

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA METÁLICA PARA DOS
CANCHAS DE ECUAVOLEY**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO MECÁNICO**

ESTÉVEZ ACOSTA SANTIAGO PAÚL

santolatin@yahoo.com

DIRECTOR: Ing. TITO VELASTEGUÍ

tito.velastegui@epn.edu.ec

Quito, Junio 2008

CONTENIDO

CAPITULO 1.....	1
1 ANTECEDENTES.....	1
1.1 EL ECUAVOLEY.....	1
1.1.1 Reglamento.....	1
1.2 CUBIERTAS.....	3
1.2.1 FUNCION.....	3
1.2.2 ELEMENTOS DE UNA CUBIERTA.....	3
1.2.3 ESTRUCTURAS PARA CUBIERTAS.....	4
1.2.4 MATERIALES ESTRUCTURALES PARA CUBIERTAS.....	5
1.2.4.1 Estructuras con Madera.....	5
1.2.4.1.1 Ventajas de las Estructuras con Madera.....	6
1.2.4.1.2 Desventajas.....	7
1.2.4.2 Estructuras con Hormigón.....	7
1.2.4.2.1 Ventajas.....	8
1.2.4.2.2 Desventajas.....	8
1.2.4.3 Estructuras de Aluminio.....	9
1.2.4.3.1 Ventajas:.....	9
1.2.4.3.2 Desventajas:.....	9
1.2.4.4 Estructuras Metálicas.....	10
1.2.4.4.1 Ventajas del acero como material estructural.....	10
1.2.4.4.2 Desventajas del acero.....	12
1.2.5 CONCLUSION DE LAS ESTRUCTURAS Y SUS MATERIALES.....	12
1.2.6 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS PARA CUBIERTAS.....	13
1.2.6.1 Marcos.....	13
1.2.6.2 Armaduras.....	15
1.2.6.3 Arcos.....	15
1.2.6.3.1 Tipos de arcos.....	16
1.2.7 ESTRUCTURAS ISOESTATICAS E HIPERESTATICAS.....	17
1.2.7.1 Estructuras Isoestáticas.....	18
1.2.7.2 Estructuras Hiperestáticas.....	19

1.2.8	PERFILES DE ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL	19
1.2.8.1	Perfil laminado en caliente	20
1.2.8.1.1	Ventajas.....	20
1.2.8.1.2	Desventajas.....	20
1.2.8.2	Perfil conformado en frío.....	21
1.2.8.2.1	Ventajas.....	21
1.3	OBJETIVOS	22
1.3.1	OBJETIVO GENERAL:.....	22
1.3.2	OBJETIVOS ESPECIFICOS:	22
1.4	JUSTIFICACION	23
CAPITULO 2.....		24
2	MARCO TEORICO	24
2.1	INTRODUCCION.....	24
2.2	CODIGOS, NORMAS Y ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	25
2.2.1	DEFINICIONES.....	25
2.2.2	ORIGEN DE LAS NORMAS	26
2.3	ACCIONES: CONCEPTO Y TIPOS.....	26
2.3.1	REACCIONES: CONCEPTO Y TIPOS.....	27
2.3.1.1	Apoyos simples o rodillos	27
2.3.1.2	Apoyos dobles o articulaciones.....	28
2.3.1.3	Empotramientos.....	29
2.3.1.4	Junta articulada.....	29
2.3.1.5	Junta rígida	30
2.4	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	31
2.4.1	METODOS DE DISEÑO	31
2.4.1.1	Método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD)	31
2.4.1.2	Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)	32
2.4.2	Combinaciones de Carga	33
2.4.2.1	Combinaciones de carga en ASD:	33
2.4.2.2	Combinaciones de carga en LRFD:	33
2.4.3	CALCULO DE CARGAS.....	34

2.4.3.1	Cargas Vivas.....	34
2.4.3.2	Cargas Muertas	35
2.4.3.3	Carga de Sismo	38
2.4.3.4	Carga de Viento.....	41
2.4.4	CALCULO DE REACCIONES, MOMENTOS, AXIALES Y CORTANTES..	44
2.4.4.1	Carga vertical uniformemente repartida.....	45
2.4.4.2	Carga horizontal uniformemente repartida.....	46
2.5	CALCULO DE LA ARMADURA.....	47
2.5.1	ASIGNACION DE CARGAS	48
2.5.1.1	Carga Muerta.....	48
2.5.1.2	Carga Viva	48
2.5.1.3	Carga de sismo.....	49
2.5.1.4	Carga de viento.....	49
2.5.2	METODO DE LOS NUDOS PARA RESOLVER LA ARMADURA.....	49
2.5.2.1	Diseño de Elementos a Tensión	50
2.5.2.1.1	Esbeltez Máxima	50
2.5.2.1.2	Esfuerzos Admisibles	51
2.5.2.2	Diseño de Elementos a Compresión.....	51
2.5.2.2.1	Definiciones.....	51
2.5.2.2.2	Longitud efectiva y limitaciones de esbeltez.....	53
2.5.2.2.3	Anchos efectivos de elementos rigidizados y no rigidizados	54
2.5.2.2.4	Esfuerzos Admisibles	55
2.6	DISEÑO DE LAS CORREAS	57
2.6.1	DETERMINACION DE CARGAS	57
2.6.2	CALCULO DE LA CORREA COMO UNA VIGA CONTINUA.	58
2.6.2.1	Cálculo de Momentos	59
2.6.2.2	Cálculo de Reacciones	60
2.6.2.3	Selección del Perfil para Correas.....	60
2.6.2.3.1	Resistencia nominal de la sección.....	61
2.6.2.3.2	Resistencia al pandeo lateral.....	61
2.7	DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO	64
2.7.1	AREA EXPUESTA.....	65
2.7.2	ARREGLO DEL ARRIOSTRAMIENTO	66

2.8	DISEÑO DE LA PLACA BASE DE LAS COLUMNAS	66
2.8.1	DISEÑO DE LOS ANCLAJES.....	68
2.9	DISEÑO DE LAS JUNTAS	69
2.9.1	PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA.....	69
2.9.2	TIPOS DE CONEXIONES SOLDADAS.....	69
2.9.3	DISEÑO DE LA SOLDADURA	70
2.10	DESAGÜE PARA LA CUBIERTA.....	72
CAPITULO 3.....		73
3	ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD	73
3.1	DEFINICION DEL PROBLEMA	73
3.1.1	SITUACION ACTUAL.....	74
3.1.2	SITUACION FINAL.....	74
3.2	ESTUDIO DE MERCADO	74
3.2.1	METODO DE INVESTIGACION DEL MERCADO.....	75
3.2.1.1	LA ENCUESTA.....	76
3.2.1.2	OBJETIVOS DE LA ENCUESTA.....	76
3.2.2	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	77
3.2.3	CONCLUSIONES DE LA ENCUESTA	79
3.3	RESTRICCIONES Y LIMITACIONES.....	80
3.4	ESPECIFICACIONES DEL PRODUCTO	81
3.4.1	COSTOS	81
3.4.2	PARAMETROS FUNCIONALES	82
3.4.3	TAMAÑO Y PESO	82
3.4.4	ESTETICA	82
3.4.5	MATERIALES.....	82
3.4.6	PROCESOS	83
3.4.7	MONTAJE	83
3.5	REQUERIMIENTOS A SATISFACER	84
CAPITULO 4.....		86
4	ESTUDIO DE FACTIBILIDAD	86
4.1	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.....	86

4.1.1 ALTERNATIVA 01.....	86
4.1.2 ALTERNATIVA 02.....	87
4.1.3 ALTERNATIVA 03.....	89
4.2 SELECCION DE LA ALTERNATIVA.....	90
4.2.1 CRITERIO ECONÓMICO.....	90
4.2.2 CRITERIO ESTÉTICO.....	91
4.2.3 FUNCIONALIDAD.....	91
4.2.4 PESO DE LA ESTRUCTURA.....	92
4.2.5 FACILIDAD DE CONSTRUCCION.....	92
4.3 DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.....	93
4.3.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	93
4.3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	94
4.3.2.1 Método de Diseño.....	95
4.3.2.2 Cálculo de Cargas.....	95
4.3.2.2.1 Cargas Vivas.....	95
4.3.2.2.2 Cargas Muertas.....	96
4.3.2.2.3 Carga de Sismo.....	97
4.3.2.2.4 Carga de Viento.....	98
4.3.2.3 Cálculo de Reacciones, Momentos, Axiales y Cortantes.....	99
4.3.2.3.1 Carga muerta vertical uniformemente repartida.....	101
4.3.2.3.2 Carga Viva vertical uniformemente repartida.....	103
4.3.2.3.3 Carga de Sismo horizontal uniformemente repartida.....	106
4.3.2.3.4 Carga de Viento horizontal uniformemente repartida.....	108
4.3.2.3.5 Combinación de Cargas.....	111
4.3.3 CÁLCULO DE LA ARMADURA.....	112
4.3.3.1 Asignación de cargas.....	112
4.3.3.1.1 Carga Muerta.....	112
4.3.3.1.2 Carga Viva.....	114
4.3.3.1.3 Carga de Sismo.....	115
4.3.3.1.4 Carga de Viento.....	116
4.3.3.2 Método de los nudos para resolver la armadura.....	117
4.3.3.2.1 Diseño de Elementos a Tensión.....	119
4.3.3.2.2 Diseño de Elementos a Compresión.....	120

4.3.4	DISEÑO DE LAS CORREAS	128
4.3.4.1	Determinación de cargas	129
4.3.4.2	Cálculo de la correa como una viga continua.	129
4.3.4.2.1	Cálculo de Momentos:.....	130
4.3.4.2.2	Cálculo de Reacciones:.....	131
4.3.4.3	Selección del Perfil para Correas.....	132
4.3.5	DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO	138
4.3.5.1	Área expuesta:.....	138
4.3.5.2	Arreglo del arriostramiento.....	138
4.3.6	DISEÑO DE LA PLACA BASE	139
4.3.6.1	Diseño de los anclajes.	144
4.3.7	DISEÑO DE LAS JUNTAS	145
4.3.7.1	Ejemplo de cálculo.....	146
4.3.8	DESAGUE PARA LA CUBIERTA.....	148
4.4	PROCESO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE.....	149
4.4.1	GENERALIDADES.	149
4.4.2	Normas Aplicables.....	149
4.4.3	TAREAS A REALIZARSE.....	150
4.4.3.1	Materiales	150
4.4.3.2	Fabricación	150
4.4.3.2.1	Fabricación de la Columna.....	150
4.4.3.2.2	Fabricación del semi-arco.....	151
4.4.3.3	Transporte.....	152
4.4.3.4	Montaje	152
4.4.3.5	Ensayos y Pruebas	154
4.5	ANÁLISIS DE COSTOS	155
4.5.1	COSTO DE MATERIALES	155
4.5.2	COSTO DE FABRICACIÓN	157
4.5.3	COSTO DE DISEÑO	157
4.5.4	COSTO TOTAL	157
CAPITULO 5.....		158
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	158

5.1	CONCLUSIONES.....	158
5.2	RECOMENDACIONES.....	160

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 Cancha Reglamentaria de Ecuavoley	2
Fig. 1.2 Componentes de una Cubierta.....	4
Fig. 1.3 Pórtico Estructural con Madera Laminada.....	6
Fig. 1.4 Estructura con Hormigón.....	8
Fig. 1.5 Estructuras de Aluminio.....	10
Fig. 1.6 Marco Rígido	14
Fig. 1.7 Tipos de Armaduras	16
Fig. 1.8 Tipos de arcos.....	17
Fig. 1.9 Principales perfiles laminados en caliente.....	20
Fig. 1.10 Principales perfiles de acero conformados en frío.....	21
Fig. 2.1 (a) y (b) apoyo simple o rodillo (c) diagrama de sólido libre de la parte ...	28
Fig. 2.2 (a) y (b) apoyos articulados (c) diagrama de sólido libre de la	28
Fig. 2.3 (a) Empotramiento (b) Diagrama de sólido libre.....	29
Fig. 2.4 (a) Unión articulada (b) Diagrama de sólido libre sobre el nudo.....	30
Fig. 2.5 (a) Unión rígida (b) diagrama del sólido libre.....	30
Fig. 2.6 Variación de las cargas vivas a través de la vida útil de la estructura	34
Fig. 2.7 Variación de las cargas muertas a través de la vida útil de la estructura .	36
Fig. 2.8 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.....	40
Fig. 2.9 Espectro sísmico elástico, que representa el sismo de diseño.	41
Fig. 2.10 Carga vertical uniformemente distribuida sobre el arco.....	45
Fig. 2.11 Carga horizontal uniformemente distribuida sobre el arco	46
Fig. 2.12 Método de nudos para resolver una Armadura tipo	50
Fig. 2.13 Denominación de elementos planos.....	52
Fig. 2.14 Elementos comprimidos rigidizados.	52
Fig. 2.15 Elementos comprimidos no rigidizados.	52
Fig. 2.16 Valores de K, con diversas condiciones en sus extremos.....	53
Fig. 2.17 Elementos a compresión	55
Fig. 2.18 Viga Continua Hiperestática	57
Fig. 2.19 Vigas Isostáticas	57
Fig. 2.20 Configuración de los ejes para las correas.....	58

Fig. 2.21	Viga continua de 4 apoyos y 3 segmentos.....	59
Fig. 2.22	Cálculo de Reacciones en una viga continua.....	60
Fig. 2.23	Elemento sometido a un momento flector M.....	61
Fig. 2.24	Vista que muestra el arriostramiento en el plano del techo.....	64
Fig. 2.25	Áreas expuestas a la acción longitudinal.....	65
Fig. 2.26	Nomenclatura para el arreglo del arriostramiento.....	65
Fig. 2.27	Nomenclatura de la placa base.....	66
Fig. 2.28	Reacciones sobre la placa de anclaje.....	67
Fig. 2.29	Disposición de los pernos de anclaje sobre la placa base.....	68
Fig. 2.30	Tipos de Juntas.....	70
Fig. 2.31	Tipos de Soldaduras.....	70
Fig. 2.32	Denominación del cordón de soldadura tipo filete.....	70
Fig. 3.1	Resultados de la Pregunta 1.....	77
Fig. 3.2	Resultados de la pregunta 2.....	78
Fig. 3.3	Resultados de la pregunta 3.....	78
Fig. 4.1	Estructura a dos aguas en celosía.....	87
Fig. 4.2	Estructura parabólica en celosía con columnas metálicas.....	88
Fig. 4.3	Estructura a dos aguas con vigas en celosía y columnas de Tubería Metálica.....	89
Fig. 4.4	Componentes de la Estructura a Diseñar.....	93
Fig. 4.5	Nomenclatura de la Estructura para Cubierta.....	94
Fig. 4.6	Pórtico Parabólico Seccionado.....	100
Fig. 4.7	Carga muerta sobre la estructura.....	101
Fig. 4.8	Diagrama de Momentos y Reacciones por Carga Muerta.....	103
Fig. 4.9	Diagrama de Fuerzas Axiales por Carga Muerta.....	103
Fig. 4.10	Carga Viva sobre la Estructura.....	104
Fig. 4.11	Diagrama de Momentos y Reacciones por Carga Viva.....	105
Fig. 4.12	Diagrama de Fuerzas Axiales por Carga Viva.....	105
Fig. 4.13	Carga de Sismo sobre el arco.....	106
Fig. 4.14	Diagrama de Momentos y Reacciones por Carga de Sismo.....	108
Fig. 4.15	Diagrama de Fuerzas Axiales por Carga de Sismo.....	108
Fig. 4.16	Carga de Viento sobre el arco.....	108
Fig. 4.17	Diagrama de Momentos y Reacciones por Carga de Viento.....	110

Fig. 4.18 Diagrama de Fuerzas Axiales por Carga de Viento	111
Fig. 4.19 Representación de la Armadura con sus nodos.....	112
Fig. 4.20 Carga Muerta sobre la cubierta	113
Fig. 4.21 Carga Viva sobre la cubierta	114
Fig. 4.22 Cargas de sismo sobre la cubierta	115
Fig. 4.23 Cargas de viento sobre la cubierta.....	116
Fig. 4.24 Asignación de Fuerzas internas en cada elemento de la armadura....	117
Fig. 4.25 Diagrama de cuerpo libre para el Nudo 1.....	118
Fig. 4.26 Elemento que trabaja a tensión axial.....	119
Fig. 4.27 Elemento que trabaja a compresión axial.....	120
Fig. 4.28 Distribución de las correas en la semi-luz.	128
Fig. 4.29 Representación de la correa con sus cuatro apoyos.....	129
Fig. 4.30 Cálculo de Reacciones en una viga continua.....	131
Fig. 4.31 Diagramas de Esfuerzo cortante y Momento flector.....	132
Fig. 4.32 Distribución de las correas a lo largo de la cubierta	133
Fig. 4.33 Arreglo de arriostramientos	138
Fig. 4.34 Reacciones en los apoyos para los estados de cargas.....	140
Fig. 4.35 Nomenclatura de la placa base	140
Fig. 4.36 Carga resultante aplicada a la placa base.....	141
Fig. 4.37 Cargas reales aplicadas a la placa.....	142
Fig. 4.38 Dimensiones de la varilla de anclaje	145
Fig. 4.39 Esquema de las juntas.	145
Fig. 4.40 Denominación del Perfil “L” Tipo	146
Fig. 4.41 Junta tipo utilizada para el ejemplo de cálculo de soldadura.....	147

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Relaciones Resistencia / Peso de algunos materiales	10
Tabla 2.1 Cargas vivas mínimas para cubiertas en Kg/m ²	35
Tabla 2.2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	39
Tabla 2.3 Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm	39
Tabla 2.4 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	40
Tabla 2.5 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	41
Tabla 2.6 Coeficiente de Exposición (C _e)	42
Tabla 2.7 Coeficiente de Presión (C _q)	43
Tabla 2.8 Factor de Importancia (I _w)	43
Tabla 2.9 Presión de Estancamiento del Viento (q _s)	43
Tabla 4.1 Análisis de Alternativas	92
Tabla 4.2 Total de Cargas	97
Tabla 4.3 Valores de X y Y de la parábola.	101
Tabla 4.4 Ángulos de las secciones de la estructura	101
Tabla 4.5 Valores de Mx, Nx y Qx con Carga Vertical Muerta	102
Tabla 4.6 Valores de Reacciones por Carga Viva.....	104
Tabla 4.7 Valores de Mx, Nx y Qx con Carga Vertical Viva	105
Tabla 4.8 Tabla de valores de Mx, Nx y Qx con Carga Horizontal de Sismo	107
Tabla 4.9 Tabla de valores de Mx, Nx y Qx con Carga Horizontal de Viento.....	110
Tabla 4.10 Resumen de Momentos y Axiales para los distintos casos	111
Tabla 4.11 Resumen de reacciones sobre el pórtico	111
Tabla 4.12 Asignación de Carga Muerta sobre la cubierta.....	113
Tabla 4.13 Asignación de Carga Viva sobre la cubierta.....	114
Tabla 4.14 Asignación de Carga de Sismo sobre la cubierta	115
Tabla 4.15 Asignación de Carga de Viento sobre la cubierta.....	116
Tabla 4.16 Resumen de las secciones obtenidas para la Combinación 1.	124
Tabla 4.17 Resumen de las secciones obtenidas para la Combinación 4.	126
Tabla 4.18 Variación de los ángulos de inclinación para cada correa.....	128
Tabla 4.19 Fuerzas actuantes sobre las correas según su inclinación	129
Tabla 4.20 Rubros que componen la inversión total	155

Tabla 4.21 Costo de materiales.....	156
Tabla 4.22 Otros materiales, costos varios	156
Tabla 4.23 Instalaciones Eléctricas	156
Tabla 4.24 Costo total del proyecto.....	157

INDICE DE ANEXOS

Anexo 1:	Reglamento del Ecuavley
Anexo 2:	Formato de la encuesta
Anexo 3:	Cotizaciones de Materiales
Anexo 4:	Especificaciones técnicas de los materiales
Anexo 5:	Planos de fabricación

SIMBOLOGIA

a:	separación entre correas
A:	superficie total de la sección transversal
A_D	área de diseño del arriostramiento
A_e :	área efectiva de diseño
A_n :	superficie neta de la sección transversal
b:	ancho efectivo de la sección
C:	cortante basal de diseño
C_B :	factor que depende de M_A , M_B , M_C
C_e :	coeficiente de exposición
C_q :	coeficiente de presión
C_t :	coeficiente utilizado para determinar el período fundamental de vibración
C_w :	constante de alabeo torsional de la sección transversal
D:	profundidad de la cubierta
d:	separación entre pórticos
e:	excentricidad de las cargas aplicadas sobre la placa base
E:	módulo elástico del acero
f:	altura del arco o flecha
F_e :	mínimo esfuerzo de pandeo elástico
F_n :	esfuerzo nominal de pandeo elástico
F_y :	tensión de fluencia de cálculo
g:	garganta de soldadura
G:	módulo de elasticidad transversal del acero
h:	altura de la columna
h_n :	altura máxima de la edificación de n pisos.
H_T :	altura total de la cubierta
I:	momento de inercia de la sección
I_w :	factor de importancia
J:	constante de torsión de St. Venant de la sección transversal
k:	coeficiente de pandeo de placas
K:	factor de longitud efectiva

K_y, K_t : factores de longitud efectiva para flexión alrededor de los ejes y , y para torsión

L : Luz del pórtico

L_e : longitud efectiva del cordón de soldadura

L_G : longitud estimada de las correas

L_p : longitud estimada de los perfiles

L_s : longitud del cordón de soldadura.

L_y, L_t : longitud no arriostrada del miembro comprimido para flexión alrededor de los ejes y , y para torsión

M : momento que ejerce la excentricidad de las fuerzas aplicadas sobre la placa base

M_A : valor absoluto de momento correspondiente al punto ubicado a un cuarto del segmento no arriostrado

M_B : valor absoluto del momento en el eje del segmento no arriostrado

M_C : valor absoluto del momento correspondiente al punto ubicado a tres cuartos del segmento no arriostrado

M_c : momento crítico de la sección

M_e : momento elástico crítico calculado de acuerdo con:

M_{max} : valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado

M_n : resistencia nominal en flexión

M_y : momento de fluencia inicial en la fibra extrema comprimida

p : peso estimado de los elementos (kg/m)

P : presión de diseño del viento

P_e : carga crítica de pandeo elástico

P_n : resistencia nominal axial

q : presión real de contacto sobre la placa

Q_i : efecto de carga i

q_s : presión de estancamiento del viento

R : factor de reducción de respuesta estructural

R : fuerza resultante sobre la placa base

r : radio de giro de la sección transversal

r_0 : radio polar de giro de la sección transversal

R_a : resistencia requerida

- R_i : fuerzas actuantes sobre la placa base
 R_n / Ω : resistencia admisible
 R_n : resistencia nominal
 r_x, r_y : radios de giro de la sección transversal respecto a los ejes principales
 S : coeficiente de suelo
 s : longitud del arco de cubierta
 S_c : módulo elástico de la sección efectiva
 S_e : módulo elástico de la sección efectiva
 S_f : módulo elástico de la sección total, no reducida, calculado para la fibra extrema comprimida
 t : espesor básico del elemento
 T : período fundamental de vibración.
 T_a : tensión admisible en la sección neta
 T_n : resistencia nominal a la tensión
 V : cortante basal total de diseño
 w : ancho de la parte plana del elemento
 W : carga total lineal sobre las correas
 W_c : carga total de la cubierta
 W_{DL} : carga muerta
 W_{EL} : carga de sismo
 W_G : carga total de las correas
 W_{LL} : carga viva
 W_p : carga total del pórtico
 W_{WL} : carga de viento
 x^{\prime} : eje de inercia de la placa
 x_0 : distancia desde el centro de cortante al centroide a lo largo del eje x
 x_i : distancia desde las fuerzas actuantes con referencia al punto 0
 Z : factor de zona sísmica
 λ : factor de esbeltez
 ρ : factor de reducción calculado con la ecuación
 Φ : factor de resistencia
 Ω : factor de seguridad
 γ_i : factor de carga i

GLOSARIO

Acción.- Es todo agente externo o inherente a la estructura, su funcionamiento o ambos, cuyos efectos pueden hacer que ésta alcance un estado límite.

Acciones accidentales.- Se deben tanto a fenómenos naturales como de operación de equipos, ya que no se deben al funcionamiento propio de la construcción y pueden alcanzar valores significativos sólo durante lapsos breves.

Acciones permanentes.- Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo.

Acciones variables.- Son las que actúan sobre una estructura con una intensidad variable en el tiempo.

Análisis Estructural.- Determinación de la capacidad de una estructura o de cualquiera de sus elementos para soportar un tipo de cargas, dados los apoyos de que consta para ello.

