 5.40 m

Tramo B → L = 3.00 m

Tramo C → L = 3.31 m

De la siguiente tabla se obtienen los valores de la tensión del terreno necesaria para el dimensionamiento de la base: (Deformaciones peor condición para costilla central: comb. N° 2)

NODO (Cost. Central)	AREA INFLUENCIA [cm ²]		CTE. RESORTE		Deformación [cm]	Tension [kg/cm ²]
	a [cm]	b [cm]	[kg/cm]	[t/cm]		
49	70	44	12320	12,3	0,001	0,005
50	110	88	38720	38,7	-0,014	-0,054
51	150	88	52800	52,8	-0,028	-0,112
52	190	82	62320	62,3	-0,042	-0,169
53	230	75,5	69460	69,5	-0,055	-0,218
54	265	73,5	77910	77,9	-0,067	-0,269
55	300	72	86400	86,4	-0,080	-0,320
56	335	72	96480	96,5	-0,093	-0,372
57	370	72	106560	106,6	-0,107	-0,427
58	400	72	115200	115,2	-0,121	-0,483
59	435	72	125280	125,3	-0,135	-0,542
60	470	72	135360	135,4	-0,150	-0,602
61	470	72	135360	135,4	-0,166	-0,664
62	470	72	135360	135,4	-0,182	-0,727
63	470	72	135360	135,4	-0,197	-0,787
64	470	72	135360	135,4	-0,208	-0,831

▪ Tramo A:

$$lv = (470 \text{ cm} - 50 \text{ cm}) / 2 = 210 \text{ cm}$$

$$\text{altura } d_0 \text{ base rígida} = lv / 2 = 210 \text{ cm} / 2 = 105 \text{ cm}$$

→ Se adopta do base = 110 cm

→ Presión del terreno según tabla = 0.83 kg / cm²

(se permite hasta un 20% mayor a la tensión admisible por ser combinación de cargas extraordinarias)

$$M_{LOSA} = p \times lv^2 / 2 = 0.83 \text{ kg/cm}^2 \times (210 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} / 2$$

$$\rightarrow M_{LOSA} = 550400 \text{ kgcm} = 550.40 \text{ tcm}$$

$$M_{LOSA} = p \times lv^2 / 2 = 0.83 \text{ kg/cm}^2 \times (210 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} / 2$$

$$\rightarrow M_{LOSA} = 1830150 \text{ kgcm} = 1830 \text{ tcm}$$

$$h_{CALC.} = 110 \text{ cm} - 5 \text{ cm recubrimiento} = 105 \text{ cm}$$

$$ms = M_{LOSA} / (h^2 \times b \times \beta_r) = 1830 \text{ tcm} / ((105 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow ms = 0.0095$$

$$\rightarrow \omega M = 0.018$$

$$As = \omega M \times b \times h / (\beta_s / \beta_r) = 0.018 \times 100 \text{ cm} \times 105 \text{ cm} / (4.20 \text{ t/cm}^2 / 0.175 \text{ t/cm}^2)$$

$$\rightarrow As = 7.90 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta: 1 ϕ 12 c/ 14 cm → Armadura Principal

1 ϕ 10 c/ 17 cm → Armadura Secundaria (mín.)

▪ Tramo B:

$$lv = (370 \text{ cm} - 50 \text{ cm}) / 2 = 160 \text{ cm}$$

altura d_0 base rígida = 110 cm (uniforme)

→ Presión del terreno según tabla = $0.43 \text{ kg} / \text{cm}^2$

$$M_{\text{LOSA}} = p \times lv^2 / 2 = 0.43 \text{ kg} / \text{cm}^2 \times (160 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} / 2$$

$$\rightarrow M_{\text{LOSA}} = 550400 \text{ kgcm} = 550.40 \text{ tcm}$$

$$h_{\text{CALC.}} = 110 \text{ cm} - 5 \text{ cm recubrimiento} = 105 \text{ cm}$$

$$ms = M_{\text{LOSA}} / (h^2 \times b \times \beta_r) = 550.40 \text{ tcm} / ((105 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow ms = 0.003$$

$$\rightarrow \omega M = 0.006$$

$$As = \omega M \times b \times h / (\beta_s / \beta_r) = 0.006 \times 100 \text{ cm} \times 105 \text{ cm} / (4.20 \text{ t} / \text{cm}^2 / 0.175 \text{ t} / \text{cm}^2)$$

$$\rightarrow As = 2.63 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta: **1 ϕ 10 c/ 17 cm** → Armadura Principal (mín. por corrosión)

1 ϕ 10 c/ 17 cm → Armadura Secundaria (mín.)

* Aclaración: Este tipo de la base requiere el uso de encofrado, ya que la altura de la base determinada en el otro extremo, es superior a la longitud del voladizo, por lo cual la pendiente es mayor de 45° .