Arco.- Estructura curva que cubre un vano entre dos columnas o pilastras con aparejo cuyas piezas resisten la carga vertical en los apoyos.

Armadura.- Conjunto de elementos, que, ensamblados, sirven de soporte o esqueleto de una estructura o construcción. */De Cubierta.-* Cada una de las armaduras, formadas por barras sometidas a esfuerzos de tracción y de compresión, que sostienen el tejado o la cubierta. También llamada cercha.

Arriostramiento.- Se denomina así al conjunto de elementos estructurales que se distribuyen por los planos de cubierta y fachada con el fin de transmitir hasta la cimentación la componente horizontal de las cargas que actúan sobre el edificio. Son elementos que ayudan a distribuir la carga y evitan que la estructura se deforme.

Canalones.- Canal de sección semicircular o cuadrada que conduce el agua de lluvia de una cubierta hasta un bajante pluvial.

Cercha a dos aguas.- Armadura de una cubierta que tiene sus cordones superiores inclinados.

Cercha.- Cada una de las armaduras, formadas por barras sometidas a esfuerzos de tracción y de compresión, colocadas que sostienen el tejado o la cubierta. También llamado armadura de cubierta.

Cordón.- Elemento principal de una cercha que se extiende de soporte a soporte y están conectados por barras de celosía.

Correas.- Son los perfiles estructurales cuya misión es la de soportar el peso del material de cubierta. Son también llamados largueros.

Cortante Basal.- Fuerza total de diseño por cargas laterales resultado de la acción del sismo de diseño.

Cubierta.- Elemento constructivo de cerramiento, situado sobre un edificio o estructura para protegerlo de las inclemencias atmosféricas. Su principal función es evitar la entrada de agua al espacio habitable, pero también desempeña un papel importante en la protección térmica.

Diagonal.- Línea recta que une dos ángulos no adyacentes.

Estructura estáticamente determinada.- Estructura que puede ser analizada mediante los principios de la estática. También llamada estructura isostática.

Estructura estáticamente indeterminada.- Estructura que necesita más elementos de los necesarios para mantenerse estable. También llamada estructura hiperestática.

Estructura.- Es un conjunto de piezas armadas y conectadas, que se destinan a soportar y transmitir cargas temporales o definitivas, fabricadas con acero de calidad estructural o de alta resistencia.

Marcos rígidos.- Cuando las conexiones entre vigas y columnas tienen la suficiente rigidez, para mantener virtualmente sin cambio los ángulos originales entre ellas.

Marcos simples o sencillos.- En lo referente a cargas gravitacionales, se considera que los extremos de las vigas y trabes sólo están conectados para absorber fuerzas de cortante y pueden girar libremente bajo dichas cargas.

Montante.- Cualquiera de los elementos verticales de una cercha, que juntamente con las diagonales, constituyen la armadura.

Nudo.- Lugar en donde se unen o cruzan dos o más secciones pertenecientes a una armadura.

Perno de Anclaje.- Barra o perno embutido en el hormigón para sujetar, fijar o asegurar un elemento estructural.

Pórticos.- Armadura diseñada para soportar cargas tanto verticales como laterales transversales a la longitud de una estructura porticada.

Separadores.- Son elementos cuya función principal es proporcionar un nudo en la configuración del pandeo lateral de las correas, es decir, la rigidez es el principal requisito del separador.

Tensor.- Tirante de metal que actúa como barra absorbente de los esfuerzos de tracción en una cercha o pórtico.

Vano arriostrado.- Se refiere a un par de pórticos que han sido arriostrados entre sí.

RESUMEN

El presente material pretende entender y atender las necesidades de los sectores públicos o privados, mediante la mejora continua de cubiertas metálicas para escenarios deportivos, en este caso el ecuavoley.

El problema radica en la necesidad de implementar este tipo de cubiertas metálicas para escenarios deportivos, ya que en gran parte de ellos no existe este elemento que permite la práctica deportiva en condiciones climáticas adversas.

En la medida en que se comprenda el diseño y fabricación de cubiertas metálicas, que para el presente proyecto es para cubrir dos canchas de ecuavoley, se podrá ampliar su aplicación en otros escenarios deportivos, naves industriales, galpones, etc., que necesiten un espacio cerrado, económico y con un excelente diseño estético y funcional.

Es el interés del proyecto conocer la situación de este tipo de escenarios en el país, donde se practica multitudinariamente este deporte pero no se dispone en gran medida de espacios cubiertos que permita la realización de la actividad en condiciones de lluvia o excesivo sol, así como también su ejecución por las noches, con una correcta iluminación artificial con cubiertas sencillas, económicas y muy seguras, aplicables a barrios, parques, escuelas, etc.

Existen muchas empresas dedicadas a la construcción de estructuras metálicas y cubiertas de escenarios deportivos que generalmente son grandes, vistosos pero a su vez costosos. Lo que se quiere lograr con este proyecto es mostrarse y plantear a los sectores populares, la construcción de cubiertas metálicas sencillas, económicas pero a la vez seguras que permitan construirse en barrios, parroquias, recintos, etc., para así difundir la sana práctica del deporte y en especial del ecuavoley que constituye una práctica propia de nuestra región.

INTRODUCCION

Los techos, cubiertas y construcciones livianas han tenido un fuerte impulso en el país, ya que en el mundo las construcciones livianas son una solución para sectores industriales, comerciales, agropecuarios, deportivos y residenciales. Nuestro país seguirá ese camino por las ventajas que representa. Se debe corregir y asegurar desde el diseño los resultados, colectivizando las experiencias de los diferentes actores lo que redundará en beneficio para la población en general.

La intención del proyecto es dar respuestas desde el diseño, a partir de las primeras etapas del proyecto, con soluciones prácticas y efectivas, para lograr resultados estéticamente superiores, con mayor vida útil y mayor seguridad; es aportar al desarrollo de mejores construcciones y edificaciones.

Esta obra se encuentra dividida en 5 capítulos:

El primer capítulo pretende revisar brevemente aspectos básicos para el proyecto, esto es las generalidades como son: una pequeña reseña sobre el ecuvoley, las cubiertas en cuanto a su funcionalidad, miembros, materiales y los tipos de estructuras que se usan para este tipo de construcciones.

La segunda parte estudia los fundamentos teóricos y métodos necesarios para la comprensión y diseño, a fin de alcanzar el propósito señalado.

El tercer capítulo comprende un estudio de prefactibilidad, en el cual se plantea el problema y se realiza un estudio de mercado, donde se muestra la necesidad y la justificación del proyecto. Se dan a conocer también las limitaciones y especificaciones del mismo.

El cuarto capítulo se refiere a un estudio propiamente de la estructura. En este punto se analizan las alternativas posibles a elegirse y se escoge la que en

definitiva será la más conveniente para el fin planteado. El capítulo es amplio ya que contiene el diseño para cada elemento de la cubierta.

Finalmente, el quinto capítulo muestra los resultados del estudio a través de las conclusiones y recomendaciones. Por último se encuentran la bibliografía y anexos empleados en el diseño y la investigación.

CAPITULO 1

1 ANTECEDENTES

1.1 EL ECUAVOLEY.

El Ecuavoley es una actividad deportiva creada en nuestro País, similar al internacional juego del Voleibol de seis jugadores por lado, en cual se juega con una pelota pesada y tres jugadores a cada lado de la red. Es un juego muy popular en nuestra región debido a que constituye un magnifico ejercicio y además entretenimiento, está exento de peligro y sus reglas son muy sencillas. En el Ecuador el ecuavoley es el segundo deporte favorito o más practicado luego del fútbol y antes del atletismo.

1.1.1 REGLAMENTO.

Se práctica al aire libre o bajo techo, en una cancha de 18 metros de largo por 9 metros de ancho. En la parte central de la cancha se alza una red semejante a la de tenis, de 2.75 metros de altura, y a cada lado de ella se colocan 3 personas, de modo que el partido reglamentario reúne 6 jugadores divididos en dos bandos (Fig. 1.1).

El jugador que efectúa el saque lanza la pelota al aire sobre la red al campo contrario y queda iniciado el juego, éste consiste en que el balón debe pasar sobre la red de un lado al otro, impulsado exclusivamente con las manos y mantenido siempre en el aire pero no puede ser parado, sujetado, retenido o acompañado, sin que ningún jugador toque la red y sin entrar en el espacio del equipo rival.

Cada equipo dispone de tres toques máximo para devolver el balón hacia el campo contrario. No es permitido el rebote ni que el balón toque el suelo. Si esto ocurre, el equipo culpable pierde un punto y debe entregar el balón al bando contrario para que sirva la nueva salida. Los partidos se conciertan a 15 puntos o tantos, y gana el equipo que primero los anota a su favor.

Los partidos de ecuavoley se disputan al mejor de tres tandas o bloques que reciben, igual que en tenis, la denominación de sets. En el momento en que uno de los dos equipos acumula dos sets ganados, gana el partido y se da por concluido el enfrentamiento. Un equipo gana un set cuando alcanza o supera los 15 puntos con una ventaja de dos. (Ver Reglamento de Juego ANEXO 1).

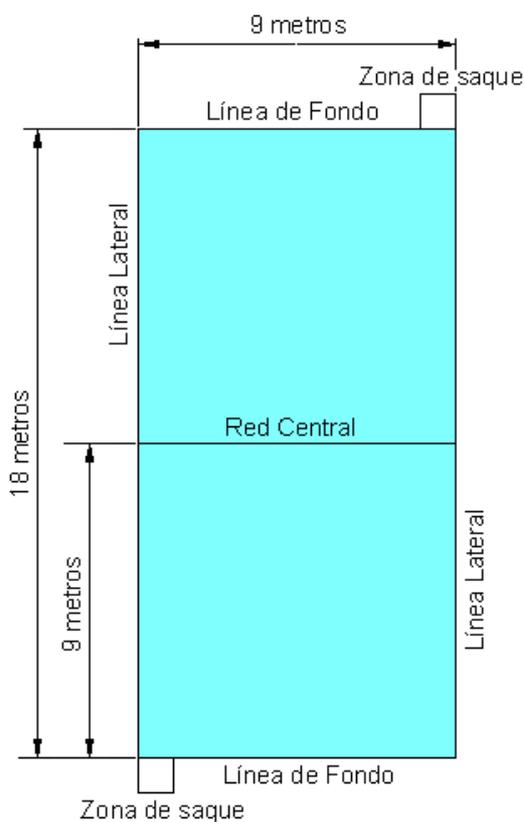


Fig. 1.1 Cancha Reglamentaria de Ecuavoley

1.2 CUBIERTAS

En este apartado se tratan las cubiertas en cuanto a los elementos que las conforman, la función que cumplen, los tipos de cubiertas y algunos materiales usados en el medio.

1.2.1 FUNCION

Para el caso específico de las cubiertas, es importante mencionar que su mayor ventaja se puede encontrar cuando se desea cubrir pequeñas y grandes luces. Este tipo de estructuras pueden ser fácilmente elaboradas por la gran diversidad de materiales que disponemos en el mercado, así como la ventaja de poder ser armados sus miembros ya sea mediante remaches, pernos o soldadura.

Estas estructuras cumplen una importante función dentro de los ámbitos deportivos, industriales, sociales y también pueden ser tomados como una solución en el campo habitacional.

1.2.2 ELEMENTOS DE UNA CUBIERTA

Los elementos que componen una cubierta metálica son conocidos en el campo industrial con algunos sinónimos que dependen del tipo de estructura y los materiales utilizados. En la Fig.1.2 se ilustra los componentes de una cubierta elaborada mediante perfiles estructurales.¹

- Los miembros 1, 2, 3 y 4 componen la estructura principal, cubren un claro a la vez que soportan a las cargas muertas y vivas.
- El miembro 5 transmite las cargas de la cubierta a la estructura principal y trabaja a flexión.

¹ Fuente: VALENCIA G., Estructuras metálicas, capítulo 1, página 11

- El miembro 6 es el que cubre toda la estructura, y
- El miembro 7 o arriostramiento da la rigidez y soporta las cargas laterales de viento y/o sismo.

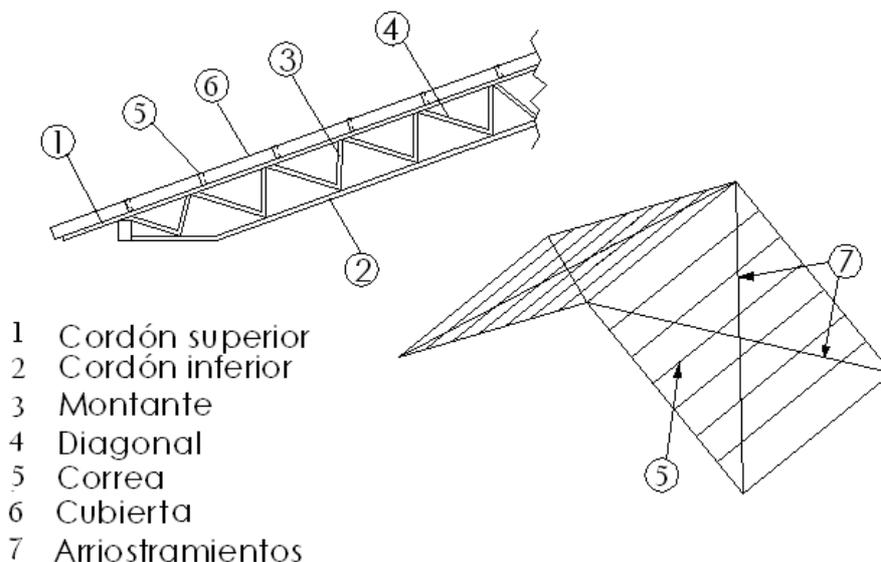


Fig. 1.2 Componentes de una Cubierta
Fuente: VALENCIA G., Estructuras metálicas, capítulo 1, página 11

1.2.3 ESTRUCTURAS PARA CUBIERTAS

La estructura se puede definir como un conjunto de elementos simples dispuestos de tal forma que permitan soportar pesos y cargas, sin romperse, ni sufrir deformaciones excesivas de otras partes del sistema o mecanismo. Las estructuras deben estar constituidas de tal manera que tengan suficiente resistencia, su montaje sea práctico y sean económicas.

Seguridad: Las estructuras no solo deben soportar las cargas impuestas, sino que además las deflexiones y vibraciones resultantes, no sean excesivas alarmando a los ocupantes, o provoquen agrietamientos.

Costo: El proyectista debe siempre procurar abatir los costos de construcción sin reducir la resistencia, algunas ideas que permiten hacerlo son usando secciones

estándar haciendo detallado simple de conexiones y previendo un mantenimiento sencillo.

Factibilidad: Las estructuras diseñadas deben fabricarse y montarse sin problemas, por lo que el proyectista debe adecuarse al equipo e instalaciones disponibles debiendo aprender como se realiza la fabricación y el montaje de las estructuras para poder detallarlas adecuadamente, debiendo aprender tolerancias de montaje, dimensiones máximas de transporte, especificaciones sobre instalaciones; de tal manera que el proyectista se sienta capaz de fabricar y montar la estructura que esta diseñando.

1.2.4 MATERIALES ESTRUCTURALES PARA CUBIERTAS

En la práctica de la ingeniería estructural se disponen de numerosos materiales estructurales, que incluyen acero, concreto, madera, y posiblemente plásticos y/o algunos otros metales, como aluminio y hierro colado. A menudo, el empleo o el uso, el tipo de estructura, la situación u otro parámetro de diseño imponen el material estructural. ²

1.2.4.1 Estructuras con Madera

Las maderas poseen buenas aptitudes para ser usadas en estructuras, sin embargo, la obtención de piezas de grandes dimensiones y de buena calidad, provenientes de especies nativas, es cada vez menos frecuente debido a los problemas sanitarios que éstas sufren. Si bien esta situación no se observa en los pinos, la presencia de defectos hace que muchas veces resulte difícil incorporar la madera en estructuras de luces importantes.

² Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción; Pág. 4.1

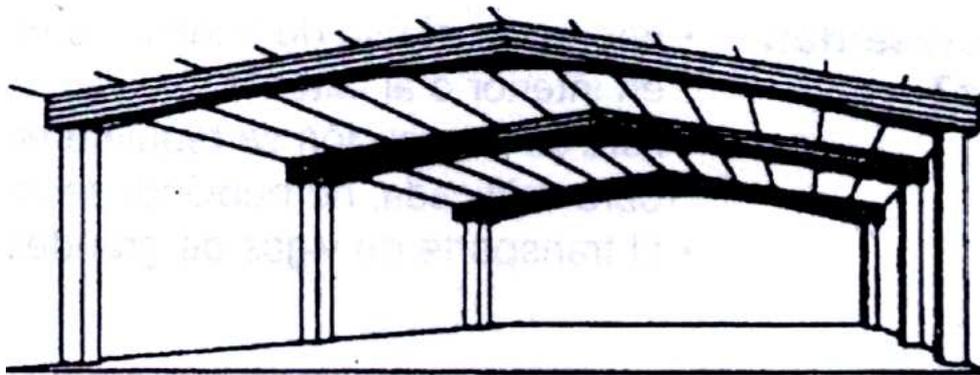


Fig. 1.3 Pórtico Estructural con Madera Laminada

Aunque pueda parecer paradójico por ser la madera un material combustible, las *estructuras de madera laminada* son las más resistentes al fuego. Las estructuras de madera son las únicas de comportamiento previsible en caso de incendio. No requieren protección complementaria ya que su destrucción es progresiva a una velocidad conocida.

1.2.4.1.1 Ventajas de las Estructuras con Madera

- La madera tiene una alta resistencia a la compresión, en algunos casos superior, con relación a su peso a la del acero.
- La madera permite el uso de tablas cortas, angostas y saneadas, para dar forma a piezas estructurales de cualquier espesor, ancho y forma.
- No existen límites en cuanto a las dimensiones de las vigas.
- Es posible diseñar elementos estructurales prácticos y estéticos al mismo tiempo dado que, además de satisfacer los esfuerzos requeridos, pueden lograrse formas armoniosas y atractivas.
- Puede diseñarse las estructuras de tal manera que ofrezcan determinada resistencia al fuego, ya que el avance de la combustión en la madera es gradual (1cm/15' en el caso de la madera laminada), característica que no poseen otros materiales comúnmente usados.
- La relación peso/resistencia resulta baja si se la compara con la de otros materiales utilizados en estructuras. Esto disminuye los costos de colocación y aumenta la eficiencia del producto.

1.2.4.1.2 Desventajas

- La madera no es una estructura homogénea dificultando las consideraciones de diseño.
- Tiene baja resistencia a la tracción y moderada resistencia a la cizalladura.
- Para conservar a la madera como tal hay que protegerla químicamente para que no la ataquen organismos vivos que no permitan su preservación.
- El transporte de vigas de grandes dimensiones resulta dificultoso.
- Para su fabricación se requiere equipamiento especial y mano de obra calificada, no pudiéndose las producir en obra.
- Es vulnerable a la humedad.
- Generalmente utilizadas en construcciones secundarias o provisionales

1.2.4.2 Estructuras con Hormigón

El Hormigón o Concreto es un material artificial utilizado comúnmente en estructuras que se obtiene mezclando cemento, agua, algunos materiales bastos como la grava y otros refinados, y una pequeña cantidad de aire. El hormigón es casi el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que sea muy útil en construcción, ya que puede moldearse de muchas formas.

Otras características favorables del hormigón son su resistencia, su bajo costo y su larga duración. Si se mezcla con los materiales adecuados, el hormigón puede soportar fuerzas de compresión elevadas. Su resistencia longitudinal es baja, pero reforzándolo con acero y a través de un diseño adecuado se puede hacer que la estructura sea tan resistente a las fuerzas longitudinales como a la compresión.³

³ Fuente: Microsoft Encarta © 2007. © 1993-2006 Microsoft Corporation.



Fig. 1.4 Estructura con Hormigón

1.2.4.2.1 Ventajas

Frente a los sistemas constructivos convencionales de cubiertas de este tipo de material (estructura metálica y hormigón) esta ofrece varias ventajas:

- Velocidad de ejecución.
- Versatilidad de diseños y tamaños.
- Posibilidades de ampliación de acuerdo con el crecimiento de la demanda de espacios.
- Bajo costo de mantenimiento

1.2.4.2.2 Desventajas

- Su principal desventaja es la falta de resistencia al esfuerzo de tensión.
- Debido a su amorfismo, su moldeado y acabado presentan, a menudo, los mayores gastos en su uso.
- El peso de este tipo de construcciones es alto con respecto a las demás métodos de construcción.
- La reacción química entre el cemento y el agua que produce el endurecimiento de la pasta y la compactación de los materiales que se introducen en ella requieren tiempo.

- Cuando la superficie del hormigón se ha endurecido requiere un tratamiento especial, ya sea salpicándola o cubriéndola con agua o con materiales que retengan la humedad, capas impermeables, capas plásticas, arpillera húmeda o arena.

1.2.4.3 Estructuras de Aluminio

El aluminio es un material muy ligero que se usa para una gran variedad de elementos estructurales, decorativos y funcionales en la construcción de edificios. Tiene una buena relación resistencia/peso comparado con otros materiales estructurales. Además, un volumen dado de aluminio pesa menos que 1/3 del mismo volumen de acero⁴. Este metal se utiliza cada vez más en edificaciones tanto con propósitos estructurales como ornamentales.

1.2.4.3.1 Ventajas:

- Su principal ventaja es su peso ligero con una buena resistencia mecánica.
- Posee una alta resistencia a la corrosión.

1.2.4.3.2 Desventajas:

- Suavidad
- Tiene una baja rigidez
- Grandes variaciones de dimensión por su expansión térmica
- Baja resistencia al fuego
- Costo relativamente alto.

⁴ Fuente: Microsoft Encarta ® 2007. Microsoft Corporation.



Fig. 1.5 Estructuras de Aluminio

Tabla 1.1 Relaciones Resistencia / Peso de algunos materiales

MATERIAL	RESISTENCIA PROMEDIO Fu (Kg/cm²)	PESO ESPECIFICO γ (Kg/dm³)	RESIST/PESO Fu/γ (m)
bambú	1400	0.8	1750
aluminio	1900	2.7	7073
madera	300	0.5	6000
acero	4400	7.8	5641
hormigón reforzado	670	2.3	2913
hormigón armado	370	2.3	1609
ladrillo reforzado	200	1.8	1111
ladrillo o bloque	15	0.8	188
adobe	0.1	1.8	0.56

Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción., Pág.24

1.2.4.4 Estructuras Metálicas

1.2.4.4.1 Ventajas del acero como material estructural

El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de mayor importancia en los usos estructurales están: ⁵

- Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la

construcción de puentes, cubiertas, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.

- Homogeneidad: las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- Elasticidad: el acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.
- Precisión dimensional: los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- Ductilidad: el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- Tenacidad: el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).
- Facilidad de unión con otros miembros: el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- Rapidez de montaje: la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- Disponibilidad de secciones y tamaños: el acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- Costo de recuperación: las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.
- Reciclable: el acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- Permite ampliaciones fácilmente: el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.
- Se pueden prefabricar estructuras: el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

1.2.4.4.2 Desventajas del acero

- Corrosión: el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
- Fatiga: la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).
- Pandeo elástico: debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicas las columnas de acero.
- Calor, fuego: en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, etc.

1.2.5 CONCLUSION DE LAS ESTRUCTURAS Y SUS MATERIALES

Utilizando todos los datos expuestos en los párrafos anteriores, se puede concluir que cuando aparte de una acción funcional se buscan fines estéticos, como el caso de las bodegas, cuando la estructura no solo está hecha para soportar las cargas, sino que normalmente son visitadas por el turismo, el cual en la actualidad representa una gran parte de los ingresos de estas empresas, se suele optar por las estructuras de vigas laminadas, o estas combinadas con placas de hormigón, pero esta opción también conlleva un costo superior a las estructuras metálicas.

⁵ Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción; Pág. 7.1

Cuando por algún motivo se necesita que la estructura esté lista para trabajar rápidamente se suele optar por las estructuras de hormigón, que se ensamblan muy velozmente, pudiendo lograrse estructuras en tiempos tan cortos como pocas semanas, aunque esto conlleva costos superiores.

En contraposición, cuando se busca la solución mas económica se opta por las estructuras de acero, salvo que se trate de una industria que utilice materiales agresivos con este material, o materiales altamente inflamables, ya que como se destacó anteriormente este tipo de estructuras colapsan rápidamente ante las altas temperaturas, muchas veces sin permitir la evacuación del personal, con las serias consecuencias de estos siniestros. Por tratarse el proyecto de una cubierta para dos canchas de ecuavoley este material se ajusta perfectamente a las necesidades y requerimientos para su aplicación. De acuerdo con lo anterior de aquí en adelante el material a utilizarse en el presente estudio es el acero estructural

1.2.6 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS PARA CUBIERTAS

Las estructuras se pueden clasificar en dos grandes grupos: marcos y armaduras, estas se las analizan a fin de relacionar con las condiciones que se dispone en el proyecto.

1.2.6.1 Marcos

Son estructuras cuyas uniones o juntas mantienen los mismos ángulos entre sus miembros antes y después de la aplicación de la carga.

“El marco rígido es una estructura con juntas resistentes a momentos. En las juntas los miembros están rígidamente conectados entre sí, para impedir la rotación relativa de ellos cuando se aplica cargas. Ventajas de estos marcos son: economía, apariencia y ahorro en la altura libre. Desempeñan los mismos trabajos

que las columnas de acero y las armaduras pero sin ocupar tanto espacio. Los marcos rígidos han probado ser muy satisfactorios para iglesias, auditorios, casa de campo, arsenales, coliseos y otras estructuras que requieren grandes áreas sin obstrucciones.”⁶

Este tipo de marcos rígidos resisten las cargas externas esencialmente en virtud de la capacidad de resistir momentos flexionantes que se desarrollan en los extremos de sus miembros, por lo cual estas conexiones deben transmitir momentos así como cargas axiales y cortantes. En consecuencia, los miembros de un marco rígido están generalmente sujetos a cargas axiales, de corte y momentos.

Estos pueden ser de un agua o dos aguas, en alma llena de sección uniforme así como de sección variable.

En la Fig.1.6., se muestran dos marcos rígidos, a la izquierda un marco a 1 agua, es decir, con 1 grado de libertad sobre el eje “x”; y a la derecha un marco rígido a 2 aguas, es decir, puede desplazarse sobre “x” y sobre “y”

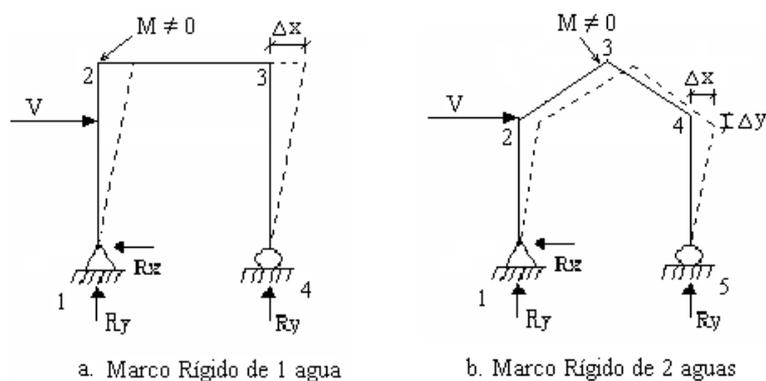


Fig. 1.6 Marco Rígido: (a). 1 agua, (b). 2 aguas

⁶ Fuente: Mc.Corman Jack C., Diseño de estructuras metálicas, Marcos, Capítulo 19, pág. 650

1.2.6.2 Armaduras

Son estructuras formadas por varios elementos arreglados en forma de uno o varios triángulos, tomando en consideración que ésta es la forma más estable que se puede analizar, siendo el número de combinaciones casi infinito.

“Las armaduras se pueden definir como vigas grandes, de gran peralte y de *alma abierta*. El propósito de las armaduras para techos es servir de apoyo a una cubierta para protegerse contra los elementos naturales (lluvia, nieve, viento, granizo). A la vez que realizan estas funciones deben soportar tanto las techumbres como su peso propio.”⁷

Los elementos forman triángulos en un solo plano y están dispuestos de forma tal que las cargas externas se aplican en los nudos por lo que teóricamente sólo causan cargas de tensión o compresión axial en los elementos cuando en los vértices de los triángulos existen juntas carentes de fricción.

Estos pueden ser de un agua o dos aguas, en celosía de sección uniforme así como de sección variable (Fig. 1.7.)

1.2.6.3 Arcos

Los arcos son una aplicación tanto de los marcos rígidos como de las armaduras.

“Un arco puede definirse como una estructura que depende (usualmente en grado considerable) para su capacidad de soportar cargas verticales aplicadas, en el desarrollo de componentes de reacción horizontales, que actúan hacia el centro del claro del arco, en los apoyos de los extremos.”⁸

⁷ Fuente: McCormac J., Diseño de estructuras metálicas, Armaduras, Capítulo 17, pág. 586

⁸ Fuente: Kinney S., Análisis de estructuras indeterminadas, capítulo 13, páginas 598 – 599

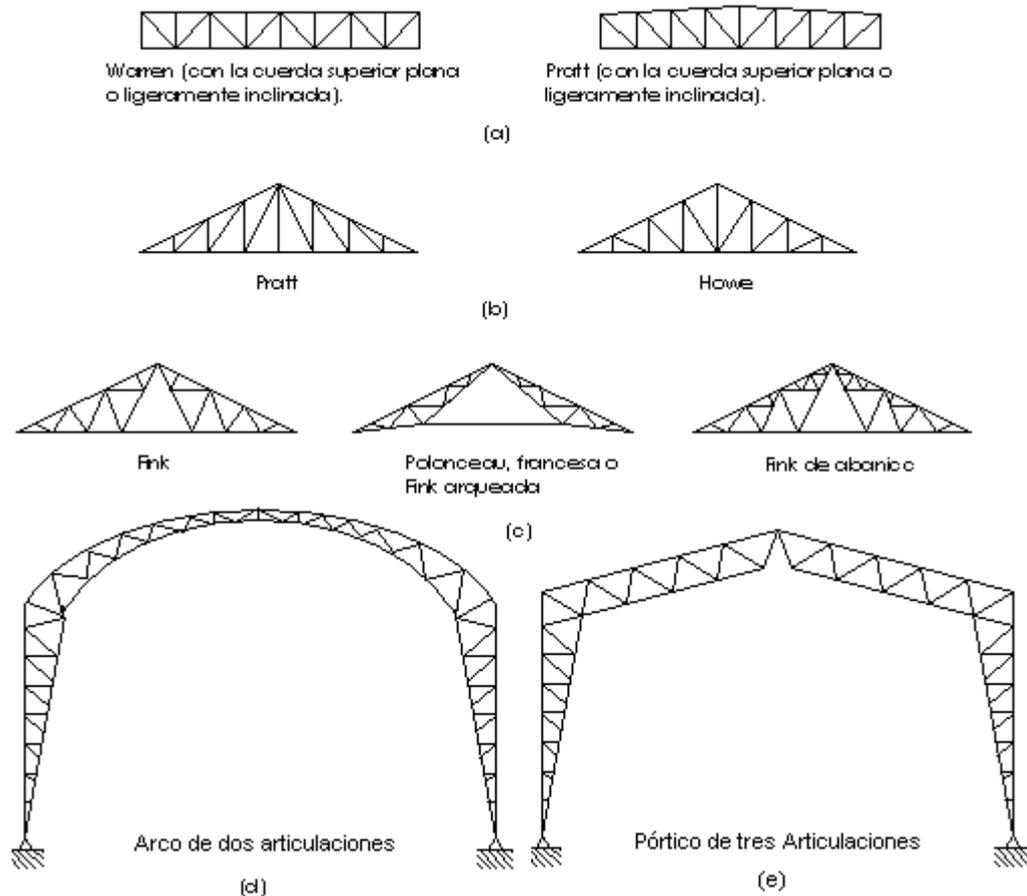


Fig. 1.7 Tipos de Armaduras

Fuente: McCormac J., Diseño de estructuras metálicas, 1ª Edición, Pág. 589

Este tipo de curva en forma de arco es ventajosa estructuralmente debido a que los momentos internos que resultan de las cargas aplicadas son mucho más pequeños que los que resultarían si se aplican cargas iguales a una armadura o viga de la misma luz como consecuencia de los momentos negativos que resultan de las fuerzas horizontales en los extremos.

1.2.6.3.1 Tipos de arcos

Desde el punto de vista estructural los arcos se los clasifica en fijos, biarticulados y triarticulados:⁹

⁹ Fuente: KISELIOV; Mecánica de construcción; Pág. 170

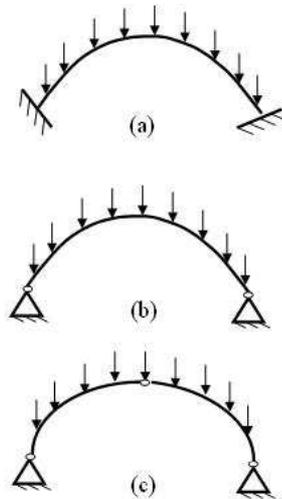


Fig. 1.8 Tipos de arcos: (a) Fijos; (b) Biarticulado y (c) Triarticulado
Fuente: Kiseliiov Mecánica de construcción, Pág. 170

Los arcos fijos se construyen generalmente en concreto reforzado y en cañones profundos, donde los apoyos pueden soportarse en roca resistente.

Los biarticulados (Fig. 1.8 b) son los más comunes. En estos, la reacción horizontal algunas veces se da por el terreno y en otras mediante un elemento interno a tensión, son los denominados *arcos atirantados*.

Los arcos triarticulados se construyen generalmente en madera estructural laminada o en acero y son estructuras insensibles al asentamiento de los apoyos.

Al elegir la forma de los arcos se basa en el deseo de conseguir que los resultados del cálculo tomen la forma de fórmulas simples. Otros criterios de selección de formas de arcos son la estética y la facilidad constructiva.

1.2.7 ESTRUCTURAS ISOESTATICAS E HIPERESTATICAS

En la Ingeniería Mecánica, el término *estructura*, se puede referir a todo tipo de objeto que posee la capacidad de soportar y ejercer cargas.¹⁰

Las estructuras deben estar en equilibrio, sabiendo que un cuerpo se encuentra en este estado cuando está en reposo y para ello la sumatoria de fuerzas o cargas externas como internas debe ser cero así como también los momentos de todas las fuerzas respecto a cualquier eje.

$$\Sigma F_x = 0 \quad (\text{Ec. 1-1})$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad (\text{Ec. 1-2})$$

$$\Sigma M_z = 0 \quad (\text{Ec. 1-3})$$

Las ecuaciones arriba mencionadas son suficientes para que un sistema plano se encuentre en equilibrio estático.

En una estructura necesitamos establecer las fuerzas y las reacciones que se transmiten de miembro a miembro interiormente, para poder realizar estos cálculos se deben distinguir entre dos tipos de estructuras: Isostáticas e hiperestáticas.

1.2.7.1 Estructuras Isoestáticas

También son conocidas como estructuras estáticamente determinadas. Para el análisis de esta clase de estructuras se debe tener presente los principios de la estática pues para la determinación de las reacciones externas y fuerzas internas en los diferentes miembros es suficiente la aplicación de la condición de equilibrio (Ecuaciones 1-1, 1-2 y 1-3).

Para la determinación de las reacciones externas, el número de las reacciones en los apoyos (incógnitas) no deben sobrepasar de tres y se supone que es un cuerpo rígido en equilibrio, lo que se puede comprobar cuando las fuerzas externas que actúan sobre él, forman un sistema de fuerzas equivalentes igual a cero.

¹⁰ Fuente: Castillo H.; Análisis y Diseño Estructural; Capítulo 7; Págs. 339-343

1.2.7.2 Estructuras Hiperestáticas

También conocidas como estructuras indeterminadas. Un cuerpo o estructura es hiperestática cuando está sujeta al equilibrio por medio de una condición de apoyos y miembros al punto que el número de reacciones y esfuerzos que se encuentren sea mayor que el número de ecuaciones independientes que la estática permite establecer, esta diferencia entre el número de ecuaciones y el número de incógnitas se las conoce con el nombre de *grado de hiperestaticidad*.

Para resolver estos problemas es necesario utilizar además de las ecuaciones de la estática, ecuaciones que toman en consideración las deformaciones de los elementos estructurales, el número de ecuaciones superfluas necesarias es igual al grado de hiperestaticidad.

1.2.8 PERFILES DE ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Para el diseño de estructuras metálicas, puentes, edificios, cubiertas, torres de transmisión, tanques y otros, se utilizan una diversidad de materiales que deben reunir características que este tipo de construcciones necesitan satisfacer como: resistencia mecánica (F_y , F_{ut}), ductilidad, resistencia a la fatiga, resistencia a la fractura frágil, resistencia a la corrosión, economía y otros.

Los perfiles de acero como material estructural son de una gran importancia para el diseñador y constructor de estructuras metálicas. Estos perfiles de acero se pueden encontrar en el mercado en una diversidad de tipo, pero se pueden clasificar en general en dos clases: perfiles laminados en caliente y conformados en frío ¹¹.

¹¹ Fuente: GAYLORD E, Diseño de Estructuras de Acero, Capítulo 2, Págs 74 – 84

1.2.8.1 Perfil laminado en caliente

Estos perfiles son fabricados por laminadoras a partir de un lingote, su clasificación va de acuerdo con su ancho y espesor así como con de su forma. Todas las clases de perfiles se encuentran estandarizados, para este tipo de secciones las normas más usadas son las de la American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.).

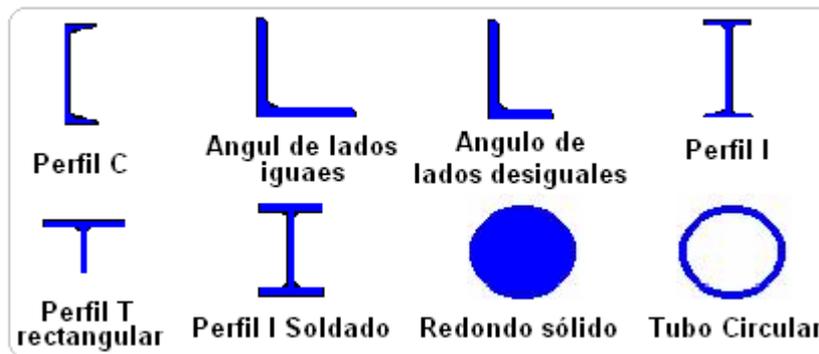


Fig. 1.9 Principales perfiles laminados en caliente

1.2.8.1.1 Ventajas

- Gran soporte a esfuerzos de fluencia desde 2540 Kg/cm^2 (Acero A-36).
- Se encuentra con facilidad en el mercado nacional.
- Son de gran utilidad para construcción de puentes, edificios, torres, tanques, cubiertas de grandes luces tanto en armaduras como en arcos.
- No necesitan rigidizadores.
- Gran ductilidad.

1.2.8.1.2 Desventajas

- Su costo es elevado, para secciones de Importación.
- Algunos casos se debe importar y hacer laminado bajo pedido.
- Por su costo no se utilizan en cubiertas pequeñas.

1.2.8.2 Perfil conformado en frío

El proceso de fabricación de este tipo de perfiles es a través de rodillos o dobladoras, a partir de láminas o chapas de acero las cuales se elaboran en formos de bobinas. Se utilizan principalmente en cubiertas, cerchas, correas, estructuras livianas, edificios bajos y con cargas livianas.

Debido a la gran variedad de tipos laminados en frío que pueden producirse, estos no han sido estandarizados como los anteriores. Algunos de los fabricantes han creado su línea propia de perfiles. Los diseñadores y constructores de estructuras y cubiertas metálicas pueden hacer fabricar perfiles especiales para trabajos particulares.

Para el diseño de este tipo de material se utiliza la norma A.I.S.I. (American Iron and Steel Institute) o Instituto Americano del Hierro y del Acero.

1.2.8.2.1 Ventajas

- Su costo es menor que el anterior.
- Se encuentra con facilidad en el mercado.
- Se le puede dar la forma requerida.
- Mejor apariencia arquitectónica.
- Secciones livianas.
- Facilidad de montaje y mejor relación resistencia / peso.

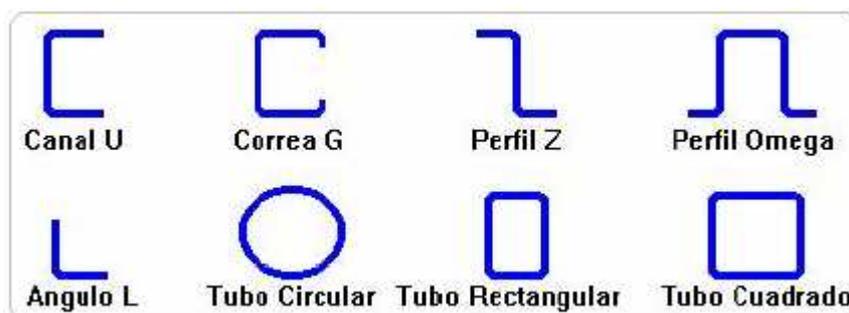


Fig. 1.10 Principales perfiles de acero conformado en frío.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL:

Diseñar estructuralmente una cubierta metálica para albergar dos canchas de Ecuavoley.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Diseñar una Cubierta Metálica adaptada a las facilidades y condiciones de nuestro medio.
- Utilizar materiales que existen en el mercado Ecuatoriano.
- Plantear la construcción de este tipo de cubiertas a Municipios, clubes barriales, etc., para su aplicación en escenarios deportivos de este tipo.
- Difundir la práctica del deporte y en especial del ecuavoley en nuestro País ya que, como su nombre lo indica, se lo creo acá y es necesario conocerlo, difundirlo y practicarlo.
- Diseñar la distribución y ubicación más adecuada de las 2 canchas de Ecuavoley dentro de la cubierta.
- Realizar un estudio de los fundamentos teóricos sobre Estructuras Metálicas y así aplicar los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Mecánica.

1.4 JUSTIFICACION

En el País existen muchos escenarios deportivos, y muchos más por crearse, que no poseen algún tipo de cubierta para proteger a los practicantes de esta actividad del sol, la lluvia y poder también practicarlo por las noches con una adecuada iluminación artificial. Así como también existen muchas empresas dedicadas a la construcción de estructuras metálicas y cubiertas de escenarios deportivos que generalmente son grandes, vistosos pero a su vez costosos. Lo que se quiere lograr con este proyecto es plantear a los sectores populares, la construcción de cubiertas metálicas sencillas, económicas pero a la vez seguras que permitan construirse en barrios, parroquias, recintos, etc., para así difundir la sana práctica del deporte y en especial del ecuavoley que constituye una práctica propia de nuestra región. Otro aspecto importante en el diseño del presente proyecto es la aplicación de perfiles conformados en frío, ya que en nuestro país no existen códigos de diseño para este tipo de material, adoptando así el código extranjero como lo es la Especificación para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Conformado en Frío del Instituto Americano del Hierro y del Acero (American Iron & Steel Institute / AISI).

CAPITULO 2

2 MARCO TEORICO

2.1 INTRODUCCION

En este capítulo se trata aspectos referentes al análisis de estructuras, mencionando primeramente los códigos existentes para el diseño de la estructura, el análisis de acciones y reacciones, condiciones de equilibrio estático y los métodos de diseño y procedimientos aplicables.

Se estudia también las cargas impuestas sobre la estructura, así como también los diferentes tipos principales de esfuerzos que están sometidos sus componentes como son tensión, compresión, flexión y corte.

Por último se especifica las uniones generalmente aplicadas a los miembros estructurales entre si.

Con esto se contempla las herramientas básicas para el cálculo y análisis estructural de la cubierta a ejecutar en el proyecto. Se ha puesto toda la información técnica necesaria para asegurar desde el diseño obtener los resultados esperados.

2.2 CODIGOS, NORMAS Y ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Los códigos, normas y especificaciones son documentos que rigen y regulan actividades industriales. Son contenidos de caracteres técnicos y expresados generalmente de forma cualitativa, y en algunos casos cuantitativamente.

2.2.1 DEFINICIONES

Los códigos, las especificaciones y otros documentos de uso común en lo referente a estructuras tienen diferencias en cuanto a su extensión, alcance, aplicabilidad y propósito. A continuación se mencionan las características claves de algunos de estos documentos.¹²

Código.- Es un conjunto de requisitos y condiciones, generalmente aplicables a uno o más procesos que regulan de manera integral el diseño, materiales, fabricación, construcción, montaje, instalación, pruebas, reparación, operación y mantenimiento de instalaciones, equipos, estructuras y componentes específicos.

Normas.- El término “norma” tal y como es empleado por la AWS, la ASTM, la ASME y el ANSI, se aplica de manera indistinta a especificaciones, códigos, métodos, prácticas recomendadas, definiciones de términos, clasificaciones y símbolos gráficos que han sido aprobados por un comité patrocinador (vigilante) de cierta sociedad técnica y adoptados por esta.

Especificación.- Es una norma que describe clara y concisamente los requisitos esenciales y técnicos para un material, producto, sistema o servicio. También indica los procedimientos, métodos o equipos a emplear para determinar si los requisitos especificados para el producto han sido cumplidos o no.

¹² Fuente: FREDERICK S.; Manual Integral Para Diseño y Construcción; Pág. 7.2

2.2.2 ORIGEN DE LAS NORMAS

Las normas son desarrolladas, publicadas y actualizadas por organizaciones y entidades gubernamentales y privadas con el propósito de aplicarlas a las áreas y campos particulares de sus intereses.

Algunas de las principales entidades que generan las normas relacionadas con el diseño de estructuras metálicas son:

- American Institute of Steel Construction – AISC (Instituto Americano de Construcción de Aceros)
- American Iron and Steel Institute – AISI (Instituto Americano del Hierro y Acero)
- American National Standards Institute – ANSI (Instituto Nacional Americano de Normas)
- American Welding Society – AWS (Sociedad Americana de Soldadura)
- ASTM, anteriormente The Society for Testing and Materials (Sociedad Americana de Pruebas y Materiales)
- International Organization for Standardization – ISO (Organización Internacional para la Normalización)
- Instituto Ecuatoriano de normalización - CPE INEN. Código de Práctica Ecuatoriano. Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño.

2.3 ACCIONES: CONCEPTO Y TIPOS

Se define como una acción a cualquier causa que pueda producir una modificación del estado en que se encuentra una estructura.

Las acciones se las puede clasificar en dos grupos: ¹³

¹³ Fuente: VALENCIA G., Estructuras Metálicas, Primera Edición, 1995

Activas o directamente aplicadas sobre la estructura

Reactivas debidas a las uniones de la estructura con su entorno

Dentro del grupo de las *acciones activas* podemos diferenciar:

Directas como son:

Con carga (peso propio y carga permanente, etc.)

Sobrecargas (son temporales como las cargas de granizo, ceniza volcánica, etc.)

Indirectas: entre las que se encuentran las acciones producidas por asientos diferenciales; acciones sísmicas debidas a las aceleraciones que producen los movimientos sísmicos, etc.

2.3.1 REACCIONES: CONCEPTO Y TIPOS.

Conocidas las acciones directas que actúan sobre una estructura, para iniciar su análisis es necesario identificar las uniones con su entorno, a cada tipo de unión le corresponde un tipo de reacción, que está en función de las restricciones que imponga dicho enlace. En un sistema plano se puede diferenciar los siguientes tipos: ¹⁴

2.3.1.1 Apoyos simples o rodillos

Son dispositivos que permiten el giro de la sección y su desplazamiento según una dirección conocida. En consecuencia equivalen a una fuerza cuya recta de acción es perpendicular a la dirección del desplazamiento.

¹⁴ Fuente: GAYLORD E. H. Diseño de Estructuras de Acero, Pág. 26-32

Así, en la Fig. 2.1 (a), en la parte izquierda de la viga representan apoyos simples en los cuales existen libertad para la rotación en el plano "x"- "y", y para el desplazamiento en la dirección "x" mientras que está impedido el desplazamiento en la dirección "y" existiendo por tanto una reacción en la dirección "y", R_y .

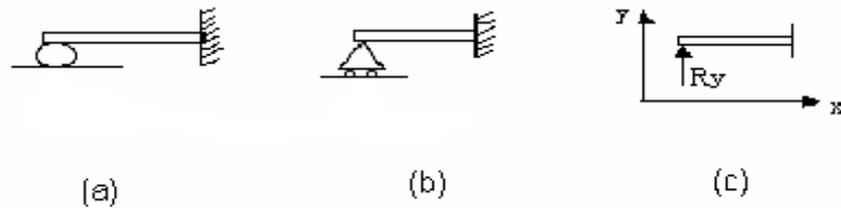


Fig. 2.1 (a) y (b) apoyo simple o rodillo (c) diagrama de sólido libre de la parte izquierda de la viga

2.3.1.2 Apoyos dobles o articulaciones

Impiden el desplazamiento de la sección y permiten el giro. Equivalen a una fuerza con línea de acción desconocida. A este tipo de enlace corresponden las rótulas, bisagras, pasadores, superficies rugosas, etc.

En la Fig. 2.2 (a) se representan dos articulaciones, en los que está impedido el desplazamiento tanto en la dirección "x" como en "y", permitiéndose el giro en el plano "x", "y".