▪ Tramo C:

$$lv = (230 \text{ cm} - 50 \text{ cm}) / 2 = 90 \text{ cm}$$

altura d_0 base rígida = 110 cm (uniforme)

→ Presión del terreno según tabla = 0.22 kg / cm²

$$M_{\text{LOSA}} = p \times lv^2 / 2 = 0.22 \text{ kg / cm}^2 \times (90 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} / 2$$

$$\rightarrow M_{\text{LOSA}} = 89100 \text{ kgcm} = 89.10 \text{ tcm}$$

$$h_{\text{CALC.}} = 110 \text{ cm} - 5 \text{ cm recubrimiento} = 105 \text{ cm}$$

$$ms = M_{\text{LOSA}} / (h^2 \times b \times \beta_r) = 89.10 \text{ tcm} / ((105 \text{ cm})^2 \times 100 \text{ cm} \times 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow ms = 0.0005$$

$$\rightarrow \omega M = 0.0064$$

$$As = \omega M \times b \times h / (\beta_s / \beta_r) = 0.004 \times 100 \text{ cm} \times 105 \text{ cm} / (4.20 \text{ t / cm}^2 / 0.175 \text{ t / cm}^2)$$

$$\rightarrow As = 1.75 \text{ cm}^2$$

→ Se adopta: 1 ϕ 10 c/ 17 cm → Armadura Principal (mín. por corrosión)

1 ϕ 10 c/ 17 cm → Armadura Secundaria (mín.)

* **Aclaración:** Este tramo de la base requiere el uso de encofrado, ya que la altura de la base determinada en el otro extremo, es superior a la longitud del voladizo, por lo cual la pendiente es mayor de 45°.

CAPÍTULO 9: GENERALIDADES ACERCA DE LOS ENCOFRADOS

9-1 SISTEMAS DE ENCOFRADO

Se encuentran disponibles en el mercado dos materiales para la fabricación de sistemas de encofrado, los que son de forma genérica: la madera y el metal. El uso de uno u otro material para construir encofrados, depende principalmente de factores económicos, de funcionalidad y estética.

Para desarrollar el encofrado se debe tener en cuenta la posición del hormigón y las siguientes características:

- Dosis de hormigón.
- Temperatura.
- Velocidad de llenado.
- Altura de vertido del hormigón.
- Tipo de compactación.
- Secciones y espesores.
- Se debe tener en cuenta la diferencia de nivel entre los

elementos de encofrado de los diferentes niveles.

El encofrado no metálico más común es el de madera, el uso de tabla de encofrado es muy limitado, por lo que se analizará únicamente el tablero y sus componentes.

Este tipo de encofrado, presenta la ventaja de ser económico, de poca inversión inicial, de relativa fácil adquisición y su capacidad de ser modificado en su tamaño y forma, para adaptarse a varios tipos de obras.

Por otra parte, se aconseja que no se utilice más de 5 o 6 veces, puesto que sufre de pandeos y resquebrajamiento. Requiere de mayor tiempo de instalación, y debe tenerse especial cuidado en el apuntalamiento y el acabado final del hormigón.

Capítulo 9

CAPÍTULO 9: GENERALIDADES ACERCA DE LOS ENCOFRADOS

9-1 SISTEMAS DE ENCOFRADO

Se encuentran disponibles en el mercado dos materiales para la fabricación de sistemas de encofrado, los que son de forma genérica: **la madera y el metal**. El uso de uno u otro material para constituir encofrados, depende principalmente de factores económicos, de funcionalidad y estética.

Para desarrollar el cálculo de los encofrados es necesario considerar la *presión del hormigón* sobre el armazón, y ésta depende de los siguientes parámetros:

- Fluidez del hormigón;
- Dosificación y granulometría;
- Temperatura;
- Velocidad de llenado;
- Altura de vertido del hormigón fresco;
- Tipo de compactación;
- Secciones y cantidad de armaduras;
- Se debe establecer el valor de la flecha elástica.

A continuación se van a describir los sistemas de encofrado, en los cuales la diferencia entre ambos radica en el material y características que ofrece cada uno de ellos:

▪ *Sistemas de encofrado de madera:*

El encofrado no metálico más común, se compone de tableros de madera; el uso de tabla de encofrado es muy limitado, por lo que se analizará únicamente el tablero y sus componentes.

Este tipo de encofrado, presenta la ventaja de ser económico, de poca inversión inicial, de relativa fácil adquisición y su capacidad de ser modificado en su tamaño y forma, para acoplarse a varios tipos de obras.

Por otra parte, se aconseja que no se utilice más de 5 o 6 veces, puesto que sufre de pandeos y resquebrajamientos. Requiere de mayor tiempo de instalación, y debe tenerse especial cuidado en el apuntalamiento y el acabado final del hormigón.

En la siguiente tabla se pueden observar las dimensiones de las tablas y tirantes de madera que se utilizan para realizar los encofrados:

Medidas (pulgadas)				
Tablas	1 x 3	1 x 4	1 x 5	1 x 6
Tirantes	2 x 3	2 x 4	2 x 5	2 x 6
Tirantes	3 x 3	3 x 4	3 x 5	3 x 6

En el mercado también se encuentran tableros de madera compensada formado por láminas de 1; 2; ó 3 mm de espesor firmemente encoladas entre sí con adhesivos a base de resinas fenólicas. Las maderas que se utilizan comúnmente son pino, eucaliptos.