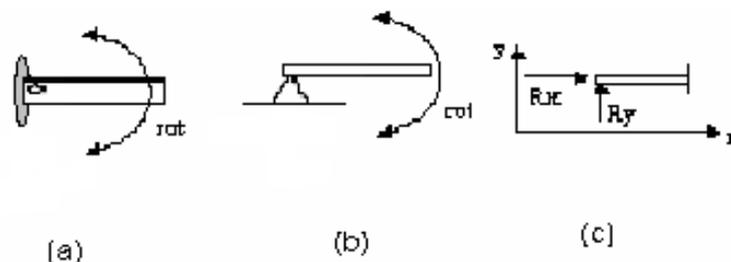


Fig. 2.2 (a) y (b) apoyos articulados (c) diagrama de sólido libre de la parte izquierda de la viga

2.3.1.3 Empotramientos

Son enlaces que impiden cualquier tipo de deslizamiento y giro en la sección. Son equivalentes a un momento y una fuerza con recta de acción desconocida, un ejemplo de esto puede ser las columnas de concreto fundidas dentro del suelo, columnas empernadas a bases de concreto, etc.

La Fig. 2.3 (a) representa un empotramiento en el que el desplazamiento según las direcciones "x", "y" así como el giro en el plano "x"- "y", están impedidos, esto genera 2 reacciones y un momento: R_x , R_y y M_z .

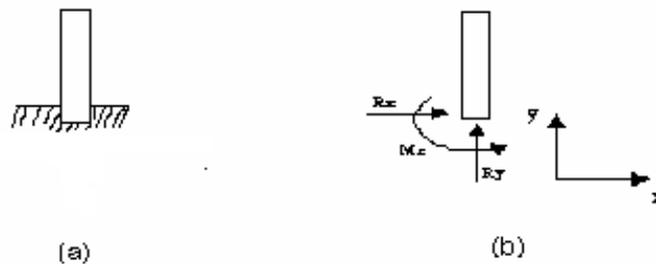


Fig. 2.3 (a) Empotramiento (b) Diagrama de sólido libre

El análisis también requiere la identificación de las uniones entre elementos de la estructura para determinar las fuerzas internas así en una estructura compuesta por barras, llamaremos Nudo o junta al encuentro de dos o más barras. Según el tipo de restricciones impuestas en el nudo, estos pueden ser:

2.3.1.4 Junta articulada

Este tipo de unión permite el giro entre barras que une e impide el desplazamiento relativo. En consecuencia introduce una fuerza con recta acción desconocida en el nudo de las barras que en él concurren (Fig. 2.4).

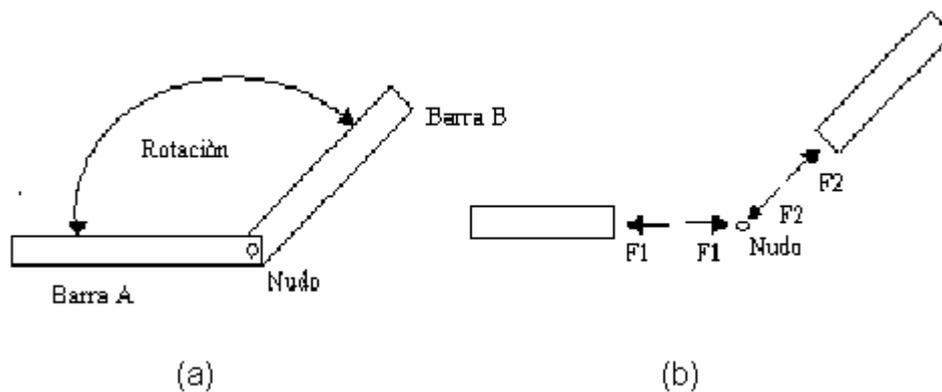


Fig. 2.4 (a) Unión articulada (b) Diagrama de sólido libre sobre el nudo

Como ejemplos de juntas articuladas se puede tomar a los mecanismos de palanca de sistemas de empuje como el de frenos o se considera articuladas las armaduras de ciertas estructuras de puentes o de edificios.

2.3.1.5 Junta rígida

Impide el desplazamiento y el giro relativo de las barras que en él concurren, en consecuencia los ángulos que forman las barras permanecen siempre constantes. Introduce un momento y una fuerza con recta de acción desconocida en el extremo de la barra que en él concurre (Fig. 2.5).

Las uniones de viga a columna de hormigón o metálicos firmemente soldados se consideran rígidas.

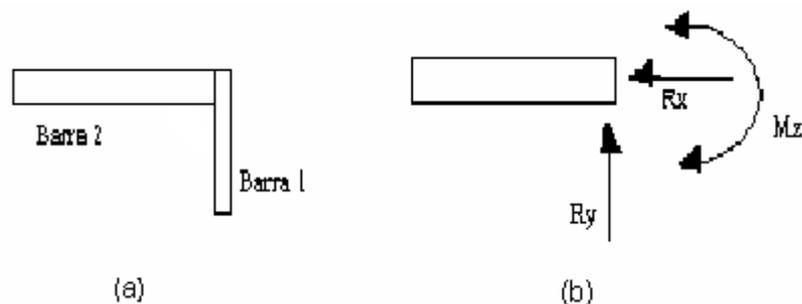


Fig. 2.5 (a) Unión rígida (b) diagrama del sólido libre del extremo derecho de la barra 2.

2.4 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

2.4.1 METODOS DE DISEÑO

Los métodos actualmente aprobados y más utilizados por las diferentes especificaciones de diseño son:

- Método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD por sus siglas en inglés) y
- Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD igualmente por sus siglas en inglés)

2.4.1.1 Método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

La resistencia requerida no debe exceder la resistencia admisible de diseño permitida por las especificaciones: ¹⁵

$$R_a \leq R_n / \Omega \quad (\text{Ec. 2-1})$$

donde:

R_a : resistencia requerida (ASD)

R_n : resistencia nominal

Ω : factor de seguridad

R_n / Ω : resistencia admisible

Las *resistencias requeridas* (fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos de torsión) de los miembros estructurales, se calculan mediante los métodos aceptados de análisis estructural, con las *cargas nominales o de servicio* especificadas para todas las *combinaciones de cargas* del código de construcción aplicable.

¹⁵ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; A.S.D.; Sección A5.1.1-1

El factor de seguridad:

- Compensa las incertidumbres propias del diseño, fabricación y montaje de los componentes estructurales, y de la estimación de las cargas aplicadas.
- Tiene un solo valor para una condición dada, independientemente del tipo de carga considerada.

2.4.1.2 Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

En el diseño por factores de carga y resistencia: la resistencia requerida determinada con base en las combinaciones de cargas factorizadas, no debe exceder la resistencia de diseño de cada componente estructural:¹⁶

$$R_a = \sum_i (\gamma_i \cdot Q_i) \leq \phi \cdot R_n \quad (\text{Ec. 2-2})$$

donde:

γ_i : factor de carga i

Q_i : efecto de carga i

$\gamma_i Q_i$: carga factorizada i

$R_a = \sum_i (\gamma_i \cdot Q_i)$ son los efectos de las cargas factorizadas en la estructura ó

la resistencia requerida del análisis estructural.

ϕ : factor de resistencia

R_n : resistencia nominal

$(\phi \cdot R_n)$: resistencia de diseño.

Nota: Se puede utilizar cualquiera de los dos métodos para el diseño de los componentes de una estructura de acero. Sin embargo, no se deben utilizar los dos métodos para el diseño de los diferentes miembros de la misma estructura.

¹⁶ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; Sección A6.1.1-1

2.4.2 COMBINACIONES DE CARGA

2.4.2.1 Combinaciones de carga en ASD:

La estructura y sus componentes se deben diseñar de tal manera que las resistencias admisibles de diseño sean iguales o mayores que los efectos de las cargas nominales de cada una de las siguientes combinaciones de carga: ¹⁷

- Comb1: $W_{DL} + W_{LL}$ (Ec. 2-3)
- Comb2: $0.75 (W_{DL} + W_{WL})$ (Ec. 2-4)
- Comb3: $0.75 (W_{DL} + W_{EL})$ (Ec. 2-5)
- Comb4: $0.75 (W_{DL} + W_{LL} + W_{WL})$ (Ec. 2-6)
- Comb5: $0.75 (W_{DL} + W_{LL} + W_{EL})$ (Ec. 2-7)

2.4.2.2 Combinaciones de carga en LRFD:

- Comb6: $1.4 W_{DL}$ (Ec. 2-8)
- Comb7: $1.2 W_{DL} + 1.6 W_{LL}$ (Ec. 2-9)
- Comb8: $1.2 W_{DL} + 1.6 W_{WL} + 0.5 W_{LL}$ (Ec. 2-10)
- Comb9: $1.2 W_{DL} \pm 1.0 W_{EL} + 0.5 W_{LL}$ (Ec. 2-11)
- Comb10: $0.9 W_{DL} \pm (1.6 W_{WL} \text{ or } 1.0 W_{EL})$ (Ec. 2-12)

donde:

W_{DL} = Carga Muerta

W_{LL} = Carga Viva

W_{WL} = Carga de viento

W_{EL} = Carga de sismo

¹⁷ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; Sección A 5.1.2

2.4.3 CALCULO DE CARGAS

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

Las cargas nominales deben ser las cargas mínimas de diseño estipuladas por el código de construcción aplicable con el que se diseña la estructura, o las cargas impuestas por las condiciones involucradas

2.4.3.1 Cargas Vivas

Carga Viva es la carga sobrepuesta por el uso y ocupación del edificio, sin incluir la carga debido al viento, la carga por movimientos sísmicos o carga muerta.¹⁸ Pueden ser causadas por los pesos de los objetos colocados temporalmente sobre una estructura, por ejemplo:

- Personal.
- Mobiliario.
- Empujes de cargas de almacenes, etc.

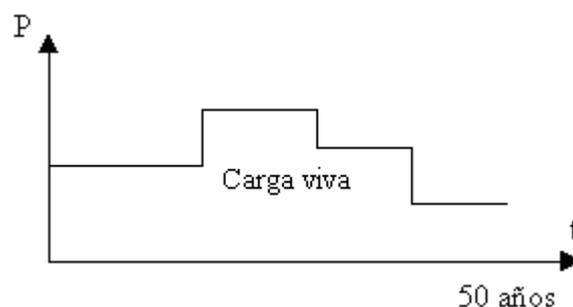


Fig. 2.6 Variación de las cargas vivas a través de la vida útil de la estructura

¹⁸ Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.1

Las cargas mínimas especificadas en los códigos se determinan estudiando la historia de sus efectos sobre estructuras existentes. Usualmente esas cargas incluyen un margen para tener una protección contra deflexiones excesivas o sobrecargas repentinas.

Se supondrá que la carga viva actúa verticalmente sobre el área proyectada sobre el plano horizontal.¹⁹

Tabla 2.1 Cargas vivas mínimas para cubiertas en Kg/m²

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

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.4

2.4.3.2 Cargas Muertas

Carga muerta es la carga vertical, debida al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes de una edificación, como: muros, pisos, techos y equipo fijo de servicio.

¹⁹ Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.4

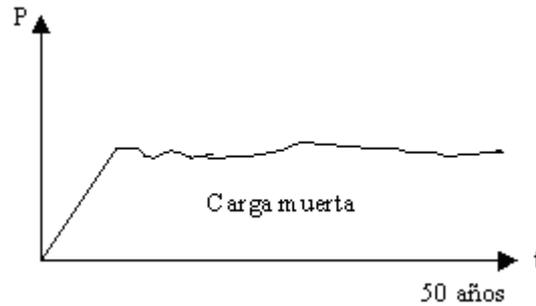


Fig. 2.7 Variación de las cargas muertas a través de la vida útil de la estructura

Para determinar el peso de las estructuras de acero a menudo se suelen usar ciertas fórmulas que acercan al valor de la carga muerta a aplicarse, siendo una buena aproximación, pero lamentablemente estas ecuaciones no consideran la inclinación de las cubiertas, por lo que, un método más exacto es estimar la cantidad de material que entraría en la estructura, como lo es:

- Peso de la cubierta y accesorios
- Peso de los elementos constituyentes del pórtico
- Peso de las correas y accesorios
- Peso de los inmuebles, iluminación, etc.

Estos valores detalla el fabricante en sus catálogos ya sea en kilogramos de material por metro cuadrado o en su lugar por metro lineal.

Peso de la cubierta

La carga W_c total en kg debido al *peso de la cubierta* se determina con la siguiente fórmula:

$$W_c = (p)(s)(d) \quad (\text{Ec. 2-13})$$

donde:

- W_c : carga total de la cubierta (kgf)
- p : peso estimado de la cubierta (kg/m^2), dado por el fabricante
- s : longitud del arco de cubierta (m)
- d : separación entre pórticos (m)

La carga correspondiente w_c vertical uniformemente repartida sobre la luz del pórtico se determina como:

$$w_c = \frac{W_c}{L} \quad (\text{Kg/m}) \quad (\text{Ec. 2-14})$$

Peso del Pórtico

Para determinar el *peso del pórtico* W_p se estima las secciones a utilizarse y sus dimensiones, así:

$$W_p = p \cdot L_p \quad (\text{Ec. 2-15})$$

donde:

W_p : carga total del pórtico (kgf)

p : peso estimado de los perfiles (kg/m), dado por el fabricante

L_p : longitud estimada de los perfiles(m)

La carga correspondiente w_p vertical uniformemente repartida sobre la luz del pórtico se determina como:

$$w_p = \frac{W_p}{L_p} \quad (\text{Kg/m}) \quad (\text{Ec. 2-16})$$

Peso de las Correas

La carga W_G total en kg debido al *peso de las correas* se determina:

$$W_G = p \cdot L_G \quad (\text{Ec. 2-17})$$

donde:

W_G : carga total de las correas (kgf)

p : peso estimado de los perfiles (kg/m), dado por el fabricante

L_G : longitud estimada de las correas (m)

La carga correspondiente w_G vertical uniformemente repartida sobre la luz del pórtico se determina como:

$$w_G = \frac{W_G}{L_G} \quad (\text{Kg/m}) \quad (\text{Ec. 2-18})$$

2.4.3.3 Carga de Sismo

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.²⁰

Estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura. En la práctica, los efectos de la aceleración, velocidad y desplazamiento de una estructura pueden determinarse como un espectro de respuesta sísmica. Una vez establecida esta gráfica, las cargas sísmicas pueden calcularse usando un análisis dinámico basado en la teoría de la dinámica estructural. Este análisis es a menudo muy elaborado y requiere el uso de una computadora. Aunque éste puede ser el caso, tal análisis es obligatorio si la estructura es muy grande.

Para estructuras pequeñas, un análisis estático de diseño sísmico puede ser satisfactorio. Este método aproxima las cargas dinámicas mediante un conjunto de fuerzas estáticas externas que se aplican lateralmente a la estructura. Una fórmula para hacer esto lo da el Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C.); sirve para determinar el “*cortante basal total de diseño*” V en la estructura y puede escribirse como:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_p\Phi_E} \cdot W \quad (\text{Ec. 2-19})$$

$$C = \frac{1.25 \cdot S^S}{T} \quad (\text{Ec. 2-20})$$

donde:

- V: Cortante basal total de diseño.
- Z: Factor de Zona sísmica. Tabla 2.2.
- I: Coeficiente de Importancia de la estructura. Tabla 2.4.

²⁰ Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Págs.8 – 40

- C: Cortante basal de diseño el cual no debe exceder el valor de C_m establecido en la tabla 2.3 y no debe ser menor a 0,5.
- S: Coeficiente de Suelo; su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 2.3
- R: Factor de reducción de respuesta estructural; Tabla 2.5
- $\Phi_P\Phi_E$: Factores de configuración estructural.
- T: Período fundamental de vibración.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (\text{Ec. 2-21})$$

donde:

- h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos.
- C_t : 0.09 para pórticos de acero

El *cortante basal de diseño* se define como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del C.E.C.

Las *fuerzas sísmicas de diseño* son fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones del C.E.C.

Tabla 2.2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.4

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.18

Tabla 2.3 Coeficiente de suelo S y Coeficiente C_m

Perfil tipo	Descripción	S	C_m
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.24

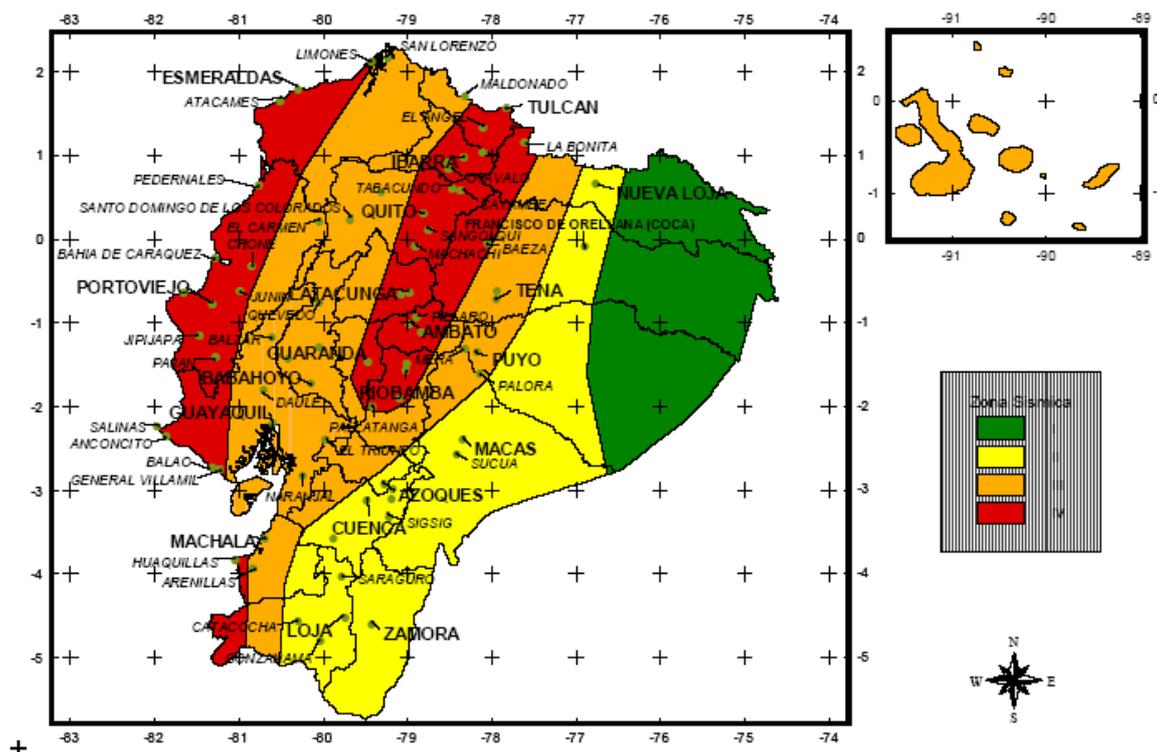


Fig. 2.8 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.18

Tabla 2.4 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.24

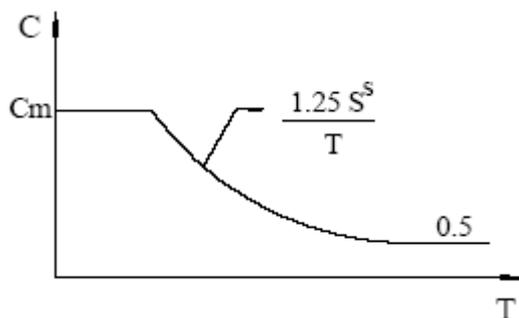


Fig. 2.9 Espectro sísmico elástico, que representa el sismo de diseño.

Tabla 2.5 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado(sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado(sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.*	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.29

2.4.3.4 Carga de Viento

Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste se convierte en energía potencial de presión, lo que causa la *carga de viento*. Las edificaciones y estructuras serán diseñadas y construidas para resistir las fuerzas debido a dicha presión. Las fuerzas ejercidas por el viento son el resultado de una combinación de factores tales como: velocidad del viento, exposición de la estructura, y de su forma aerodinámica.

La carga de viento P se determina de acuerdo a la siguiente fórmula: ²¹

$$P = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w \quad (\text{Ec. 2-22})$$

donde:

- P: Presión de diseño del viento en KN/m^2
 C_e : coeficiente de exposición. (Tabla 2.6)
 C_q : coeficiente de presión. (Tabla 2.7)
 I_w : Factor de Importancia (Tabla 2.8)
 q_s : Presión de estancamiento del viento en KN/m^2 (Tabla 2.9)

Tabla 2.6 Coeficiente de Exposición (C_e)

Altura sobre el nivel del piso (Pies) X 304.8 para mm	Exposición D	Exposición C	Exposición B
0-15	1.39	1.06	0.62
20	1.45	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.20
160	2.02	1.79	1.31
200	2.10	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.80

Este Factor de Exposición C_e , representa la variabilidad de la presión de la velocidad del viento en el sitio de la estructura debido a las condiciones topográficas del terreno. Se dividen en tres grados de exposición:

Exposición B áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otro terreno con numerosas obstrucciones, donde la superficie del terreno prevalece en la dirección de barlovento por una distancia de al menos 1.61 Km o 20% de la altura de la edificación, lo que sea mayor.

Exposición C terreno abierto, llanuras y sabanas con obstrucciones dispersas que tienen alturas promedio menores a 10 m.

Exposición D Representa el caso más crítico con áreas planas no obstruidas expuestas al flujo de viento con velocidades de 80 mph (129 Km/h) o más por una distancia de al menos 1.61 Km (1milla) o más.

²¹ Fuente: UBC Uniform Building Code; 1997; Capítulo 16;

División III; Pág. 2-7.

Tabla 2.7 Coeficiente de Presión (C_q)

Método	Descripción	C_q Factor
Método 1	(Método de Fuerza Normal):	
	Paredes:	
	Paredes Barlovento	0.8 interior
	Paredes Sotavento	0.5 exterior
	Techos:	
	Viento perpendicular al cumbrero	
	Techo a sotavento o techo plano	0.7 exterior
Método 2	Techo a barlovento:	
	Menor a 2:12 (16.7%)	0.7 exterior
	Pendiente 2:12 (16.7%) o menor a 9:12 (75%)	0.9 exterior
	Pendiente 9:12 (75%) a 12:12 (100%)	0.4 interior
	Pendiente mayor a 12:12 (100%)	0.7 interior
	Viento paralelo al cumbrero y techos planos	0.7 exterior
	(Método de Área Proyectada):	
En área vertical proyectada:		
Estructuras de 40ft (12.19 m) o menos de altura	1.3 cualquier dirección horizontal	
Estructuras sobre los 40ft (12.19 m) de altura	1.4 cualquier dirección horizontal	
En área horizontal proyectada	0.7 hacia arriba	

Tabla 2.8 Factor de Importancia (I_w)

CATEGORÍA	OCUPACION O FUNCION DE LA ESTRUCTURA	IMPORTANCIA I_w
1. Facilidades esenciales	Áreas de albergue para emergencias y hospitales Estaciones de Policía y Bomberos Torres de control de aviación Estructuras y equipamiento en centros de comunicación gubernamental.	1.15
2. Facilidades riesgosas	Almacenamiento de sustancias químicas, explosivos o tóxicas. Sustancias nocivas para la salud, contaminantes.	1.15
3. Estructuras de ocupación especial	Edificaciones de ocupación con una capacidad mayor a 300 estudiantes. Ocupaciones usadas para colegios o centros educativos con una capacidad mayor a 500 estudiantes. Ocupaciones con 50 o más pacientes incapacitados que no incluye en la categoría 1. Todas las estructuras con una ocupación mayor a 5000 personas.	1.00
4. Estructuras de ocupación normal	Todas las estructuras con ocupaciones o funciones no descritas en las categorías 1, 2 o 3.	1.00

Tabla 2.9 Presión de Estancamiento del Viento (q_s)

Velocidad del viento (mph) (x 1.61 para Km/h)	70	80	90	100	110	120	130
Presión q_s (psf) (x 0.0479 para KN/m ²)	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

2.4.4 CALCULO DE REACCIONES, MOMENTOS, AXIALES Y CORTANTES

Para el cálculo de las reacciones, momentos, axiales y cortantes según las diferentes condiciones de carga muerta, viva, viento y sismo en diferentes puntos de la estructura se utilizarán las expresiones dadas por Valerian Leontovich en el capítulo 11 correspondiente al cálculo de pórticos parabólicos articulados. Dichas expresiones requieren la definición de datos y el cálculo de las constantes que son generales para cualquier estado de carga. Estos son: ²²

$$\frac{I_1}{I_2} \quad (\text{Ec. 2-23})$$

$$\frac{f}{L} \quad (\text{Ec. 2-24})$$

$$\phi = \frac{I_1}{I_2} \times \frac{L}{h} \quad (\text{Ec. 2-25})$$

$$\psi = \frac{f}{h} \quad (\text{Ec. 2-26})$$

$$A = 8[1 + \phi(1.5 + 2\psi + 0.8\psi^2)] \quad (\text{Ec. 2-27})$$

$$B = \frac{4[1 + 1.5\phi + \phi\psi]}{A} \quad (\text{Ec. 2-28})$$

La ecuación de la Parábola se obtiene con la siguiente expresión:

$$y = 4f \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L} \quad (\text{Ec. 2-29})$$

El ángulo ϕ es la pendiente del arco con la horizontal, se calcula con:

$$\text{tg}\phi = \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \quad (\text{Ec. 2-30})$$

²² Fuente: LEONTOVICH V.; Pórticos y Arcos; Sección 11; Pág. 197.

2.4.4.1 Carga vertical uniformemente repartida.

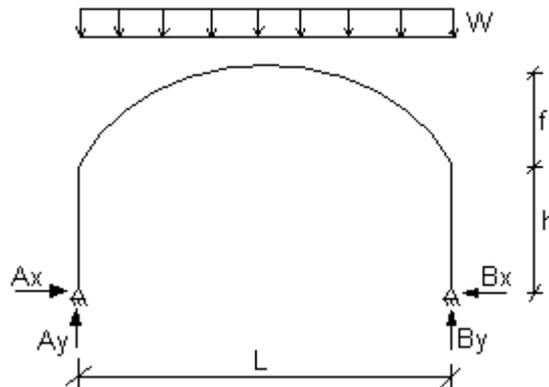


Fig. 2.10 Carga vertical uniformemente distribuida sobre el arco

Las reacciones horizontales se determinan con las siguientes fórmulas:²³

$$Ax = Bx = \frac{W \cdot L \cdot \phi}{A \cdot h} \left(1 + \frac{4\psi}{5} \right) \quad (\text{Ec. 2-31})$$

Las reacciones verticales son:

$$Ay = By = \frac{W}{2} \quad (\text{Ec. 2-32})$$

El momento en diferentes puntos se calcula con la relación:

$$M_x = \frac{W(x)}{2} \left(1 - \frac{x}{L} \right) - Ax(h + y) \quad (\text{Ec. 2-33})$$

Los cortantes y axiales se determinan con las siguientes relaciones:

cuando $x \leq L / 2$:

$$N_x = Ax \cos \varphi + W \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) \text{sen} \varphi \quad (\text{Ec. 2-34})$$

$$Q_x = W \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) \cos \varphi - Ax \text{sen} \varphi \quad (\text{Ec. 2-35})$$

²³ Fuente: Leontovich Valerian; Pórticos y Arcos; Sección 11; Pág. 202.

cuando $x > \frac{L}{2}$

$$N_x = Ax \cos \varphi + W \left(\frac{x}{L} - \frac{1}{2} \right) \text{sen} \varphi \quad (\text{Ec. 2-36})$$

$$Q_x = Ax \text{sen} \varphi - W \left(\frac{x}{L} - \frac{1}{2} \right) \cos \varphi \quad (\text{Ec. 2-37})$$

2.4.4.2 Carga horizontal uniformemente repartida.

Constante de la estructura: ²⁴

$$k = \frac{1}{5} \left(12 + \frac{749\psi}{82} \right) \quad (\text{Ec. 2-38})$$

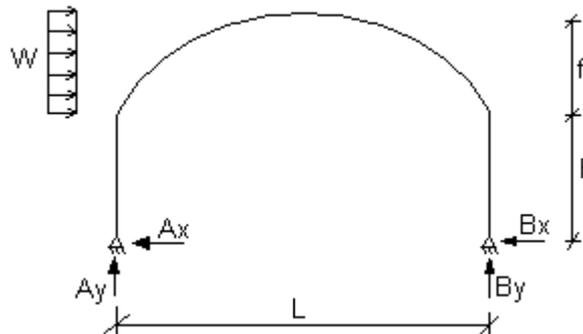


Fig. 2.11 Carga horizontal uniformemente distribuida sobre el arco

Las reacciones horizontales se calculan con las expresiones:

$$Bx = W \left(B + \frac{k \cdot \phi \cdot \psi}{A} \right) \quad (\text{Ec. 2-39})$$

$$Ax = -(W - Bx) \quad (\text{Ec. 2-40})$$

Las reacciones verticales se resuelven con:

$$By = \frac{W}{2L} (2h + f) \quad (\text{Ec. 2-41})$$

$$Ay = -By \quad (\text{Ec. 2-42})$$

²⁴ Fuente: LEONTOVICH V.; Pórticos y Arcos; Sección 11; Pág. 206.

Momentos en los puntos inicial y final:

$$M_0 = -Ax(h) \quad (\text{Ec. 2-43})$$

$$M_{10} = -Bx(h) \quad (\text{Ec. 2-44})$$

Momentos, cortantes y axiales en función de X:

cuando $x \leq \frac{L}{2}$

$$M_x = (Ay)(x) - \frac{W(y)^2}{2f} - Ax(h+y) \quad (\text{Ec. 2-45})$$

$$N_x = \left(\frac{W(y)}{f} + Ax \right) \cos \varphi + Ay(\text{sen} \varphi) \quad (\text{Ec. 2-46})$$

$$Q_x = - \left(\frac{W(y)}{f} + Ax \right) \text{sen} \varphi + Ay \cos \varphi \quad (\text{Ec. 2-47})$$

cuando $x > \frac{L}{2}$

$$M_x = By(L-x) - Bx(h+y) \quad (\text{Ec. 2-48})$$

$$N_x = (W + Ax) \cos \varphi - Ay(\text{sen} \varphi) \quad (\text{Ec. 2-49})$$

$$Q_x = Ay(\cos \varphi) + (W + Ax) \text{sen} \varphi \quad (\text{Ec. 2-50})$$

2.5 CALCULO DE LA ARMADURA

Una armadura es una configuración estructural de elementos, generalmente soportada solo en sus extremos y formada por una serie de elementos rectos arreglados y conectados uno a otro, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro axiales o longitudinales a ellos únicamente; esto es, de tensión o compresión. Un triángulo es el único polígono cuya forma es incapaz de modificarse geométricamente sin cambiar la longitud de uno o más de sus lados, por esta razón, una armadura esta compuesta esencialmente de un sistema de triángulos.²⁵

2.5.1 ASIGNACION DE CARGAS

2.5.1.1 Carga Muerta

La asignación de este tipo de carga sobre la estructura se lo realiza repartiendo el total de la carga sobre el área de trabajo en un pórtico, obteniendo así una carga puntual, es decir:

$$\text{Carga Muerta Puntual} = W_{DL} \text{ (kg/m}^2\text{)} \times L \text{ (m)} \times d \text{ (m)} \quad (\text{Ec. 2-51})$$

donde:

W_{DL} : Carga muerta por unidad de área

L: Luz del pórtico

d: Separación entre pórticos.

A esta carga puntual se la divide y asigna para el número de nodos a ser cargados, estos son, los que constituyen la parte superior del pórtico, que es además, donde se apoyarán las correas. La carga se considera en la dirección vertical en el sentido de la gravedad.

2.5.1.2 Carga Viva

La asignación de la carga viva sobre la estructura se lo realiza de la misma manera que para la carga muerta, es decir, se obtiene primero una carga viva puntual:

$$\text{Carga Viva Puntual} = W_{LL} \text{ (kg/m}^2\text{)} \times L \text{ (m)} \times d \text{ (m)} \quad (\text{Ec. 2-52})$$

y luego se asigna esta carga puntual de igual forma que para la carga muerta, en los mismos puntos, dirección y sentido.

²⁵ Fuente: PARKER H., Diseño Simplificado de Armaduras de Techo, 1991, Pág. 61

2.5.1.3 Carga de sismo

En este caso, el cortante basal de diseño, que representa la carga de sismo, se divide directamente sobre el número de nodos ya que viene expresada en Kg., pero, su asignación está dada en el sentido horizontal sobre la cubierta.

2.5.1.4 Carga de viento

De igual manera que con las cargas distribuidas, se multiplica por el área de trabajo y luego se reparte sobre el número de nodos. Esta carga debe ser aplicada en dirección horizontal:

$$\text{Carga de viento puntual} = W_{WL} \text{ (kg/m}^2\text{)} \times L \text{ (m)} \times d \text{ (m)} \quad (\text{Ec. 2-53})$$

2.5.2 METODO DE LOS NUDOS PARA RESOLVER LA ARMADURA

Este método consiste, en esencia, en proyectar en dos planos normales entre sí, tanto las cargas exteriores que actúan en un nudo como las fuerzas a que se supone están sujetas las piezas en que el concurren.²⁶

Se debe entonces asignar fuerzas internas con dirección axial en cada uno de los elementos que constituyen la armadura, así como también las fuerzas exteriores actuantes sobre la misma (Fig. 2.12), e ir resolviendo sobre cada nudo con un diagrama de fuerza libre para que sus elementos estén en equilibrio, y así determinar cada una de sus fuerzas internas y determinar para cada elemento si este se encuentra actuando a tensión o a compresión. Una vez obtenida las fuerzas internas (S_1 y S_{10} en la figura 2.12 b.) actuantes sobre cada elemento debido a las fuerzas exteriores (cargas), se procede a escoger el perfil adecuado que soporta dichas cargas.

²⁶ Fuente: OLIVERA A.; Análisis de Estructuras; 1972; Pág. 479.

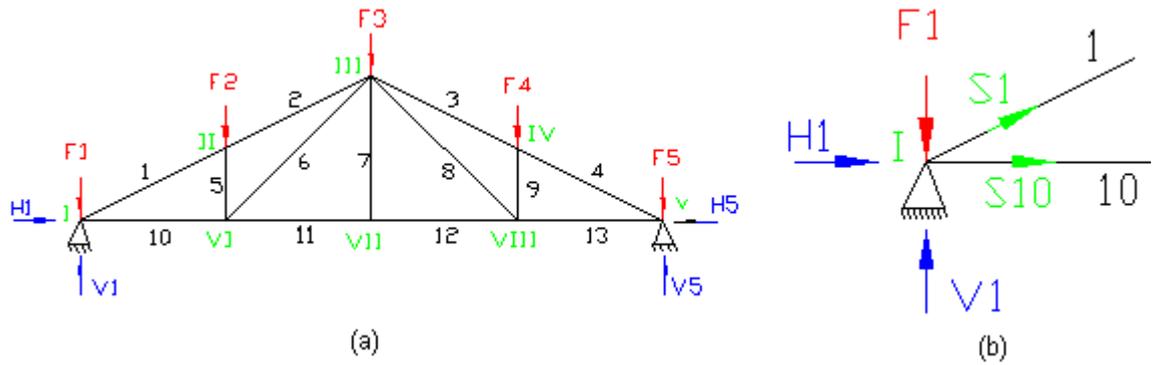


Fig. 2.12 Método de nudos para resolver una Armadura tipo, (a) Armadura Cargada (b) Diagrama cuerpo libre Nudo I

2.5.2.1 Diseño de Elementos a Tensión

2.5.2.1.1 Esbeltez Máxima

Con el fin de evitar movimientos laterales o vibraciones indeseables debidos a la excesiva flexibilidad de los miembros tensionados, se recomienda que su esbeltez no sobrepase ciertos valores; estas limitaciones no son obligatorias:²⁷

$$\frac{L}{r} \leq 300 \quad (\text{Ec. 2-54})$$

donde:

L es la longitud del miembro

r es el radio de giro menor de la sección transversal.

La esbeltez máxima para varillas de sección circular queda a juicio de cada diseñador, sin embargo se sugiere:

$$\phi \geq \frac{L}{500} \quad (\text{Ec. 2-55})$$

²⁷ Fuente: FREDERICK J.; Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997; Pág.37.

2.5.2.1.2 Esfuerzos Admisibles

Los miembros tensionados se diseñan suponiendo que los esfuerzos son uniformemente distribuidos en la sección transversal.

Para miembros cargados con tracción axial, la *resistencia nominal a la tensión*, T_n , se debe determinar de la siguiente manera:²⁸

$$T_n = A_n F_y \quad (\text{Ec. 2-56})$$

además, la tensión admisible en la sección neta es:

$$T_a = T_n / \Omega_t \quad (\text{Ec. 2-57})$$

$$\Omega_t = 1.67$$

donde:

- T_n : resistencia nominal del miembro cuando está tensionado
- A_n : superficie neta de la sección transversal
- F_y : tensión de fluencia de cálculo
- T_a : tensión admisible en la sección neta
- Ω_t : factor de seguridad a la tensión.

2.5.2.2 Diseño de Elementos a Compresión

2.5.2.2.1 Definiciones

Elementos planos: Los perfiles doblados en frío están compuestos por sectores planos que reciben el nombre de *elementos planos*. Los elementos verticales planos se suelen identificar como *almas* del perfil y los elementos horizontales planos se identifican como *alas*. En ángulos L los dos elementos se denominan alas.

²⁸ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; Sección C2.1

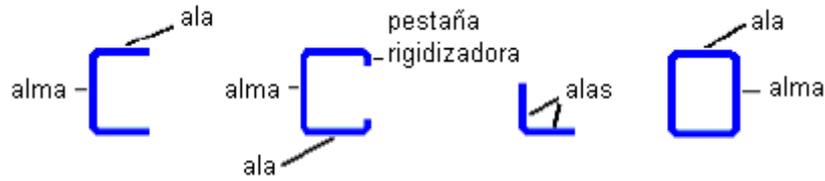


Fig. 2.13 Denominación de elementos planos

Elementos comprimidos rigidizados: Sección transversal de los elementos planos sometidos a compresión en el cual ambos bordes largos paralelos a la dirección de los esfuerzos están rigidizados transversalmente mediante un alma, una ala, un rigidizador intermedio o una pestaña rigidizadora.

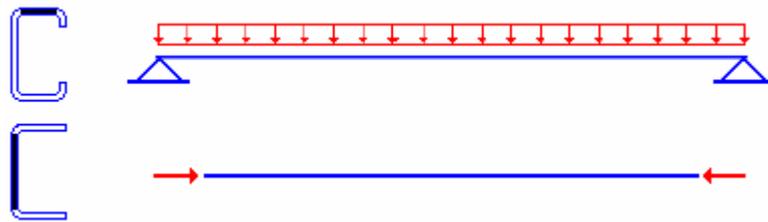


Fig. 2.14 Elementos comprimidos rigidizados. Arriba ala comprimida de un miembro sometido a flexión y abajo ala o alma de un miembro a compresión.

Elementos Comprimidos No Rigidizados: Sección transversal de los elementos planos sometidos a compresión, soportada en uno solo de sus bordes largos, mediante otras placas que forman parte del miembro estructural.

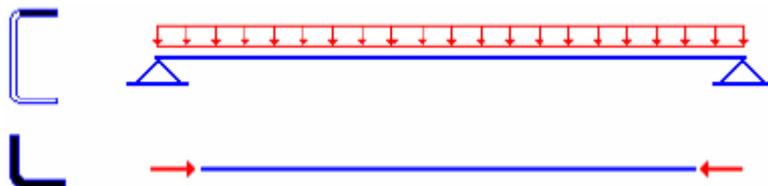


Fig. 2.15 Elementos comprimidos no rigidizados.

2.5.2.2.2 Longitud efectiva y limitaciones de esbeltez

La carga crítica de pandeo elástico por flexión, está gobernada por la ecuación de Euler, introduciendo un factor de longitud efectiva K :²⁹

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(KL)^2} \quad (\text{Ec. 2-58})$$

donde:

P_e : carga crítica de pandeo elástico

E : módulo elástico del acero (2'100.000 Kg/cm²)

I : momento de inercia de la sección con respecto al eje de flexión

KL : longitud efectiva de pandeo

El esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexión es:

$$F_e = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(KL)^2 / A} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(KL/r)^2} \quad (\text{Ec. 2-59})$$

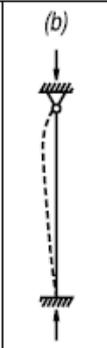
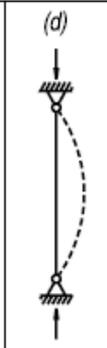
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
K de diseño recomendado	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Condiciones en los extremos	 Rotación Fija		 Rotación Libre		 Transición Fija	
	 Rotación Fija		 Transición Fija		 Rotación Fija	
	 Rotación Libre		 Transición Libre		 Rotación Libre	
	 Rotación Libre		 Transición Libre		 Rotación Libre	

Fig. 2.16 Valores de K, con diversas condiciones en sus extremos.

²⁹ Fuente: FREDERICK J.; Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997; Pág.52.

En *armaduras* usualmente el *factor de longitud efectiva* K se considera igual a 1.0, independientemente de que las conexiones sean soldadas, empernadas o remachadas.

Preferentemente la relación de esbeltez, KL/r , de todos los miembros comprimidos no debe ser mayor que:

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad (\text{Ec. 2-60})$$

2.5.2.2.3 Anchos efectivos de elementos rigidizados y no rigidizados

El ancho efectivo, b , se calcula de:

$$\text{cuando } \lambda \leq 0.673: \quad b = w \quad (\text{Ec. 2-61})$$

$$\text{cuando } \lambda > 0.673: \quad b = \rho \cdot w \quad (\text{Ec. 2-62})$$

donde:

w , es el *ancho* de la parte *plana* del elemento

ρ es un *factor de reducción* calculado con la ecuación:

$$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right) \cdot \frac{1}{\lambda} \quad (\text{Ec. 2-63})$$

λ , es un *factor de esbeltez*, determinado por:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \cdot \frac{w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{Ec. 2-64})$$

donde:

t , es el *espesor básico* del elemento.

$k = 4$, es el *coeficiente de pandeo de placas*, para elementos rigidizados.

$k = 0.43$, es el *coeficiente de pandeo de placas*, para elementos no rigidizados.

$f = F_n$, determinado por las ecuaciones 2-67 y 2-68.

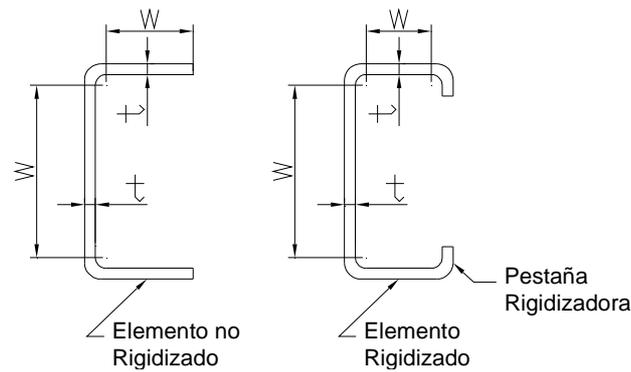


Fig. 2.17 Elementos a compresión

2.5.2.2.4 Esfuerzos Admisibles

Según el AISI, C4 (a), la carga axial no debe exceder de:³⁰

$$P_a \leq P_n / \Omega_c \quad (\text{Ec. 2-65})$$

siendo: $P_n = A_e \cdot F_n \quad (\text{Ec. 2-66})$

$$\Omega_c = 1.80$$

donde:

P_n : resistencia nominal axial

A_e : área efectiva correspondiente al esfuerzo F_n .

F_n : esfuerzo nominal de pandeo elástico, que se determina con:

$$\text{Para: } \lambda_c \leq 1.5 \quad F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{Ec. 2-67})$$

$$\text{Para: } \lambda_c > 1.5 \quad F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (\text{Ec. 2-68})$$

donde: $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ec. 2-69})$

F_e , *mínimo esfuerzo de pandeo elástico por flexión, torsión o flexotorsión.*

³⁰ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; Sección C4.1

AISI, C4.1: Para las secciones con *doble simetría*, las secciones transversales cerradas y cualquier otra sección, el esfuerzo elástico de pandeo por flexión F_e , se determina con:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{(KL/r)^2} \quad (\text{Ec. 2-70})$$

AISI, C4.2. Para las secciones con *simetría simple* (como ángulos, canales, correas, etc.) sometidas a pandeo torsional flexional, F_e se debe tomar como el menor valor entre F_e calculada de acuerdo con la Sección C4.1 y F_e calculada de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta(\sigma_{ex} \cdot \sigma_t)} \right] \quad (\text{Ec. 2-71})$$

donde:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x} \right)^2} \quad (\text{Ec. 2-72})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_o^2} \left[G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} \right] \quad (\text{Ec. 2-73})$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad (\text{Ec. 2-74})$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_o} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2-75})$$

donde:

r_o : *radio polar de giro* de la sección transversal respecto al centro de cortante

r_x, r_y : *radios de giro* de la sección transversal respecto a los ejes principales.

x_0 : es la distancia desde el centro de cortante al centroide, a lo largo del eje principal x.

G: módulo de elasticidad transversal del acero

J: constante de torsión de la sección transversal

C_w : constante de alabeo torsional de la sección transversal

2.6 DISEÑO DE LAS CORREAS

Se proyectan como vigas continuas (Fig. 2.18), a fin de aprovechar mejor el material tanto por las tensiones, como por las deformaciones originadas por la flexión frente a las vigas isostáticas (Fig. 2.19).

Los momentos flectores en las vigas isostáticas son mayores por lo que se utilizan perfiles de mayor sección, mientras que momentos flectores más equilibrados como en la viga continua se usan perfiles de menor sección.

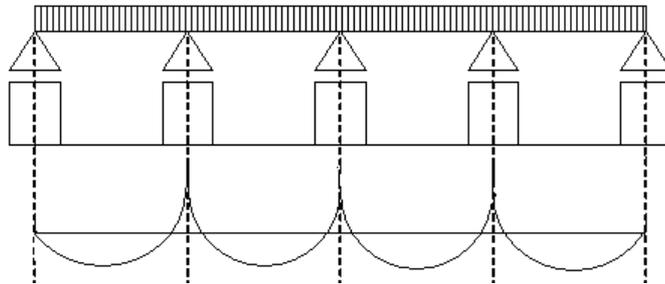


Fig. 2.18 Viga Continua Hiperestática

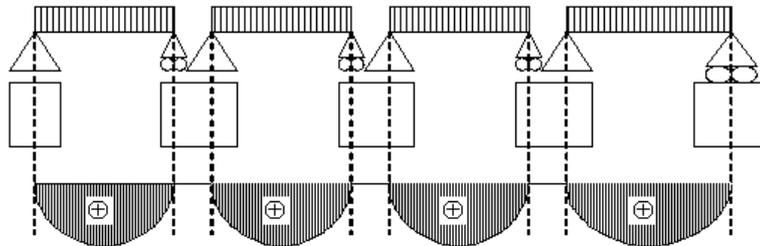


Fig. 2.19 Vigas Isostáticas

2.6.1 DETERMINACION DE CARGAS

La carga lineal que actúa sobre las correas se determina multiplicando la carga total vertical actuante sobre la cubierta por la separación que existe entre correas, es decir:

$$W = (W_{DL} + W_{LL}) \times a \quad (\text{Ec. 2-76})$$

donde:

- W: Carga total lineal sobre las correas.
 a: Separación entre correas.

Las correas se calculan como vigas continuas, y para su cálculo se descompone la fuerza vertical debida a la carga:

$$W_x = W \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{Ec. 2-77})$$

$$W_y = W \operatorname{cos} \alpha \quad (\text{Ec. 2-78})$$

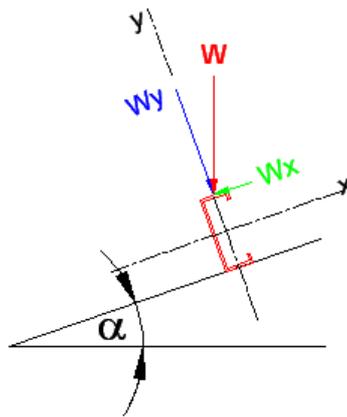


Fig. 2.20 Configuración de los ejes para las correas

2.6.2 CALCULO DE LA CORREA COMO UNA VIGA CONTINUA.

Se denominan continuas las vigas soportadas por más de dos apoyos que no poseen articulaciones intermedias. Las vigas continuas poseen vínculos superabundantes a los que corresponden incógnitas estáticamente indeterminadas.³¹

Las vigas continuas resultan más económicas que una serie de tramos independientes porque, en igualdad de luces y cargas, se encuentran sujetas a momentos flectores menores. También presentan mayor rigidez a la acción de cargas dinámicas.

³¹ Fuente: HIBBELER R. C.; Ingeniería Mecánica Estática; 1996; Pág. 167.

El estudio de una viga continua, y de cualquier estructura compleja en general, se facilita y se puede realizar con métodos sencillos, y a veces de forma inmediata, cuando los nudos, pudiendo rotar, no sufren desplazamientos. Uno de los métodos comunes para calcular vigas continuas es el de Clapeyron o ecuación de los tres momentos:

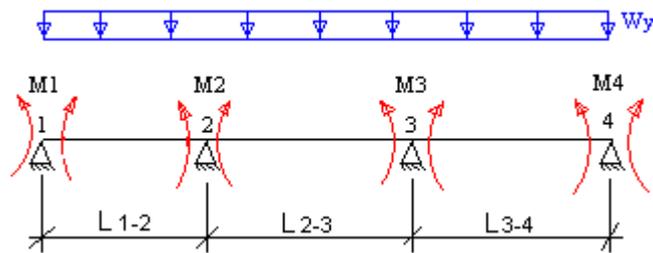


Fig. 2.21 Viga continua de 4 apoyos y 3 segmentos.