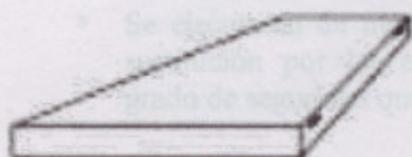
Las medidas de éstos tableros son: 2500 x 1600; 2440 x 1220; 2200 x 1600, y sus espesores: 4 mm, 5.4 mm, 6 mm, 8 mm, 9 mm, 12 mm, 15 mm, 18 mm, 22 mm, 25 mm, 28 mm, 30 mm.



9-7 EXIGE ■ **Sistemas de encofrado metálico:**

Éstos sistemas, a diferencia de los encofrados anteriores, son de alta inversión inicial; sus ventajas consisten en un excelente acabado del hormigón, fácil y rápida instalación, y el uso repetido que soportan sin sufrir mayores daños.

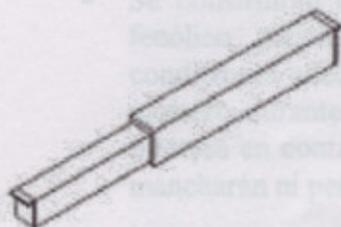
Este uso repetido, hace que los costos por rubro de encofrado se vean ampliamente reducidos, siempre que se trate de construir obras similares y consecutivas, puesto que estos módulos de encofrado metálico no son factibles de modificar en su tamaño ni su forma.



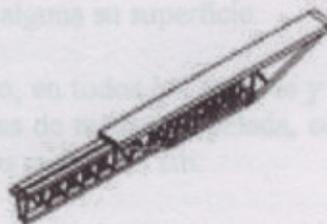
Tablero metálico



Puntal telescópico



Solera extensible de chapa plegada



Solera extensible reticuladas

9-2 EXIGENCIAS GENERALES

Todas las estructuras de carácter temporario, tales como apuntalamientos, cimbras, encofrados, andamios y otras similares que se requieran por razones de orden constructivo, deben cumplir con las siguientes condiciones establecidas en el Reglamento CIRSOC 201:

- Se construirán con materiales de características tales que les permitan cumplir las funciones que les corresponden, con un grado de seguridad adecuado.
- Las secciones y dimensiones se calcularán con la combinación de esfuerzos de cualquier naturaleza, que al actuar y superponerse produzcan las tensiones más desfavorables.
- Se ejecutarán de manera tal que hasta el momento de su remoción o sustitución por las estructuras permanentes, proporcionen el mismo grado de seguridad que éstas.

En cuanto a las exigencias propias que deben cumplir los **encofrados** se pueden citar las siguientes:

- Serán resistentes, rígidos y suficientemente indeformables como para mantener las formas, dimensiones, niveles y alineamientos especificados en los planos, con las correspondientes tolerancias.
- Se construirán con madera, chapas de acero, de madera compensada, fenólico, plástico o con cualquier otro material que cumpla con las condiciones adecuadas, debiendo ser estancos para evitar las pérdidas de mortero durante las operaciones de hormigonado. Dichos materiales al ponerse en contacto con el hormigón fresco no ablandarán, decolorarán, mancharán ni perjudicarán en forma alguna su superficie.
- Cuando no se establezca lo contrario, en todos los ángulos y rincones de los encofrados se colocarán molduras de madera cepillada, conformando un triángulo rectángulo cuyos catetos midan 2,5 cm.
- Los encofrados deberán ser proyectados y contruidos con la contraflecha que sea necesaria, para que la forma y perfil de la estructura terminada y expuesta a las condiciones de servicio sean las establecidas en los planos.

- Para facilitar la inspección y limpieza de los encofrados y la colocación y compactación del hormigón, se dejarán aberturas provisorias de dimensiones adecuadas, a distintas alturas y a distancias horizontales máximas de 2,50 metros entre sí.
- Los encofrados de madera no deben quedar expuestos al viento y al sol durante un tiempo prolongado.
- Los bulones, pernos y otros elementos metálicos que se utilicen como uniones internas para armar y mantener a los encofrados en sus posiciones definitivas, y que posteriormente queden incluidos en el hormigón, deberán tener los recubrimientos mínimos de hormigón en función del tipo de exposición de la estructura al medio ambiente.
- Los moldes para construir elementos premoldeados serán resistentes y tendrán la rigidez adecuada como para resistir sin deformaciones, los esfuerzos y movimientos provocados durante la colocación y compactación del hormigón.

También es conveniente considerar los requerimientos que presentan los **apuntalamientos y elementos de sostén:**

- Se construirán con madera estacionada sin nudos, perfiles o tubos metálicos o con otros materiales de características y condiciones igualmente satisfactorias.
- Deberán resistir sin hundimientos, deformaciones ni desplazamientos perjudiciales, la combinación más desfavorable de los esfuerzos estáticos derivados del peso del hormigón, de las armaduras y sobrecargas y de los esfuerzos dinámicos ocasionados por la colocación y compactación del hormigón, la acción del viento y cualquier otro a que puedan verse sometidos en las condiciones de trabajo hasta su remoción.
- Con el objeto de asegurar la estabilidad y rigidez de las estructuras temporarias, las mismas se arriostrarán longitudinal y transversalmente.
- Las deformaciones que se produzcan durante el proceso constructivo serán iguales o menores que las que pueden ocurrir en las construcciones permanentes ejecutadas con los mismos materiales.
- Los puntales y elementos de sostén deberán estar provistos de cuñas, gatos, tornillos u otros dispositivos, que permitan corregir posibles asentamientos durante las tareas de hormigonado. Los apuntalamientos no deberán ser fundados directamente sobre terrenos erosionables.

9-3 REMOCION DE ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ELEMENTOS DE SOSTÉN

- La remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén se realizará cuando la resistencia del hormigón sea la necesaria para que el elemento estructural tenga la capacidad portante para resistir las cargas actuantes en el momento de realizar dicha operación.
- Antes de iniciar las tareas de remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén, el Constructor pondrá en conocimiento del Director de Obra el programa de trabajos, la fecha en que se realizarán las tareas y la resistencia obtenida para el hormigón. La remoción se realizará cuidadosa y gradualmente utilizando métodos y procedimientos que se traduzcan en esfuerzos estáticos, sin aplicación de golpes ni vibraciones.
- En estructuras constituidas por elementos premoldeados y elementos moldeados in situ, el momento de iniciar la remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén, se regirá por la menor de las resistencias de ambos hormigones, determinadas mediante ensayos .
- En estructuras pretensadas, además de cumplirse todo lo establecido precedentemente, la remoción de las cimbras y puntales se iniciará después de haber aplicado esfuerzos de postensado de intensidad suficiente como para que la estructura sea capaz de resistir su peso propio y las sobrecargas previstas para el proceso constructivo.
- Con el objeto de reducir las flechas y deformaciones debidas al efecto de fluencia lenta y de la contracción por secado del hormigón, los puntales y elementos de sostén permanecerán colocados, o se los volverá a colocar inmediatamente después de que se removieron los encofrados, y deberán permanecer colocados durante todo el tiempo que sea posible.
- En losas y vigas de luz igual o menor de 8 metros, se colocará un apoyo en el centro de la luz. Para luces mayores de 8 metros se colocará mayor cantidad de apoyos. Para losas de luz igual o menor de 3 metros, no se colocarán apoyos, salvo el caso de espesores de carácter excepcional.
- Sobre las estructuras recientemente desencofradas o descimbradas, no se deberán acumular cargas, materiales ni equipos que hagan peligrar la estabilidad de la estructura.

- La remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén se podrá iniciar cuando la resistencia del hormigón determinada por ensayos, sea igual o mayor que una de las dos condiciones siguientes:
 - El setenta y cinco por ciento (75 %) de la resistencia característica especificada.
 - El doble de la resistencia necesaria para resistir las máximas tensiones que se producen en el momento de la remoción.

Tipo de estructura	Cemento pórtland : normal, moderada y altamente resistentes a los sulfatos, sin adiciones y resistente a la reacción álcali-agregado
Túneles y conductos circulares.	3
Encofrados laterales de vigas, muros y columnas.	3
Encofrados de losas, dejando puntales de seguridad.	14
Fondos de vigas y cimbras de arcos, dejando puntales de seguridad.	14
Remoción de puntales de seguridad y otros elementos de sostén en vigas, pórticos y losas.	21

Plazos mínimos en días, para remoción de encofrados, apuntalamientos y otros elementos de sostén, cuando se usen los cementos indicados

9-4 NORMAS DE SEGURIDAD PARA DESENCOFRADO DE LAS ESTRUCTURAS

- No se deberá desmontar ningún encofrado hasta que lo autorice una persona competente después de haber comprobado que el hormigón tiene suficiente resistencia para soportar su propio peso y el de cualquier carga que se le aplique.
- A fin de prevenir todo riesgo de accidente al desmontar un encofrado a causa d la caída de elementos, siempre que sea posible, se deberá retirar el mismo en una sola pieza, o de lo contrario se deberían apuntalar los elementos que quedan instalados.
- Cuando se proceda a desmontar un encofrado se deberán retirar los puntales y paneles, de manera uniforme y sin golpearlos.
- No se deberá aplicar ninguna carga sobre el hormigón helado.
- En caso de ser necesario, los trabajadores que efectúen las operaciones de desencofrado deberán llevar arneses de seguridad.
- Una vez desmontado el material de los encofrados, deberán colocarse de tal manera que no obstruya los lugares de trabajo o de paso ni las vías de tránsito.

9-5 CONSIDERACIONES PARA LA TRIBUNA DE HORMIGÓN ARMADO

Para la ejecución de la estructura de hormigón armado que compone la tribuna, se pensó en encofrados de hormigonado "in situ", es decir en el mismo lugar, que presenten un buen acabado superficial. Para esto deben utilizarse encofrados de madera fenólica o metálicos, sobre todo para realizar el encofrado de las caras laterales de las costillas, ya que las mismas quedarán a la vista.

El hecho de hormigonar "in situ", permite realizar el llenado de las costillas y gradas (vigas y losas) en el mismo momento, generando entre ambas partes una vinculación monolítica del tipo *continua* entre gradas de sucesivas costillas, y también se considera la mínima complejidad que demandan los encofrados in situ de los elementos de este tipo de gradas.

Una alternativa muy importante a tener en cuenta; es la realización in situ de las costillas y luego prefabricar las gradas en módulos constantes de cuatro ó cinco escalones las cuales se irían montando sobre las costillas con alojamientos o encastres previstos adecuadamente.