2.6.2.1 Cálculo de Momentos

Una viga continua se considera como un sistema estructural indeterminado el cual está conformado por apoyos internos continuos, los cuales transmiten momento, mientras que los apoyos exteriores no lo hacen. El método de Clapeyron utiliza esta información y plantea una ecuación denominada de los tres momentos:

$$L_i \cdot M_i + 2(L_i + L_d) \cdot M + L_d \cdot M_d = -6 \cdot EI (\alpha_i + \alpha_d) \quad (\text{Ec. 2-79})$$

$$\alpha = \frac{W \cdot L^3}{24EI} \quad (\text{Ec. 2-80})$$

donde:

- L_i = longitud del tramo izquierdo
- L_d = longitud del tramo derecho
- M_i = Momento del tramo izquierdo
- M_d = Momento del tramo derecho
- α = Giro de la deformación de la barra.

2.6.2.2 Cálculo de Reacciones

Para calcular las reacciones con este método se debe sumar las reacciones provocadas por las fuerzas externas (Reacciones Isostáticas) más los momentos hiperestáticos (Reacciones Hiperestáticas). Así:

$$1) R_1 = R_2 = W \cdot L / 2 = W \quad (\text{Ec. 2-81})$$

$$2) \Sigma M_2 = 0$$

$$R_{1h} \cdot L = M_2$$

$$R_{1h} = -M_2 / L = +R_{2h} \quad (\text{Ec. 2-82})$$

$$3) R_{1F} = R_1 - R_{1h} \quad (\text{Ec. 2-83})$$

$$R_{2F} = R_2 + R_{2h} \quad (\text{Ec. 2-84})$$

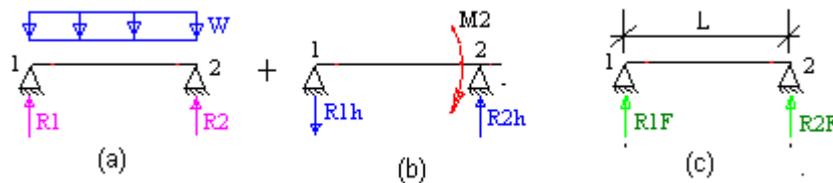


Fig. 2.22 Cálculo de Reacciones en una viga continua, a) Isoestáticas, b) Hiperestáticas, c) Sumatoria de las reacciones anteriores

2.6.2.3 Selección del Perfil para Correas

Las correas son elementos estructurales que trabajan a flexión. Para seleccionar un perfil es necesario partir del momento máximo que estará actuando sobre la correa, el cual no deberá ser mayor al momento flector admisible M_a :

$$M_a = M_n / \Omega_b \quad (\text{Ec. 2-85})$$

$$\Omega_b = 1.67$$

donde:

Ω_b : Factor de seguridad a flexión

M_n : Resistencia nominal en flexión, es el menor valor entre los calculados para la *resistencia nominal de la sección* y para la *resistencia al pandeo lateral* de la misma.

2.6.2.3.1 Resistencia nominal de la sección

El momento de fluencia efectivo en base a la resistencia nominal de la sección, M_n , se debe determinar de la siguiente manera:³²

$$M_n = S_e F_y \quad (\text{Ec. 2-86})$$

donde:

F_y : Tensión de fluencia de cálculo

S_e : Módulo elástico de la sección efectiva, calculado con el esfuerzo

F_y en la fibra extrema comprimida o traccionada. Para maximizar la economía, se cargan los perfiles de acero laminado, de tal modo que la flexión sea con respecto al eje fuerte (eje x-x), como lo muestra la figura 2.23.

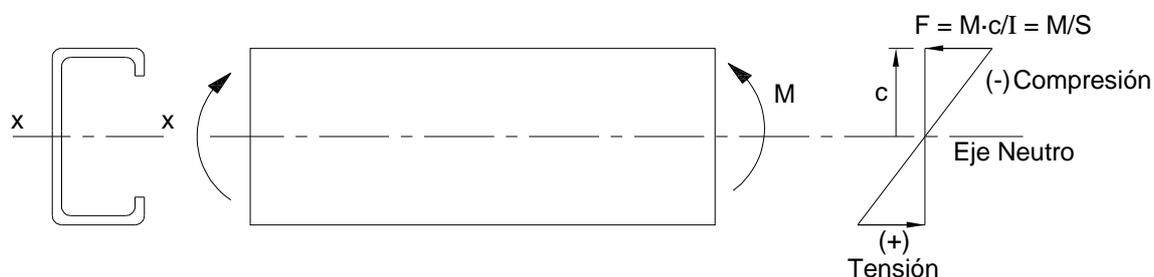


Fig. 2.23 Elemento sometido a un momento flector M

2.6.2.3.2 Resistencia al pandeo lateral

La resistencia nominal de los segmentos sin arriostramiento lateral de las secciones con simetría simple, simetría doble y simetría puntual sujetas a pandeo lateral, M_n , se debe calcular de la siguiente manera:

³² Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; Sección C3.1.1

$$M_n = S_c \frac{M_c}{S_f} \quad (\text{Ec. 2-87})$$

donde

S_f : Módulo elástico de la sección total, no reducida, calculado para la fibra extrema comprimida

S_c : Módulo elástico de la sección efectiva, calculado para una tensión M_c / S_f en la fibra extrema comprimida

M_c : Momento crítico calculado de la siguiente manera: ³³

Para: $M_e \geq 2,78 M_y$

$$M_c = M_y \quad (\text{Ec. 2-88})$$

Para: $2,78 M_y > M_e > 0,56 M_y$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10 M_y}{36 M_e} \right) \quad (\text{Ec. 2-89})$$

Para: $M_e \leq 0,56 M_y$

$$M_c = M_e \quad (\text{Ec. 2-90})$$

donde

M_y : Momento que provoca la fluencia inicial en la fibra comprimida extrema de la totalidad de la sección

$$M_y = S_y F_y \quad (\text{Ec. 2-91})$$

M_e : Momento elástico crítico calculado de acuerdo con:

$$M_e = C_b \cdot r_o \cdot A \cdot \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_t} \quad (\text{Ec. 2-92})$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y} \right)^2} \quad (\text{Ec. 2-93})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_o^2} \cdot \left[G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} \right] \quad (\text{Ec. 2-94})$$

³³ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; Sección C3.1.2

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_c} \quad (\text{Ec. 2-95})$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad (\text{Ec. 2-96})$$

donde:

- A: superficie total de la sección transversal
- M_{\max} : valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado
- M_A : valor absoluto de momento correspondiente al punto ubicado a un cuarto del segmento no arriostrado
- M_B : valor absoluto del momento en el eje del segmento no arriostrado
- M_C : valor absoluto del momento correspondiente al punto ubicado a tres cuartos del segmento no arriostrado
- C_b : *en todos los casos* está permitido tomar C_b igual a la unidad (valor conservador). Para los voladizos en los cuales el extremo libre no está arriostrado, C_b se debe tomar igual a la unidad.
- E: módulo de elasticidad longitudinal
- r_0 : radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto al centro de corte
- r_x, r_y : radios de giro de la totalidad de la sección transversal respecto a los ejes principales baricéntricos
- G: módulo de elasticidad transversal
- K_y, K_t : factores de longitud efectiva para flexión alrededor de los ejes y, y para torsión
- L_y, L_t : longitud no arriostrada del miembro comprimido para flexión alrededor de los ejes x e y, y para torsión
- x_0 : distancia entre el centro de corte y el baricentro a lo largo del eje principal x, considerada negativa
- J: constante de torsión de St. Venant de la sección transversal
- C_w : constante de alabeo torsional de la sección transversal

2.7 DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO

También conocidos como contravientos, los arriostramientos son elementos cuyo objetivo es tener una estructura estable frente a cualquier sollicitación longitudinal en la cubierta. Estos elementos se suponen trabajan solo a tracción, esta tensión es producida debido a la acción frontal de la carga de viento en la estructura.

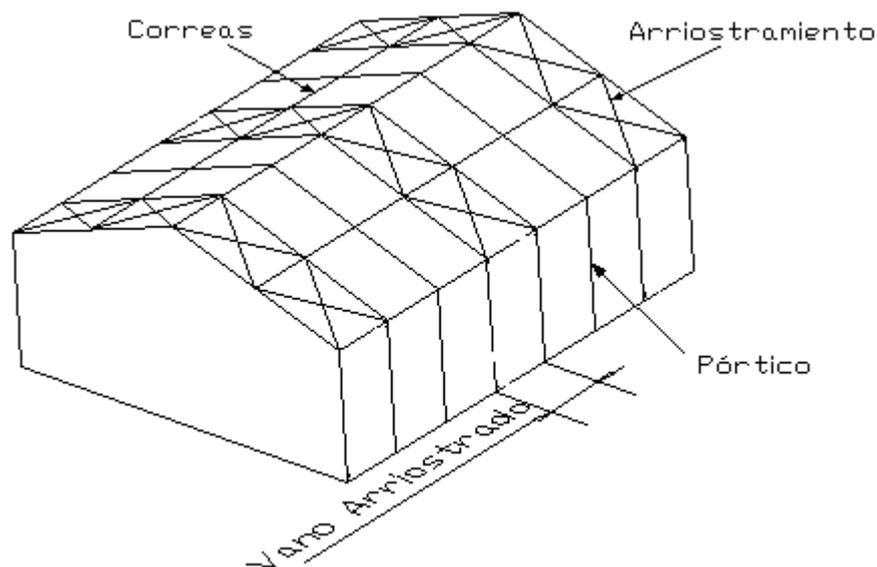


Fig. 2.24 Vista que muestra el arriostramiento en el plano del techo

El arriostramiento se diseña de muchas maneras diferentes. Los vanos arriostrados se forman con un par de pórticos transversales que se conectan entre sí con un arriostramiento en X en el plano de la cubierta. Se supone que cada vano arriostrado puede soportar las cargas laterales de los pórticos adyacentes. En general cada tercer o cuarto pórtico debe transformarse en un vano arriostrado.³⁴

³⁴ Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997; Pág. 7.34

2.7.1 AREA EXPUESTA

Para el cálculo de los arriostramientos es necesario conocer el área total expuesta:

$$A_1 = L \times h \quad (\text{Ec. 2-97})$$

$$A_2 = \frac{2}{3}(f)(L) \quad (\text{Ec. 2-98})$$

$$A_T = A_1 + A_2 \quad (\text{Ec. 2-99})$$

Donde A_1 es el área que corresponde al rectángulo que se forma en las columnas y A_2 el área bajo el arco del pórtico como se observa en la figura 2.25.

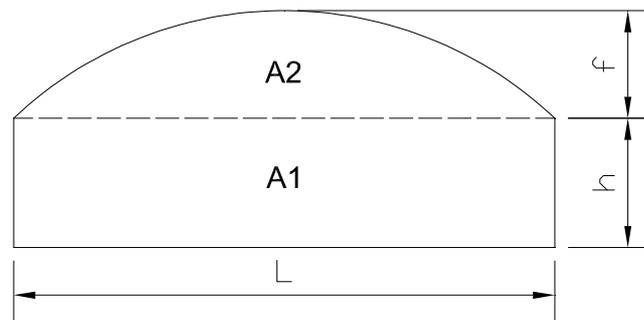


Fig. 2.25 Áreas expuestas a la acción longitudinal.

Para calcular el área de diseño se toma $\frac{3}{4}$ del A_T debido a que las correas, tensores, techo y demás elementos de cubierta contribuyen a soportar $\frac{1}{4}$ de las cargas longitudinales, así:

Área de diseño: $A_D = 0.75 A_T \quad (\text{Ec. 2-100})$

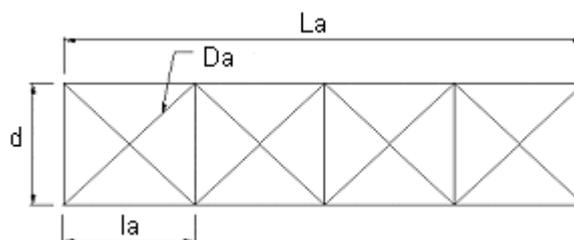


Fig. 2.26 Nomenclatura para el arreglo del arriostramiento

2.7.2 ARREGLO DEL ARRIOSTRAMIENTO

La carga por unidad de longitud sobre el arriostramiento se calcula con:

$$w = \frac{W_{WL} \cdot A_D}{La} \quad (\text{Ec. 2-101})$$

El cortante Q en el arriostramiento extremo se expresa así:

$$Q = w \cdot (la)(2) \quad (\text{Ec. 2-102})$$

Tensión en la diagonal:

$$T = \frac{Q}{2} \left(\frac{Da}{d} \right) \quad (\text{Ec. 2-103})$$

2.8 DISEÑO DE LA PLACA BASE DE LAS COLUMNAS

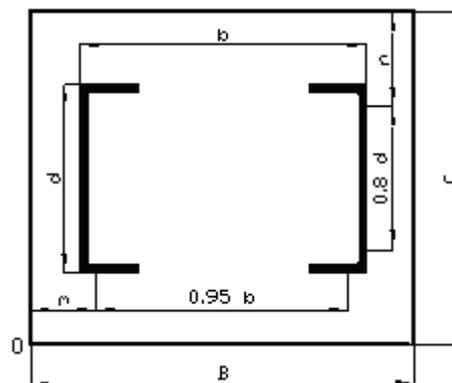


Fig. 2.27 Nomenclatura de la placa base

El eje de inercia de la placa se calcula con la resultante con respecto a 0:

$$R \cdot x' = \sum R_i \cdot x_i \quad (\text{Ec. 2-104})$$

donde:

- R: fuerza resultante sobre la placa base
- x': eje de inercia de la placa
- R_i: fuerzas actuantes sobre la placa base
- x_i: distancia desde las fuerzas actuantes con referencia al punto 0

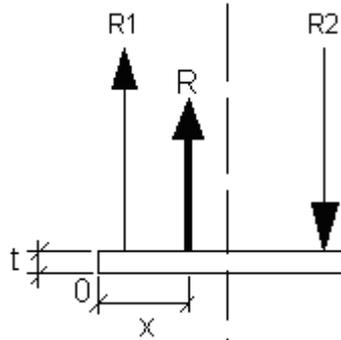


Fig. 2.28 Reacciones sobre la placa de anclaje

Se calcula también la excentricidad e que hay entre la línea donde se encuentran aplicadas las cargas con respecto al eje de inercia de la placa:

$$e = x' - B/2 \quad (\text{Ec. 2-105})$$

El momento respecto a la excentricidad se calcula con:

$$M = R \cdot e \quad (\text{Ec. 2-106})$$

donde:

- e : excentricidad de las cargas aplicadas sobre la placa base
- $B/2$: eje de inercia de la placa (Fig.2.27)
- M : momento que ejerce la excentricidad de las fuerzas aplicadas

Las dimensiones de la placa de base requerida dependen de la presión unitaria permisible de contacto de la cimentación (f'_c). El espesor de la placa de base depende de la presión de contacto sobre la misma, y produce flexión en la sección crítica. Cuando la base de la columna resiste un momento, deben ajustarse las dimensiones de la placa de manera que:³⁵

$$F_p = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I} \quad (\text{Ec. 2-107})$$

Se obtiene el espesor de la placa de base considerando la flexión en una sección crítica a la distancia m o n del borde libre correspondiente:

$$F_b = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{6M}{b \cdot t^2} \quad (\text{Ec. 2-108})$$

³⁵ Fuente: BOWLES E.; Diseño de Acero Estructural; 1980; Pág. 329

donde:

$F_p = 0,35 f'_c$, basado en el esfuerzo admisible del hormigón.

$F_b = 0,75 F_y$, basado en la flexión sobre una sección rectangular.

2.8.1 DISEÑO DE LOS ANCLAJES.

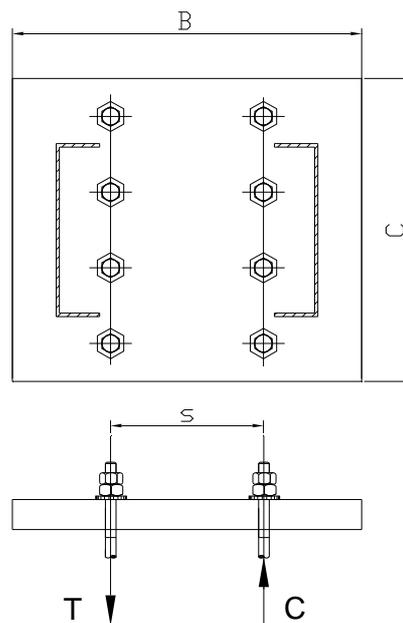


Fig. 2.29 Disposición de los pernos de anclaje sobre la placa base

Para pernos de anclaje como los que se muestran en la figura (Fig. 2.29), se supone que los pernos soportarán todo el momento, aun cuando la fuerza axial reducirá considerablemente el momento. Esta suposición provee cierta capacidad de reserva del sistema de anclaje para resistir una fuerza lateral considerable (desplazamiento lateral de la columna).³⁶

$$T = M / s \quad (\text{Ec. 2.109})$$

donde:

T: Fuerza de tensión aplicada sobre los pernos de la base

M: Momento aplicado sobre la placa base.

s: separación entre pernos de anclaje.

³⁶ Fuente: BOWLES E.; Diseño de Acero Estructural; 1980; Pág. 330

El área requerida para los pernos es:

$$A = T / F_t \quad (\text{Ec. 2.110})$$

donde:

$$F_t = 0,6 F_y$$

La longitud necesaria para los pernos de anclaje L_{hb} se calcula con las recomendaciones del código ACI 318 con la siguiente ecuación: ³⁷

$$L_{hb} = \frac{1200d}{\sqrt{f'c}} \geq 8d \quad \text{ó} \quad 6in \quad (\text{Ec. 2-111})$$

2.9 DISEÑO DE LAS JUNTAS

2.9.1 PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA.

Las juntas de la estructura se realizan por medio del proceso de soldadura. Al este producto se lo define como la unión de dos metales de idéntica o parecida composición por la acción del calor, directamente o mediante la aportación de otro metal también de idéntica o parecida composición. ³⁸

2.9.2 TIPOS DE CONEXIONES SOLDADAS

Existen cinco tipos básicos de juntas soldadas: a tope, de traslape, en "T", de borde y de esquina (Fig. 2.30). Así como cuatro tipos básicos de soldaduras: de preparación, de filete, de tapón y de ranura (Fig. 2.31):

³⁷ Fuente: ACI; Building Code Requirements for Structural Concrete; ACI 3.18-05

³⁸ Fuente: FREDERICK S.; Manual Integral para Diseño y Construcción: 1997; Pág. 7.93.

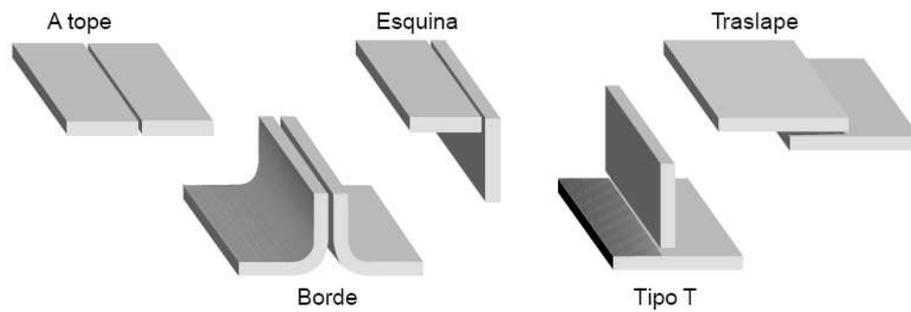


Fig. 2.30 Tipos de Juntas

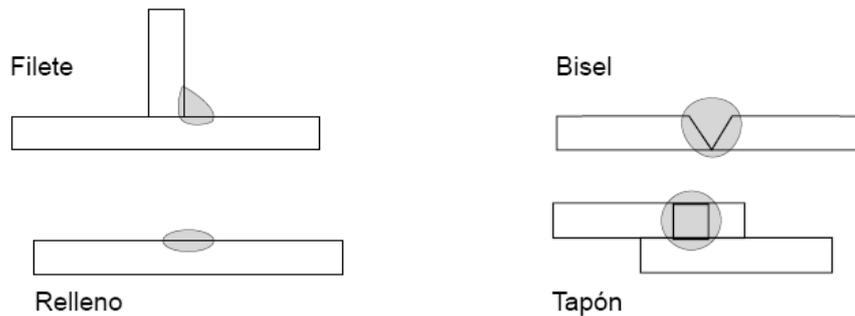


Fig. 2.31 Tipos de Soldaduras

2.9.3 DISEÑO DE LA SOLDADURA

Para soldaduras que unen elementos de acero estructural, la capacidad de carga depende del tipo de soldadura, la resistencia del material del electrodo y la resistencia del material base. Las soldaduras de filete o ranura (Fig. 2.32) se emplean comúnmente para las conexiones de acero. Las soldaduras de ranura se clasifican como de penetración completa o parcial.³⁹

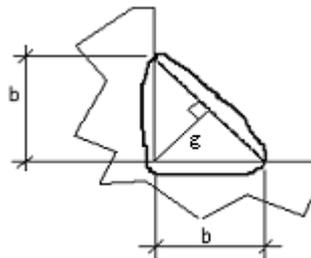


Fig. 2.32 Denominación del cordón de soldadura tipo filete.

El área efectiva de la soldadura se calcula como:

$$A_e = L_s \times g \quad (\text{Ec. 2-112})$$

³⁹ Fuente: FREDERICK S., Manual integral para Diseño y Construcción; 1997; Pág. 7.93

donde:

Ls: longitud del cordón de soldadura.

g: garganta de soldadura.

La garganta a se calcula con:

$$g = \text{sen } 45^\circ \times b$$

$$g = 0.707 b \quad (\text{Ec. 2-113})$$

La longitud efectiva del cordón de soldadura se determina con:

$$L_e = L_s - 2g \quad (\text{Ec. 2-114})$$

Para aceros estructurales, el esfuerzo a fluencia es:

$$F_y \approx 0.75 F_{ut} \quad (\text{Ec. 2-115})$$

El esfuerzo admisible a corte en la soldadura se determina como:

$$F_{yv} = K \cdot F_y \quad (\text{Ec. 2-116})$$

$$F_{yv} = 0.6 \times 0.75 \times F_{ut} \quad (\text{Ec. 2-117})$$

La carga aplicada no debe ser mayor al esfuerzo admisible:

$$F_s = F_{yv} / \Omega_s \quad (\text{Ec. 2-118})$$

donde:

$\Omega_s = 2.50$: Factor de seguridad para conexiones con soldadura de arco

2.10 DESAGÜE PARA LA CUBIERTA

Los elementos que integran el sistema de drenaje de las cubiertas son básicamente los canales y bajantes. Complementariamente, los primeros cumplen la función de recolección y los segundos la función de evacuación de las aguas lluvias que se acumulan en las cubiertas.⁴⁰

Para el diseño técnico de estos elementos, se deben considerar los siguientes parámetros:

- Superficie en planta de cubierta en m^2 que hay que desaguar en m^2
- Número de pendientes por lado
- Superficie por pendiente
- Superficie de desagüe por cada bajante lateral en m^2
- Desagües laterales

⁴⁰ Fuente: NTE-QTS-1989, Cálculo de Canalones

CAPITULO 3

3 ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD

3.1 DEFINICION DEL PROBLEMA

En el país actualmente existen muchos escenarios deportivos, específicamente canchas de ecuavoley, descubiertos, expuestos a la intemperie, cuya utilización se ve dificultada bajo condiciones de lluvia, excesivo sol o por la noche.

Existen además muchos espacios vacíos, inutilizados, donde se podría proponer la creación de nuevos escenarios deportivos, como son canchas de ecuavoley, que es un deporte propio de nuestra región por lo cual se plantea inculcar en la sociedad, a más de la sana práctica del ejercicio, el rescatar un deporte que es propio y fue creado en nuestro país.

La falta de iluminación de muchos escenarios deportivos también representa un inconveniente para la realización del juego antes mencionado por las noches, ya que existe una gran cantidad de personas que debido al trabajo, este es el único momento disponible para realizar una actividad física. Además en muchas ocasiones se realiza torneos, campeonatos de ecuavoley por las noches, siendo estos más vistosos y con una mayor participación de la ciudadanía.