Éstas gradas "prefabricadas" podrían incorporar nervios de acero pretensados, con los cuales se reduciría ampliamente el volumen de hormigón a consumir y por consiguiente su peso, además de otras ventajas que debido a su naturaleza ofrecen los elementos prefabricados como son: economía en encofrados, rapidez de ejecución, disponibilidad de medidas standard en el mercado, excelente nivel de terminación, etc.

Es importante tener presente que si se opta por ésta alternativa, es necesario modificar el modelo de cálculo adoptado; la continuidad de las gradas a través de las costillas y vincularlas articuladas o simplemente apoyadas entre módulos de costillas.

Por otra parte, se debería verificar que todas las medidas adoptadas para la tribuna sean múltiplos exactos de las dimensiones de éstos módulos para evitar que queden "huecos" imposibles de cubrir con hormigón.

No se profundiza demasiado el tema de encofrados para esta estructura, debido a que la misma no presenta mayor dificultad en cuanto a su sistema constructivo y sus componentes son de formas y dimensiones corrientes.

Por lo tanto, en éste capítulo se brindaron lineamientos generales sobre el tema, ya que un estudio detallado, con metodologías y planimetría de los encofrados, no se incluye dentro de los objetivos de éste proyecto.

CAPÍTULO 10: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

10-1 FINALIDAD DEL CÓMPUTO MÉTRICO

A través del cómputo métrico se miden las cantidades que forman parte de una obra de ingeniería o arquitectura, con el propósito de establecer:

- Establecer el costo de obra, o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de materiales que se requieren para la ejecución de una obra.
- Establecer el programa de compras de materiales.

Se trata de un trabajo que requiere el manejo de fórmulas y el uso de instrumentos de medición.

El trabajo de medición puede hacerse en el terreno, o sobre los planos. Debe tenerse en cuenta que la diferencia de los dos métodos es considerable, es conveniente seguir los procedimientos que se indican a continuación:



Capítulo 10

- 1- *Ajustarse a normas:* las normas que rigen el cómputo, tanto en la medición de proyectos como en la de obras, tienen distintos orígenes, por lo tanto es necesario ajustarse a normas invariantes.
- 2- *Reservar los planos:* la medición de una obra debe hacerse sobre los planos, para evitar errores de medición.
- 3- *Ajustarse a normas:* las normas que rigen el cómputo, tanto en la medición de proyectos como en la de obras, tienen distintos orígenes, por lo tanto es necesario ajustarse a normas invariantes.
- 4- *Medir con exactitud:* dentro de los límites razonables de tolerancia se debe lograr un grado de exactitud tanto mayor, cuanto mayor sea el costo del rubro que se estudia.

CAPÍTULO 10: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

10-1 FINALIDAD DEL CÓMPUTO MÉTRICO

A través del cómputo métrico se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería o arquitectura, con el propósito de establecer:

- Establecer el costo de obra, o de una de sus partes;
- Determinar la cantidad de materiales necesarios para llevarla a cabo;
- Elegir el método o la opción más adecuada.

Se trata de un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas y planteo aritméticos.

El trabajo de medición puede ser ejecutado de dos maneras: sobre la obra misma, o sobre los planos. Debido a que cada obra presenta particularidades distintas que la diferencian de las demás y obligan a un estudio especial en cada caso, es conveniente seguir los principios generales que se detallan a continuación:

- 1- *Estudiar la documentación*: ésta es una de las operaciones que reviste la mayor importancia; da la primera idea sobre la marcha del cómputo y al tiempo que permite planificarlo, informa sobre el carácter de la obra y el contenido de la documentación.
- 2- *Respetar los planos*: la medición debe corresponderse con la obra, y el cómputo se hará siguiendo las indicaciones de los planos y los pliegos.
- 3- *Ajustarse a normas*: las normas que rigen el cómputo, tanto en la medición de proyectos como en la de obras, tienen distintos orígenes, por lo tanto es necesario ajustarse a normas invariables.
- 4- *Medir con exactitud*: dentro de los límites razonables de tolerancia se debe lograr un grado de exactitud tanto mayor, cuanto mayor sea el costo del rubro que se estudia.

La técnica del cómputo, consiste en dividir el trabajo por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto. Esta clasificación por ítem debe ser hecha con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, ya que esto sirve para facilitar la formación del presupuesto, y además como lista indicativa de los trabajos a ejecutar. Se debe buscar un orden, es decir una disposición que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones. No deben descuidarse ciertas operaciones de control que permiten asegurarse contra errores groseros.

Para determinar la cantidad de materiales, se requiere la ejecución previa del cómputo métrico. También se necesita el conocimiento de las características de los materiales, es decir, sus dimensiones, pesos, rendimientos, formas de expendio en el mercado, etc.

El detalle de los materiales necesarios para hacer la obra, o una de sus partes, sea para confeccionar una lista de compra o formular un análisis de precios, no puede realizarse sin conocer las clases de materiales que la componen y la cantidad con que cada uno de ellos interviene.