Este análisis exige el diseño estructural de una cubierta metálica para albergar canchas de ecuavoley, que para este caso en particular se ha propuesto el diseño para dos canchas para realizar dicha actividad, además de su respectiva iluminación.

3.1.1 SITUACION ACTUAL

- Canchas de ecuavoley descubiertas
- Pocos espacios deportivos cubiertos y la mayoría de ellos privados.
- Espacios de tierra vacíos, inutilizados

3.1.2 SITUACION FINAL

- Canchas de ecuavoley cubiertas
- Creación de nuevas canchas de ecuavoley en la comunidad.
- Mayor participación por parte de la gente para la práctica del ecuavoley
- Escenarios protegidos del mal tiempo.

3.2 ESTUDIO DE MERCADO

La investigación de mercados abarca desde la encuesta y el estudio pormenorizado del mismo hasta la elaboración de estadísticas para poder analizar las tendencias en la fabricación y el consumo, y poder prever así la cantidad de productos y la localización de los mercados más rentables para el presente proyecto.

Se realizaron varias visitas a empresas dedicadas a la fabricación, venta y montaje de estructuras metálicas, como son:

- Industrias SEDEMI
- DE LA FUENTE Construcciones
- ZITRO Ingeniería y servicios.
- Constructora ESYCMET

De las visitas realizadas, se determina que los precios de una estructura metálica para cubierta dependen básicamente de tres factores en total: del costo de la *materia prima* como lo es el acero estructural utilizado así como también de elementos consumibles como suelda, discos de desbaste, etc. El segundo factor es el costo de la *mano de obra* utilizada para la construcción de la edificación y por último se tiene la *utilidad* que es la ganancia de la entidad constructora.

El proyecto será aplicable en la ciudad de Ibarra, capital de la provincia de Imbabura, debido a que se ha visto que en esta parte del País no existen muchos escenarios para canchas de ecuavoley que sean cubiertos, con la excepción de coliseos que generalmente no están abiertos a la comunidad. Además existe una gran acogida de este deporte en la colectividad ibarreña por lo que se propondrá al municipio la construcción de este tipo de escenarios para la sana práctica del ecuavoley, aplicable en parques, barrios, escuelas, colegios, etc.

El estudio puede ser adaptable a otras regiones del país que mantengan relación a factores como son los distintos tipos de suelos existentes en la región, haciendo una evaluación de los principales eventos históricos y un análisis de la homogeneidad y completitud de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador. Entre estas regiones se tiene por ejemplo: Carchi, Esmeraldas, ciertos sectores del Guayas, Imbabura, Manabí, Pichincha, Tungurahua, entre otros. (Ver Figura 2.8). También dependerá de factores como son la velocidad y magnitud del viento para relacionar las regiones del país donde pueda ser ajustable el proyecto.

3.2.1 METODO DE INVESTIGACION DEL MERCADO

Para este caso en el que se requiere implementar o fomentar la creación de cubiertas metálicas para canchas de ecuavoley se realiza una encuesta, que constituye un conjunto de preguntas tipificadas dirigidas a empresas dedicadas al diseño, fabricación y montaje de estructuras así como también la propuesta del proyecto al departamento de obras públicas de la ciudad de Ibarra.

3.2.1.1 LA ENCUESTA

Consiste en un instrumento cuantitativo de investigación social mediante la consulta a un grupo de personas específicas, o a ciertos sectores especializados, realizada con ayuda de un cuestionario.

Es importante que la encuesta sólo proporcione la información indispensable, la mínima para que sean comprendidas las preguntas. Más información, o información innecesaria, puede derivar en respuestas no veraces.

3.2.1.2 OBJETIVOS DE LA ENCUESTA

Para el caso en cuestión, la encuesta realizada va dirigida al sector de la construcción de estructuras metálicas que esta relacionado con la fabricación de escenarios deportivos (un modelo de la misma se presenta en el Anexo 2).

Esta consiste en un cuestionario a fin de obtener la información necesaria que permita determinar los siguientes objetivos:

- Conocer los problemas que se presentan en las cubiertas metálicas.
- Conocer el tipo de estructuras más utilizadas para este fin.
- Conocer las limitaciones que presenta el adoptar la infraestructura planteada en dichos escenarios.

Estos resultados permitirán determinar:

- Las características que deben cumplir estas estructuras metálicas y el tipo de cubierta a utilizarse con las mejores prestaciones.
- Las especificaciones del proyecto.
- Elaboración de un diseño adecuado y planos de fabricación.
- Establecer el costo de la obra.

El siguiente paso es realizar un análisis de resultados obtenidos en las encuestas, para posteriormente determinar los parámetros de diseño del presente proyecto.

3.2.2 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

La encuesta fue realizada a varias empresas dedicadas al diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas y los resultados de ésta son los siguientes:

1. ¿Qué tipo de estructura metálica es la más utilizada para una cubierta de acuerdo al área requerida?

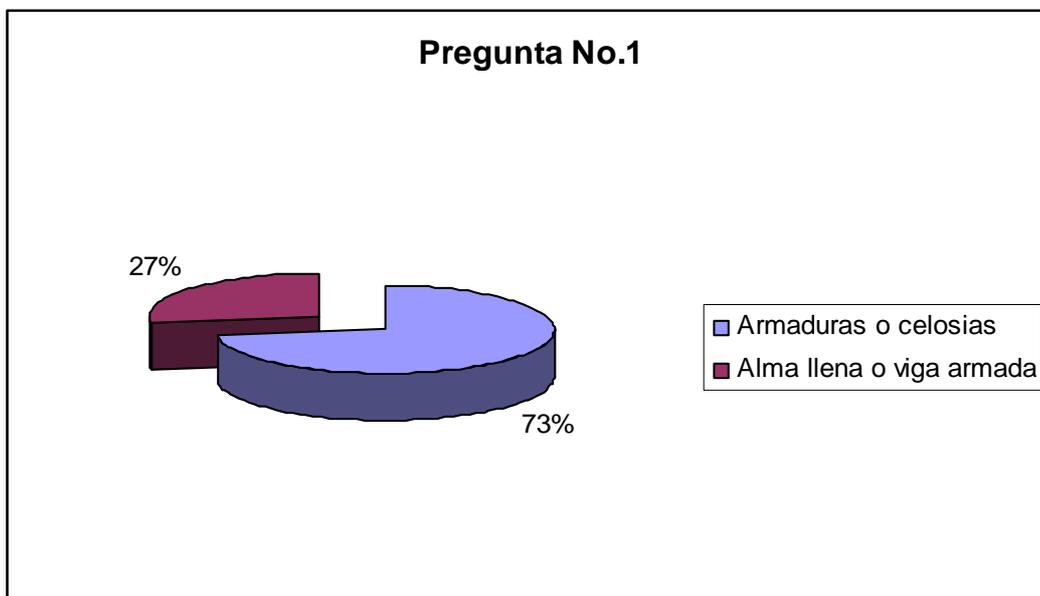


Fig. 3.1 Resultados de la Pregunta 1

2. ¿Qué tipo de acero (laminado en caliente o conformado en frío) es el más recomendado para una estructura de estas características?

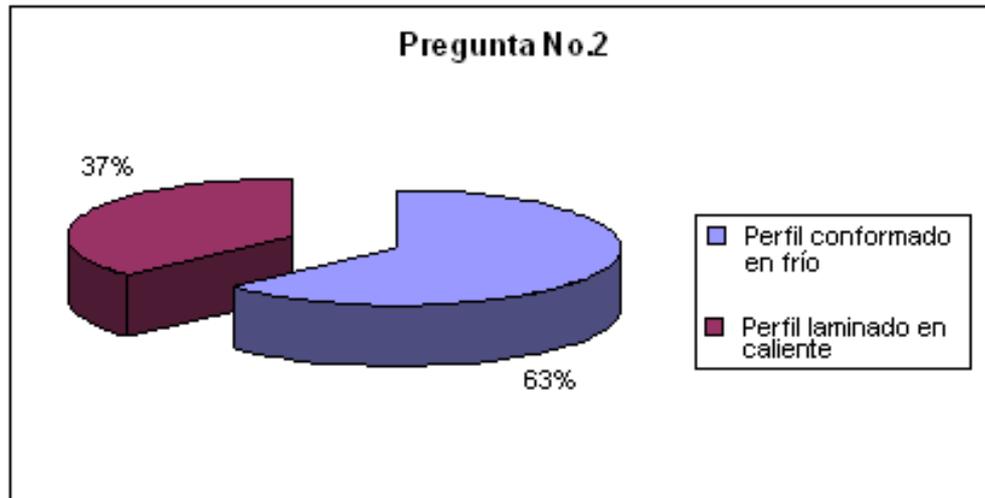


Fig. 3.2 Resultados de la pregunta 2

3. ¿Qué proceso de soldadura es el más utilizado para realizar la unión de los elementos de la estructura?

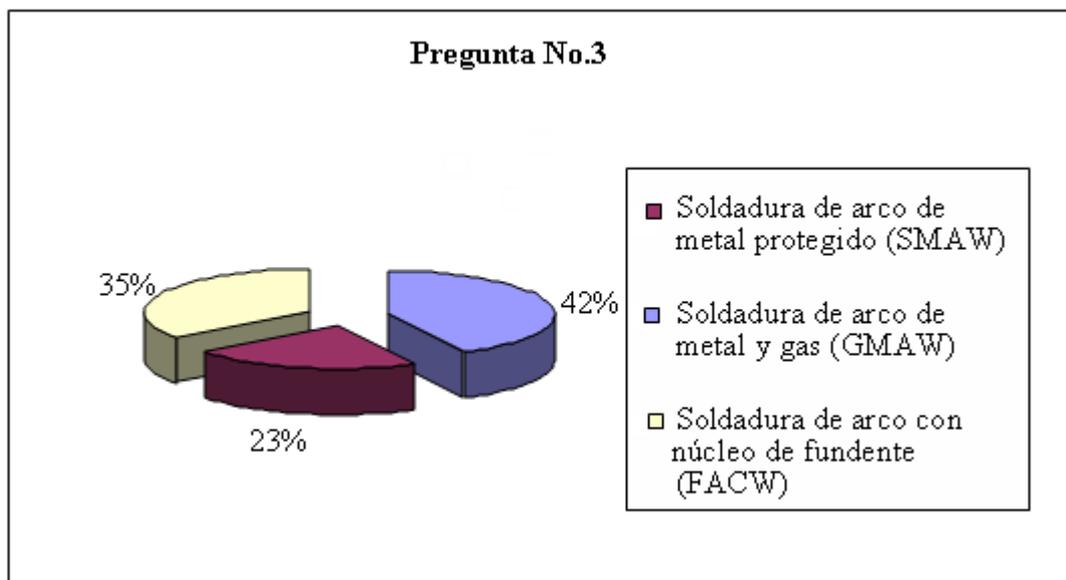


Fig. 3.3 Resultados de la pregunta 3

4. ¿En cuanto a la funcionalidad, qué tipo de estructura es la más adecuada para realizar la actividad deportiva?

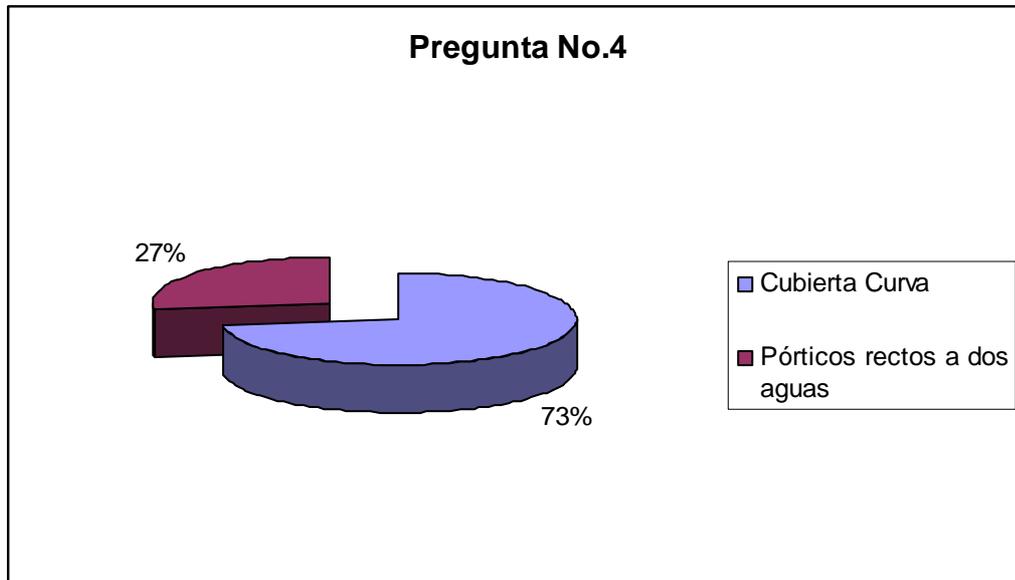


Fig. 3. 1 Resultados de la pregunta 4

3.2.3 CONCLUSIONES DE LA ENCUESTA

Del total de empresas dedicadas al diseño, construcción y montaje de estructuras metálicas se concluye que el tipo más utilizado de estructuras para cubiertas de este tipo son los constituidos por pórticos de celosía o armaduras tanto por peso como precio.

Por otro lado, en cuanto a perfiles se refiere, las secciones más utilizadas por los diseñadores en la construcción de pórticos para cubiertas de estas características es el acero conformado en frío, por su bajo peso, prefabricación, disponibilidad en el mercado entre otros, pero cabe resaltar que comúnmente se suelen utilizar los dos tipos de perfiles: conformados en frío para los canales y correas o largueros, y en ocasiones elementos laminados en caliente para los ángulos que forman las diagonales de la cercha, esta práctica no es recomendable ya que el diseño de estos dos perfiles estructurales es distinto, pero en el país, de lo que se puede constatar, generalmente se diseña con la

norma AISC, la cual abarca el estudio de perfiles laminados en caliente solamente.

En lo que se refiere a procesos de soldadura utilizados, se observa que existe una gran similitud de utilización entre los procesos de soldadura GMAW y SMAW, siendo el primero el más utilizado ya que se lo utiliza en soldaduras de taller o construcción, mientras que el segundo método se lo utiliza generalmente en el montaje de las estructuras.

El último punto tratado muestra que existe una mayor predisposición por las cubiertas curvas para este tipo de estructuras debido a que esta forma permite la mejor realización de actividades deportivas, es decir, tiene una mejor funcionalidad, además de ser una cubierta estéticamente atractiva.

Conjuntamente, como parte del estudio de mercado, se ha realizado una entrevista con la gente encargada del departamento de obras públicas en el municipio de la ciudad de Ibarra, con la finalidad de hacerles conocer los fines del estudio, teniendo como respuesta una gran aceptación e interés por el proyecto para poder cubrir canchas de ecuavoley que actualmente se encuentran a la intemperie, con estructuras simples, económicas y seguras que a su vez tienen un grado excelente de estética.

3.3 RESTRICCIONES Y LIMITACIONES

La principal restricción del proyecto es la ubicación de la región donde va a ser destinada la construcción de la estructura. Para el presente estudio se ha escogido la ciudad de Ibarra como punto de aplicación y de esto dependerá en gran medida el diseño del proyecto, en especial, la aplicación de cargas de diseño, pero, como ya se ha mencionado anteriormente, es posible extender el alcance del tema a otras regiones teniendo en cuenta la homogeneidad de las condiciones geográficas.

Se debe tener muy en cuenta también los parámetros de diseño de la estructura ya que una variación de los mismos implicaría realizar un rediseño de la cubierta.

3.4 ESPECIFICACIONES DEL PRODUCTO

Para la determinación de los parámetros que intervendrán en el diseño de la cubierta metálica planteada, se consideran las necesidades, requerimientos y condiciones de uso que va a estar sometida la estructura. Los parámetros que se consideran para el diseño son los siguientes:

- Costos
- Parámetros Funcionales
- Tamaño y Peso
- Estética
- Materiales
- Procesos
- Montaje
- Mantenimiento

3.4.1 COSTOS

El costo de diseño y construcción de la cubierta metálica para las canchas de ecuavoley es un factor importante, ya que de ello depende su aceptación en el mercado.

El costo debe ajustarse a las necesidades y posibilidades de los potenciales clientes. Permitiendo de esta manera introducir al mercado un producto competitivo y confiable.

3.4.2 PARAMETROS FUNCIONALES

Debido a que existe en el mercado varios tipos de cubiertas metálicas de diferentes formas, medidas y capacidades, este estudio está encaminado a realizar un diseño que cumpla con los requerimientos y necesidades que implica realizar la actividad del ecuavoley de una manera óptima, asegurando así que sus elementos constitutivos no entorpezcan la práctica de este deporte.

3.4.3 TAMAÑO Y PESO

Este parámetro es muy importante en el diseño, porque el peso y dimensiones que tendrá la estructura están relacionados directamente con el costo de la misma. La intención es entonces diseñar una cubierta que no sea sobredimensionada y a su vez pesada, sin dejar a un lado algo que es de vital importancia como es la seguridad y confiabilidad, ya que habrá vidas humanas realizando una actividad deportiva en su interior.

3.4.4 ESTÉTICA

En la actualidad influye mucho este factor ya que los escenarios deportivos cada vez más requieren que sean vistosos y atractivos para que la gente concurra a dichos espacios a realizar una determinada actividad deportiva o a simplemente observar la práctica de la misma. Además, al ser una cubierta para dos canchas de ecuavoley su tamaño es considerable, por lo que se requiere que sea agradable a la vista ya que se la podrá apreciar desde sus alrededores.

3.4.5 MATERIALES

Para la construcción de esta estructura se considera utilizar materiales resistentes y que se los pueda encontrar en el mercado local, el material base

para la construcción del presente proyecto es el acero estructural conformado en frío A-36. Se utilizan así perfiles metálicos que soporten los requerimientos de peso y fuerzas que intervienen en el diseño. La selección de estos elementos se realiza por catálogos, considerando la disponibilidad de éstos productos en el mercado local.

Los accesorios que se utilizan son materiales como pernos, varillas, pintura y otros que sirven para anclaje, refuerzo y protección.

3.4.6 PROCESOS

Solo se utilizaran procesos de fabricación convencionales, es decir:

- Trazado
- Cortado
- Soldadura
- Taladrado
- Ensamble
- Acabado

Todos estos procesos se los realiza en un orden lógico, conforme lo señalan los planos de fabricación. Estos procesos son convencionales para no tener el inconveniente de la no disponibilidad de estos en el medio.

3.4.7 MONTAJE

Se toma en cuenta mucho este factor al momento de escoger una estructura metálica debido a que una cubierta ha de presentar cierta facilidad al momento de ser ensamblada y montada en el sitio especificado, permitiendo así optimizar al máximo el tiempo y reduciendo costos de producción.

3.5 REQUERIMIENTOS A SATISFACER

Se requiere proporcionar cubiertas metálicas para albergar y proteger dos canchas de ecuavoley de lluvias y otras condiciones climáticas precarias; y además se pueda realizar la actividad deportiva con una adecuada iluminación artificial por las noches, con cubiertas sencillas, económicas y muy seguras, aplicables a barrios, escuelas, etc.

Se analizarán los parámetros más importantes con el fin de que exista versatilidad, funcionalidad y rentabilidad en su ejecución.

El Problema debe abarcar todas las condiciones para el objeto que ha de ser diseñado; dentro de estas especificaciones, las que se han considerado las más importantes son:

El número de canchas a cubrir por la estructura: como ya se ha mencionado el total de canchas que se ha propuesto para el diseño de la cubierta es dos, esto influirá en el área total que se necesitará para el estructura.

La disposición física de las canchas: este es un factor muy importante ya que de él dependerá directamente la ubicación y forma de la estructura. Las canchas de ecuavoley al ser rectangulares se ha propuesto que estén una con relación a la otra ubicadas paralelamente, es decir, que al tener las dos canchas juntas formen un área cuadrada.

Las dimensiones de las canchas y la separación una de la otra: la superficie donde se practica esta actividad deportiva se tomó como referencia del denominado internacionalmente Voleibol que tiene un área de 18 m de largo por 9 m de ancho. La separación entre las canchas puede variar dependiendo del espacio físico total disponible pero para nuestro caso se ha propuesto una separación de 1,5 m una de la otra con lo cual no se interfiere la practica de las dos actividades al unísono.

La altura disponible o libre para la realización del juego: de igual manera tomando como referencia a la práctica del Voleibol en el mundo, para jugar en un recinto interior las reglas recomiendan que haya al menos 7 m de altura sin ningún obstáculo en toda la pista, que es una distancia bastante considerable para la realización del deporte sin interrupciones en la parte superior.

CAPITULO 4

4 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD

4.1 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

A continuación se presentan las siguientes alternativas de estructuras metálicas que serán consideradas para la cubierta en estudio:

4.1.1 ALTERNATIVA 01.

Este tipo de estructura esta formado por vigas y columnas cuyas secciones se integran por dos perfiles “C” en sus miembros principales y perfiles “L” en los miembros secundarios (Fig. 4.1). Los elementos se hallan ligados mediante cordones de soldadura, también se utiliza un sistema de empernado en las columnas para su anclaje al piso.

La altura de las columnas suelen ser de cuatro a seis metros y el ángulo de inclinación de las vigas oscilan entre los 15 y 20 grados para cubierta, en general este tipo de estructura se emplea en naves de uso múltiples para cubrir luces desde 15m a 25m.

Esta cubierta a dos aguas es liviana, económica y segura. Su altura máxima permite que sea una cubierta funcional para las actividades que se van a desarrollar en el lugar.

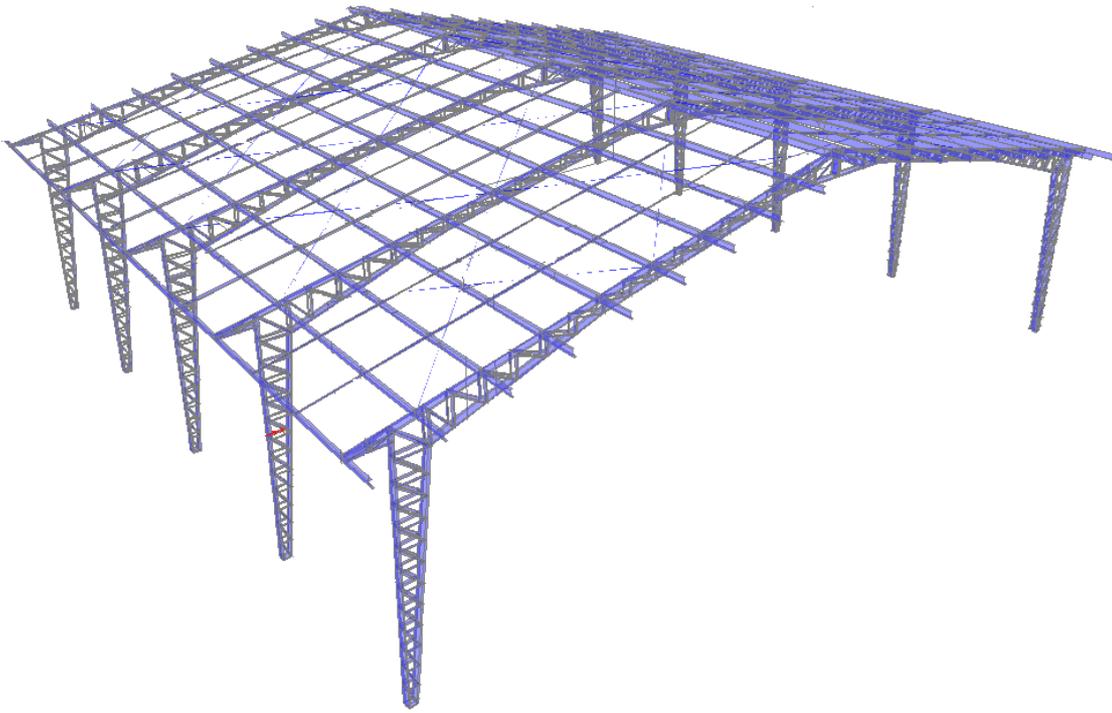


Fig. 4.1 Estructura a dos aguas en celosía

Por su configuración, es aceptable para el proyecto ya que las condiciones de servicio y constructivas son viables, siempre que se contemple una altura adecuada en sus columnas para la realización de la actividad deportiva. Las columnas son construidas en perfiles metálicas unidos a la cubierta

4.1.2 ALTERNATIVA 02

Esta estructura es muy empleada para cubrir medianas y grandes luces. Los elementos principales están formados por perfiles “C”, mientras que los elementos secundarios están formados por perfiles “L”. Todos los elementos se hallan unidos mediante cordones de soldaduras.