1	IP de concreto	m ²					82
1	Zapata para muro	m ²	1	43x0.45x0.3	5.675	5.68	
2	Columnas	m ²	2	29.5x17.2x0.1	35.09	70.18	
2	IF Armado	m ²					476
1	Losa en gradis	m ²	36	30x0.3x0.08	8.72	313.92	
2	Losa en descargas	m ²	4	30x0.3x0.08	3.12	12.48	
3	Losa entrecana	m ²	1	29.5x12.2x0.15	53.965	53.97	
4	Vigas en gradis	m ²	41	30x0.15x0.21	1.485	60.80	
5	Vigas arcadas	m ²	7	40x0.3x0.3	8.54	59.78	
6	Casillas Est.	m ²	3		43.00	129.00	
7	Casillas Int.	m ²	5		35.00	175.00	
8	Bases entrecana	m ²	7		3.00	21.00	
9	Bases sección variable	m ²	7		30.00	210.00	
10	Carpas	m ²	1	100x0.1x0.4	4.72	4.72	
11	Dientes p/ estructuras aluminio	m ²	2	40x0.3x0.3	3.6	7.20	
4	Alambres						92
1	De alambres comunes	m ²					88
1	Cuerpos de 3.20 m	m ²	1	41x0.3x0.3	3.87	3.87	
2	Muros de elev. 4.70x elev	m ²	1	43x0.3x0.3	89.91	89.91	
5	Cuerpo alambres						323
1	Horizontal para muros	m ²	2	43x0.3	31.2	62.40	36
2	Vertical para muros	m ²	1	43x0.3	296.7	296.70	297
6	Revoques						288
1	Revoque interior	m ²					283
1	Grapas en pared posterior	m ²	1	43x0.9	296.7	296.70	
2	Piso	m ²	1	43x0.9	296.7	296.70	
7	Cubierta						
1	Estructura Estructura	Kg					20031
1	Vigas	Kg	7	1730.4	1210.68	8473.00	

A continuación se presenta un *cómputo métrico* detallado, incluyendo los distintos rubros que intervienen en el proyecto considerando la ejecución completa de la tribuna y el local destinado a archivo en la parte trasera.

RUBRO	ITEM	SUB-ITEM	DESIGNACION	UNIDAD	CANTIDAD	MEDIDAS	TOTAL	TOTAL SUB-ITEM	TOTAL ITEM	TOTAL RUBRO
1			Trabajos Preparatorios							
	1		Limpieza de terreno	Lote	1					
	2		Replanteo	Lote	1					
2			Movimiento de Tierra							575
	1		Excavaciones p/ bases	m ³	7	10x4x2	80,00	560,00	560	
	2		Zanjas para cimientos de muro	m ³	1	43x0,45x0,8	15,48	15,48	15	
3			Estructura Resistente							758
	1		Hº de cascote	m ³					82	
	1		Zapata para muro	m ³	1	43x0,45x0,5	9,675	9,68		
	2		Contrapisos	m ³	2	29,5x12,2x0,1	35,99	71,98		
	2		Hº Armado	m ³					676	
	1		Losas en gradas	m ³	38	30x0,3x0,08	0,72	27,36		
	2		Losas en descansos	m ³	4	30x1,3x0,08	3,12	12,48		
	3		Losa entrepiso	m ³	1	29,5x12,2x0,15	53,985	53,99		
	4		Vigas en gradas	m ³	41	30x0,15x0,33	1,485	60,89		
	5		Vigas archivo	m ³	7	6x0,3x0,3	0,54	3,78		
	6		Costillas Ext.	m ³	2	-	43,00	86,00		
	7		Costillas Int.	m ³	5	-	35,00	175,00		
	8		Bases centradas	m ³	7	-	5,00	35,00		
	9		Bases sección variable	m ³	7	-	30,00	210,00		
	10		Canteros	m ³	1	108x0,1x0,4	4,32	4,32		
	11		Dinteles p/ aberturas aluminio	m ³	2	40x0,3x0,3	3,6	7,20		
4			Albañilería							93
	1		De ladrillos comunes	m ³					93	
	1		Cimientos de 0.30 m	m ³	1	43x0,3x0,3	3,87	3,87		
	2		Muros de elev. 0.30m visto	m ³	1	43x0,3x6,9	89,01	89,01		
5			Capas aisladoras							323
	1		Horizontal para muros	m ²	2	43x0,3	12,9	25,80	26	
	2		Vertical para muros	m ²	1	43x6,9	296,7	296,70	297	
6			Revoques							593
	1		Revoque Interior	m ²					593	
	1		Gruoso en pared posterior	m ²	1	43x6,9	296,7	296,70		
	2		Fino	m ²	1	43x6,9	296,7	296,70		
7			Cubierta							
	1		Estructura Resistente	Kg.					29631	
	1		Vigas	Kg.	7	1230,4	1230,40	8612,80		

	2	tensores	Kg.	7	2370	2370,00	16590,00		
	3	Correas	Kg.	22	201,3	201,30	4428,60		
	2	Cerramiento superior	m ²					702	
	1	Chapa trapezoidal pre-pintada	m ²	1	30,5x23	701,5	701,50		
8		Pisos interiores							720
	1	Mosaicos de granito en archivo	m ²	2	29,5x12,2	359,9	719,80	720	
9		Escaleras							2
	1	Escaleras metálicas p/ oficinas	n°	2		2,00	2,00	2	
10		Barandas							161
	1	Barandas metálicas	m					161	
	1	Laterales	m	2	24		48,00		
	2	Trasera	m	1	30		30,00		
	3	Para pasillos	m	10	7,5		75,00		
	4	Para palco	m	1	8		8,00		
11		Aberturas Aluminio Pintado							
	1	Puertas	n°						
	1	P1 - De frente	n°	2	3x2,5		2,00		
	2	Ventanas	n°						
	1	VI - Corredizas 4 hojas	n°	20	3,5x1,4		20,00		
12		Parasoles Aluminio Pintado	n°						106
	1	Parasoles de aluminio	m ²					106	
	1	P/ vent. Superiores	m ²	1	35x1,8	63	63,00		
	2	P/ vent. Inferiores	m ²	3	8x1,8	14,4	43,20		
13		Instalación eléctrica							
	1	Instalación cta. p/ archivo	gl						
14		Instalación sanitaria							
	1	Desagües pluviales	gl						
15		Instalación de gas							
	1	Instalación cta. p/ archivo	gl						
16		Vidrios							113
	1	En puertas (5 mm.)	m ²	2	3x2,5	7,5	15,00	15	
	2	En Ventanas (5 mm.)	m ²	1	70x1,4	98	98,00	98	
17		Pintura							2595
	1	En Superficies	m ²					2595	
	1	Exterior pared (impermeabil.)	m ²	1	43x6,9	296,7	296,70		
	2	Interior en archivo	m ²	1	43x6,9	296,7	296,70		
	3	Gradas	m ²	42	0,7x30	21	882,00		
	4	Costillas	m ²	14	80	80	1120,00		
	2	Barandas	Lote	1					
18		Obras varias							
	1	Asientos	n°	762		762,00			

10-2 FINALIDAD DEL PRESUPUESTO

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra, o de una de sus partes, cuya magnitud debe representarse con toda la exactitud con que pueda determinarse.

Según sea la finalidad de la estimación será el método por aplicarse. Existen tres tipos de métodos para la valoración:

- 1- **Por analogía:** este método tiene fundamentos muy simples. Se basa en el hecho cierto de que dos obras semejantes por su función y sus características técnicas, deben tener un costo proporcionado a su magnitud, porque la unidad de edificación tendrá el mismo valor para ambas.
- 2- **Por equivalencia:** se basa en la aplicación de los números índices del costo de la construcción establecidos con el objeto de dar las variaciones relativas de éste a lo largo de los años.
- 3- **Por analogía de precios:** en aquellos casos en que el presupuesto significa el compromiso de la ejecución, por ejemplo en los concursos de precios y contrataciones, es necesario determinar el costo con la máxima aproximación. Éste método da mayor seguridad con respecto a los anteriores. Un presupuesto desarrollado por análisis de costos se convierte en el documento más importante de la obra, que debe servir de guía a la organización operativa de la misma y al contralor de su rendimiento económico.

Por lo tanto, el presupuesto se planea y detalla para poder derivar, de acuerdo a los requerimientos, de su estudio los siguientes aspectos:

- la cantidad y costo total de los materiales;
- la cantidad y costo total de las especialidades de la mano de obra;
- el plan de trabajo;
- el plan de inversiones;
- el plan financiero.

Es importante tener presente que los gastos que se pueden producir en la construcción de una obra, intervienen en el presupuesto final a través del **Costo Directo**, y del **Costo Indirecto**, los cuales se detallan a continuación:

➤ **Costo Directo**

Son los gastos y consumos que pueden ser claramente aplicados a una actividad por existir una determinación concreta de cantidad y valoración de los recursos empleados.

Por lo tanto, se reconocen como **costos directos**, los que corresponden a la obra principal, propiamente dicha, excluyendo los costos directos que demanden las obras accesorias. Sus elementos componentes son:

- Materiales;
- Mano de obra;
- Máquinas, instalaciones, herramientas y medios auxiliares,
- Transportes,
- Plantas de producción de materiales, elementos elaborados o semielaborados,
- Subcontratos.

➤ **Costo Indirecto**

Son los gastos que no pueden llevarse a una actividad por no resultar posible o práctica, la determinación precisa de la parte consumida en cada trabajo, siendo entonces necesario recurrir a la imputación indirecta, mediante prorrateo, que se realiza empleando algún criterio determinado. Se considera el **costo indirecto** como un determinado porcentaje del costo directo. Se dividen en:

- Gastos comunes de obra;
- Gastos indirectos de producción;
- Gastos generales de obra;
- Gastos generales de empresa;
- Gastos fiscales, impuestos y tasas;
- Gastos de financiación;
- Beneficio.

El presupuesto de los rubros computados anteriormente, incluyendo materiales, mano de obra y costo indirecto, conforman el costo total de la obra:

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COMPUTO	COSTO UNIT. MAT.	COSTO UNIT. M. O.	COSTO MAT.	COSTO M.O.	COSTO TOTAL
1	Limpieza de Terreno	Lote	1	0,00	300,00	0,00	300,00	300,00
	Replanteo	Lote	1	0,00	900,00	0,00	900,00	900,00
2	Movimiento de suelos	m3	575	0,00	6,00	0,00	3450,00	3450,00
3	Hormigon de cascote	m3	82	80,00	65,00	6560,00	5330,00	11890,00
	Hormigon armado	m3	676	242,30	457,70	163794,80	309405,20	473200,00
4	Mampostería Cimientos	m3	4	54,72	50,00	218,88	200,00	418,88
	Mamp. Elevación 30cm visto	m3	89	154,07	80,00	13712,23	7120,00	20832,23
5	Capa Aisladora Horizontal	m2	26	2,12	5,00	55,12	130,00	185,12
	Capa Aisladora Vertical	m2	297	1,06	5,00	314,82	1485,00	1799,82
6	Rev. Grueso int. 1,5 cm.	m2	297	1,25	9,00	371,25	2673,00	3044,25
	Rev. Fino int. 0,5 cm.	m2	297	0,36	6,00	106,92	1782,00	1888,92
7	*Cubierta	m2	702	350,00	0,00	245700,00	0,00	245700,00
8	Piso granito interior	m2	720	23,17	15,00	16682,40	10800,00	27482,40
9	*Escaleras metálicas p/ oficinas	nº	2	2000,00	0,00	4000,00	0,00	4000,00
10	Barandas caño 38 mm.	m	161	19,00	12,00	3059,00	1932,00	4991,00
11	Puertas de Frente	nº	2	2250,00	80,00	4500,00	160,00	4660,00
	Ventanas (corredizas 4 hojas)	nº	20	450,00	80,00	9000,00	1600,00	10600,00
12	Parasoles	m2	106	250,00	15,00	26500,00	1590,00	28090,00
13	*Instalación Eléctrica (completa)	Lote	1	3000,00	0,00	3000,00	0,00	3000,00
14	*Instalación Sanitaria (pluvial completa)	Lote	1	1000,00	0,00	1000,00	0,00	1000,00
15	*Instalación de gas (completa)	Lote	1	2000,00	0,00	2000,00	0,00	2000,00
16	*Vidrios	m2	113	50,00	0,00	5650,00	0,00	5650,00
	Exterior impermeabilizante	m2	297	3,50	1,40	1039,50	415,80	1455,30
17	Interior latex + fijador	m2	297	2,40	1,40	712,80	415,80	1128,60
	Sobre hormigon acrílico ext.	m2	2002	1,70	1,40	3403,40	2802,80	6206,20
	Esmalte sintético p/ barandas	Lote	1	255,00	1500,00	255,00	1500,00	1755,00
18	Obras varias (asientos)	nº	762	20,00	5,00	15240,00	3810,00	19050,00
TOTAL COSTO DIRECTO								884677,72
TOTAL COSTO INDIRECTO (9 %)								79620,99
TOTAL COSTO OBRA [S]								964298,71

* Items presupuestados completos, con mano de obra incluida.

BIBLIOGRAFÍA

- 1- "REGLAMENTO CIRSOC 101- Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las Estructuras de Edificios" - INTI
Mario E. Chazelles - Editorial Inti
- 2- "REGLAMENTO CIRSOC 102 – Acción del Viento sobre las Construcciones" - INTI
Cecilia E. Vázquez Caballero
- 3- "REGLAMENTO CIRSOC 201- Reglamento de Estructuras de Hormigón Armado" - INTI
- 4- "REGLAMENTO CIRSOC 105 – Superposición de Acciones (Combinación de Estados de Carga)" - INTI
- 5- " CUADERNO 220" - Comisión Alemana del Hormigón Armado
- 6- "REGLAMENTO DE EDIFICACIÓN DE LA CIUDAD DE VENADO TUERTO "
- 7- "REGLAMENTO DE EDIFICACIÓN DE LA CIUDAD DE ROSARIO "
- 8- " EL ACERO EN LA CONSTRUCCIÓN" -
Manual para el proyecto, cálculo y ejecución de construcciones en acero.
- 9- "ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO" –
Fritz Leonhardt – Editorial El Ateneo
- 10- "MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA" –
Karl Terzaghi- Ralph Peck – Editorial El Ateneo

- 11-“ PROYECTAR EN ARQUITECTURA”
Neufert – 13º Edición - Editorial Gustavo Gili.

- 12-“ CÓMPUTOS Y PRESUPUESTOS” - Manual para la construcción de edificios.
Mario E. Chandías - Editorial Alsina

- 13-“ AUXILIAR DEL CONDUCTOR DE OBRAS”
Carlos E. Vázquez Cabanillas

- 14- Información suministrada por “DIARIO EL INFORME”, Bomberos Voluntarios y
Datos provistos por el Archivo de la Sociedad Rural de Venado Tuerto.

- 15- Manual del Software “Modelización y Cálculo por Elementos Finitos”.

- 16-“A&P – Revista de Arquitectura y Planeamiento” – Marzo 1963

- 17-“REVISTA SUMMA” – Nº 291- Noviembre / Diciembre 1991

- 18-“REVISTA SUMMA” – Nº 13- Junio / Julio 1995

- 19-“REVISTA DISEÑO INTERIOR” – Nº 11 – Enero 1992

- 20-“REVISTA VIVIENDA” - Nº 368 – Marzo 1993