La altura de las columnas suelen ser de cuatro a seis metros. En general este tipo de estructuras se pueden emplear para cubrir coliseos, piscinas cubiertas, galpones y otros, por su forma geométrica permite el aprovechamiento de la altura máxima de la cubierta para el desarrollo de actividades deportivas sin

obstáculo alguno, también este tipo de estructuras son aplicadas por la ventaja de que trabajan sus miembros solo a compresión y esto es un factor importante para optimizar la estructura (Fig. 4.2).

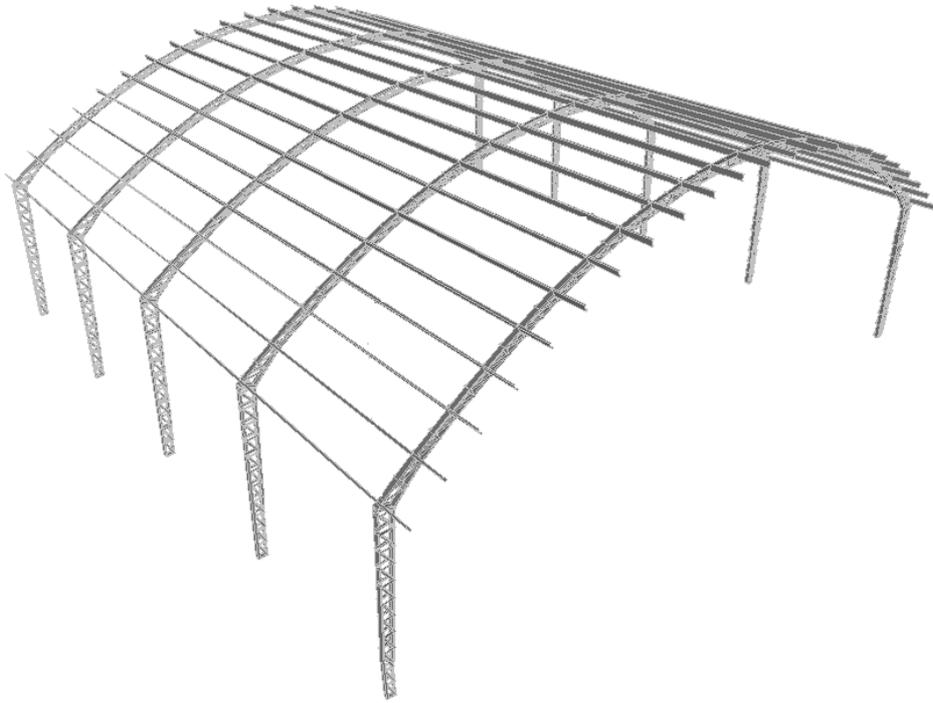


Fig. 4.2 Estructura parabólica en celosía con columnas metálicas

Esta cubierta, al igual que la alternativa anterior, por su configuración reúne características ideales que se ajustan a la necesidad del proyecto, la elevada altura que alcanza con esta cubierta permite desarrollar la actividad deportiva referida. Además de lo mencionado tiene una ventaja adicional que se da por su configuración, este tipo de cubiertas tienden a eliminar o minimizar los momentos y solo trabaja la estructura a compresión, razón por la cual permite optimizar las secciones y materiales, resultando así ser una cubierta económica, funcional, liviana, espaciosa, etc.

4.1.3 ALTERNATIVA 03

Esta estructura esta formada por dos secciones, la parte inferior que corresponde a la armazón de la estructura esta constituida por una serie de tubos metálicos redondos que soportan las vigas cuyas secciones se integran por dos perfiles “C” en sus miembros principales y perfiles “L” en los miembros secundarios (Fig. 4.3). Los elementos se hallan ligados mediante cordones de soldadura, también se utiliza un sistema de empernado en las columnas para su anclaje a la cimentación.

La altura de las columnas y su espaciamiento suelen ser de seis metros y el ángulo de inclinación de las vigas oscila entre los 15 y 25 grados para cubierta. Este tipo de cubiertas se ha visto generalmente utilizadas en el oriente ecuatoriano en donde se puede conseguir tubería de petróleo para la armazón y la luz que cubre estas cubiertas suele ser de 24m.

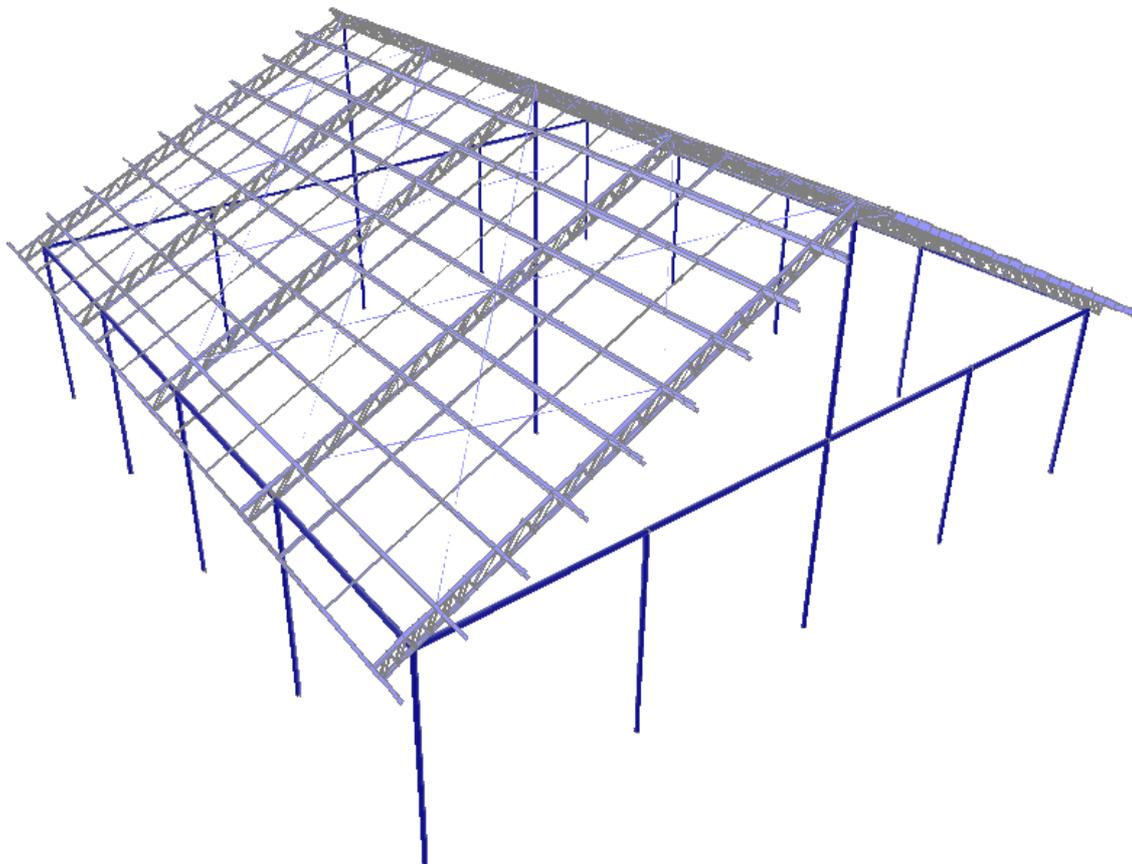


Fig. 4.3 Estructura a dos aguas con vigas en celosía y columnas de Tubería Metálica.

La cubierta ilustrada en este apartado, por su configuración resulta ser también aceptable para cubrir áreas dedicadas a actividades deportivas. El inconveniente resulta ser que es una estructura pesada con relación a las anteriores. Además la tubería de petróleo que comúnmente se utiliza en su configuración tiene propiedades mecánicas no adecuadas para su aplicación en estructuras metálicas, es decir, son de mayor resistencia lo cual significa procesos de soldadura más caros. Además estos elementos suelen ser de desecho, es decir ya han sido utilizados anteriormente lo que indica que sus propiedades originales ya no son las mismas que cuando nuevas, por lo tanto implicaría un estudio para verificar las propiedades mecánicas actuales lo cual tomaría más tiempo y dinero.

Razón por la cual este tipo de cubiertas resultan ser más caras que las alternativas anteriores.

4.2 SELECCION DE LA ALTERNATIVA

Una vez que se ha revisado las alternativas de cubiertas, sus elementos, las funciones que desempeñan, los materiales y secciones comunes para su construcción, así como las más usadas en el medio, se realiza la selección de la alternativa que más se ajuste a las condiciones y necesidades del proyecto.

Para una mejor selección de la alternativa a construir, se utilizan algunos criterios importantes como: el económico, estético, funcionalidad, peso de la estructura, construcción, obtención de materiales.

4.2.1 CRITERIO ECONOMICO

Es un factor importante ya que de el depende en gran medida la viabilidad del proyecto.

Los materiales que se utilizan para estos tres tipos de estructuras se encuentran disponibles en su totalidad en el mercado nacional, los proveedores de perfilería posee en gran stock para satisfacer la necesidad y requerimientos del cliente.

La cubierta de la alternativa 02 es una estructura que tiene la ventaja de que gracias a su configuración está sometida a menores momentos y esfuerzos, por lo que tiene un menor costo frente a la primera y a la tercera opción.

La cubierta de la opción 03 resulta ser más pesada que las dos opciones también analizadas, por lo tanto resulta ser más cara en cuanto a material así como también en el proceso de armado y ensamblaje.

4.2.2 CRITERIO ESTETICO

Con respecto a este criterio la dinámica constructiva que se está utilizando en la actualidad en cubiertas metálicas en general tiene una tendencia por las cubiertas parabólicas, su belleza estética le hace más imponente que las cubiertas tradicionales. A más de esto, su espacio interior es óptimo para este tipo de construcciones, sin obstruir el espacio requerido ni por las vigas inferiores, ni por los cables o varillas tensoras, lo que no ocurre en la cubierta a dos aguas, en especial cuando se trata de la práctica de actividades deportivas y para este caso en particular el ecuavoley donde la altura de la cubierta cumple un papel fundamental en el escogimiento de la misma.

4.2.3 FUNCIONALIDAD

Este criterio se refiere a la importancia de que la estructura cumpla con los requerimientos y necesidades para los cuales esta destinado. Es un criterio imprescindible para el propósito del proyecto. De igual manera la alternativa 02 es la que mayores ventajas presenta con este criterio.

4.2.4 PESO DE LA ESTRUCTURA

Este es un factor importante porque está relacionado directamente con el costo y montaje de la estructura. Una estructura más pesada requiere para su montaje equipos de mayor capacidad lo que implica mayor costo de construcción, además de menor facilidad en cuanto a su montaje.

4.2.5 FACILIDAD DE CONSTRUCCION

Determinada por la facilidad de la elaboración tanto de los componentes de la estructura, como la cubierta en su conjunto.

La selección está basada en el método de calificación de alternativas de acuerdo a los criterios anteriormente mencionados en una escala del 1 al 10, además se asigna un factor de ponderación a cada parámetro de selección de acuerdo a la jerarquía o peso que tiene cada criterio con respecto a las necesidades de la estructura. En la tabla 4.1. Se indica la comparación de los distintos parámetros entre las tres alternativas propuestas:

Tabla 4.1 Análisis de Alternativas

Factor	Criterio	Alternativa 01	Alternativa 02	Alternativa 03
10	Económico	8	9	7
8	Estético	8	10	7
9	Funcional	9	10	8
8	Peso de la estructura	7	8	6
8	Facilidad de construcción	8	7	6
TOTAL		345	380	294

Luego de este breve análisis, se deduce que la cubierta tipo parabólica de estructura metálica en celosía es la mejor solución acogiendo a los criterios antes mencionados. Se procede entonces al *diseño estructural de la cubierta parabólica para dos canchas de ecuavoley*.

4.3 DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

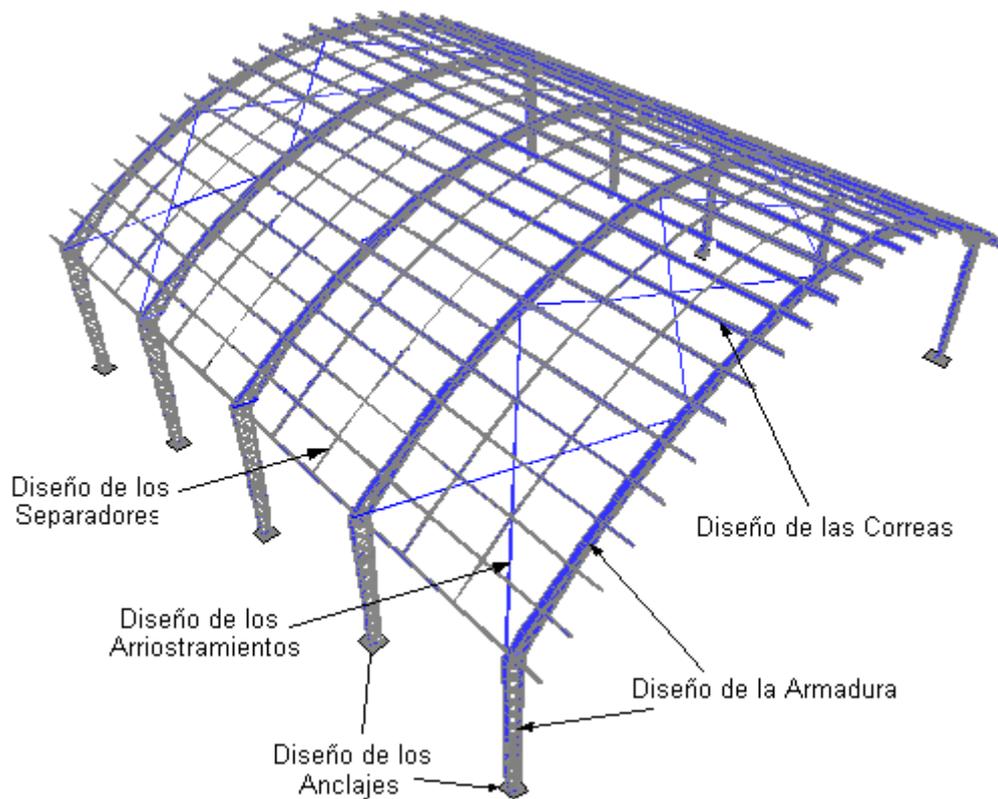


Fig. 4.4 Componentes de la Estructura a Diseñar

4.3.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Para realizar un diseño se debe tomar en cuenta ciertas consideraciones para simplificar su análisis y solución del mismo, entre las cuales se tiene:

- La estructura se supone montada sobre apoyos articulados.
- Los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro de la armadura son axiales o longitudinales a ellos únicamente, es decir trabajan solo a compresión o sólo a tensión, y dichos esfuerzos son iguales a lo largo de los miembros.
- No existen cargas intermedias en los elementos que conforman la armadura.

- Las cargas se suponen concentradas en cada junta donde se apoyarán las correas y estos son los puntos de donde se transmiten las fuerzas externas.
- La armadura es una estructura simétrica a los dos lados del claro.
- La estructura se asienta sobre bases niveladas con respecto al suelo.

4.3.2 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El análisis de una estructura comprende la determinación de los esfuerzos causados por las cargas en sus diferentes partes y miembros; el diseño, el dimensionamiento seguro y económico de esas partes y miembros.

Las dimensiones y geometría básica para la estructura a construir se presentan en la figura 4.5. La estructura elegida corresponde a una cubierta de arco parabólico.

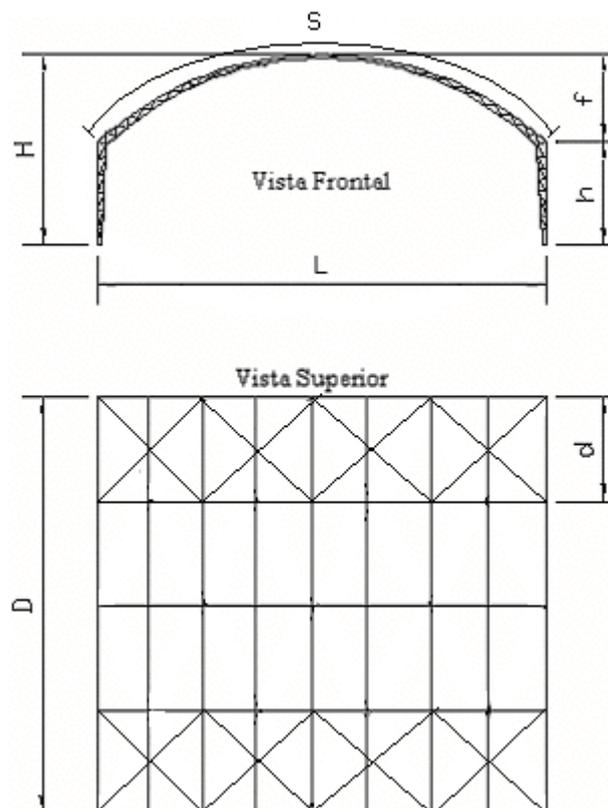


Fig. 4.5 Nomenclatura de la Estructura para Cubierta

donde:

L:	Luz del pórtico	=	25 m
H _T :	Altura total de la cubierta	=	11 m
f:	Altura del arco o flecha	=	5 m
h:	Altura de la columna	=	6 m
d:	Separación entre pórticos	=	6 m
D:	Profundidad de la cubierta	=	24 m
s:	Longitud del arco	=	28,1 m

:

4.3.2.1 Método de Diseño

De entre los métodos de diseño estudiados en el capítulo 2, se selecciona el *método de diseño por esfuerzos admisibles* ó *ASD* por sus siglas en inglés, el cual expresa que la resistencia requerida no debe exceder la resistencia admisible de diseño permitida por las especificaciones.

4.3.2.2 Cálculo de Cargas.

4.3.2.2.1 Cargas Vivas.

Datos:

- Inclinación de la cubierta: $f / L = 5/25 = 1/5$, es decir, arco con flecha de 1/8 de luz a menos de 3/8 de luz.
- Área tributaria de carga: $L \times d = 25 \times 6 = 150 \text{ m}^2$

Con estos valores se tiene de la tabla 2.1: Carga Viva = 60 kg/m².

4.3.2.2.2 Cargas Muertas.

El peso de la *cubierta* se estima en $4,0 \text{ Kg/m}^2$ que corresponde a una cubierta de plancha de Galvalumen tipo Kubimill de 0,4 mm. Este valor proporciona el fabricante Kubieci (ver anexo 4). De la ecuación 2.13:

$$W_C = 4 \text{ kg/m}^2 \times 28,1 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 674 \text{ kg}$$

Con este resultado se aplica la ecuación 2.14 para obtener la carga lineal:

$$w_c = 674 \text{ Kg} / 25\text{m} = 27 \text{ kg/m}$$

El *pórtico* esta constituido por canales tipo C y ángulos tipo L en su armadura, entonces, para determinar el peso del pórtico, se escoge en una primera aproximación las secciones a utilizarse:

$$\text{Canales C: } 200 \times 60 \times 5 \text{ (mm)} = 9,01 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ángulos L: } 50 \times 50 \times 5 \text{ (mm): } = 2,24 \text{ Kg/m}$$

Además, según las dimensiones y geometría básica escogida para la estructura, se aproxima el peso del pórtico con la ecuación 2.15:

$$\text{Canales C: } W_p = 9,01 \text{ kg/m} \cdot 80 \text{ m} = 720,8 \text{ Kg.}$$

$$\text{Angulos L: } W_p = 2,24 \text{ kg/m} \cdot 100 \text{ m} = 224,0 \text{ Kg.}$$

Dando un peso total de $944,8 \text{ kg} \approx 950 \text{ Kg}$.

A este valor se la incrementa 15% de arrojamiento, soldadura y apoyos:

$$W_p = 950 \text{ Kg} \cdot 1,15 = 1092,5 \text{ Kg.}$$

Con este resultado se aplica la ecuación 2.16 para obtener la carga lineal:

$$w_p = 1092,5 \text{ Kg} / 25\text{m} = 43,7 \text{ kg/m}$$

Otros elementos a considerarse son las *correas*. De igual manera, se escoge un perfil que se considerará funcional como primera aproximación:

$$\text{Correa G: } 175 \times 50 \times 15 \times 3 \text{ (mm)} = 5,54 \text{ Kg/m}$$

Además, en un pórtico se tienen 24 correas con una longitud de 6m c/u:

$$L_T = 24 \times 6\text{m} = 144 \text{ m de correas. Entonces, de la ecuación 2.17:}$$

$$W_G = 5,54 \text{ kg/m} \cdot 144 \text{ m} = 798 \text{ kg.}$$

Con este resultado se aplica la ecuación 2.18 para obtener la carga lineal:

$$w_G = 798 \text{ Kg} / 25\text{m} = 31,9 \text{ kg/m}$$

En la tabla 4.2 se resume las cargas muertas a considerarse en la estructura:

Tabla 4.2 Total de Cargas

CARGAS	CARGA MUERTA	
	PESO EN Kg./m	Peso en Kg.
Cubierta	27,0	674
Pórtico	43,7	1092,5
Correas	31,9	798
TOTAL	102	2560

La carga muerta total, entonces, por unidad de área es de 17 Kg. / m²

4.3.2.2.3 Carga de Sismo

Para determinar el *cortante basal total de diseño V* en la estructura se utilizan las tablas dadas en el segundo Capítulo, así:

$$Z = 0.4 \quad (\text{tabla 2.2})$$

$$I = 1 \quad (\text{tabla 2.4})$$

$$S = 1.2 \quad (\text{tabla 2.3})$$

$C_m = 3$	(tabla 2.3)
$R = 7$	(tabla 2.5)
$\Phi_{P,E} = 1$	(para estructuras simétricas)
$C_t = 0,09$	(para pórticos de acero)
$h_n = 11 \text{ m}$	(altura total)

De la ecuación 2.21 se encuentra el período de vibración:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.09 \cdot (11)^{3/4}$$

$$T = 0.544$$

Aplicando la ecuación 2-20:

$$C = \frac{1.25 \cdot S^S}{T}$$

$$C = \frac{1.25 \cdot 1.2^{1.2}}{0.544}$$

$$C = 2.86 < C_m$$

Entonces: $C = 2.86$

Se aplica ahora la ecuación 2.19 y se encuentra el Cortante Basal total:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} \cdot W$$

$$V = \frac{0.4 \times 1 \times 2.86}{7 \times 1 \times 1} \cdot 17 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$V = 2.78 \text{ kg} / \text{m}^2 \times (25\text{m} \times 6\text{m})$$

$$V = 417 \text{ Kg.} \quad (\text{Para cada pórtico})$$

4.3.2.2.4 Carga de Viento

Para establecer la carga de viento se procede a determinar los factores dados en las tablas del capítulo 2, así:

De la tabla 2.6, se procede a determinar el Coeficiente de Exposición (C_e), para una exposición de la estructura tipo B para las características del proyecto y con una altura de la estructura cercana a los 40 pies (12,2m)

$$C_e = 0,84$$

De la tabla 2.7, se procede a determinar el Coeficiente de Presión (C_q), se utiliza el método de área proyectada para estructuras de menos de 12 m:

$$C_q = 1,30$$

De la tabla 2.8, se procede a determinar el Factor de Importancia (I_w), con una categoría de ocupación 3, se tiene:

$$I_w = 1,00$$

De la tabla 2.9, se encuentra la Presión de Estancamiento del Viento (q_s), para una velocidad del viento de 70 mph se tiene:

$$q_s = 12.6 \text{ psf} \times 0.0479 = 0.60354 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Con estos valores, se aplica la ecuación 2-22 para determinar la carga de viento:

$$P = (0.84) \cdot (1.3) \cdot (0.60354 \text{ KN/m}^2) \cdot (1.0)$$

$$P = 0.66 \text{ KN} / \text{m}^2 = 66 \text{ Kg.} / \text{m}^2$$

4.3.2.3 Cálculo de Reacciones, Momentos, Axiales y Cortantes

Los datos para determinar esos valores son:

$$L = 25 \text{ m}$$

$$f = 5 \text{ m}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

De la ecuación 2-23 se tiene:

$\frac{I_1}{I_2} = 1.6$
 (Este valor se asume debido a que el momento de inercia de la columna generalmente es mayor que del momento de inercia de la viga)⁴¹

Aplicando las ecuaciones descritas en el capítulo 2 se obtienen las siguientes constantes:

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{25} = 0.2 \text{ (de la ecuación 2-24)}$$

$$\phi = 6,66 \text{ (de la ecuación 2-25)}$$

$$\psi = 0,83 \text{ (de la ecuación 2-26)}$$

$$A = 206,52 \text{ (de la ecuación 2-27)}$$

$$B = 0,32 \text{ (de la ecuación 2-28)}$$

También es necesario calcular las coordenadas sobre el arco de diferentes secciones con la ecuación 2-29 y el ángulo ϕ que forman estas con la horizontal de acuerdo con la ecuación 2-30.

Los resultados para las secciones de la figura 4.6 se presentan en las tablas 4.3 y 4.4:

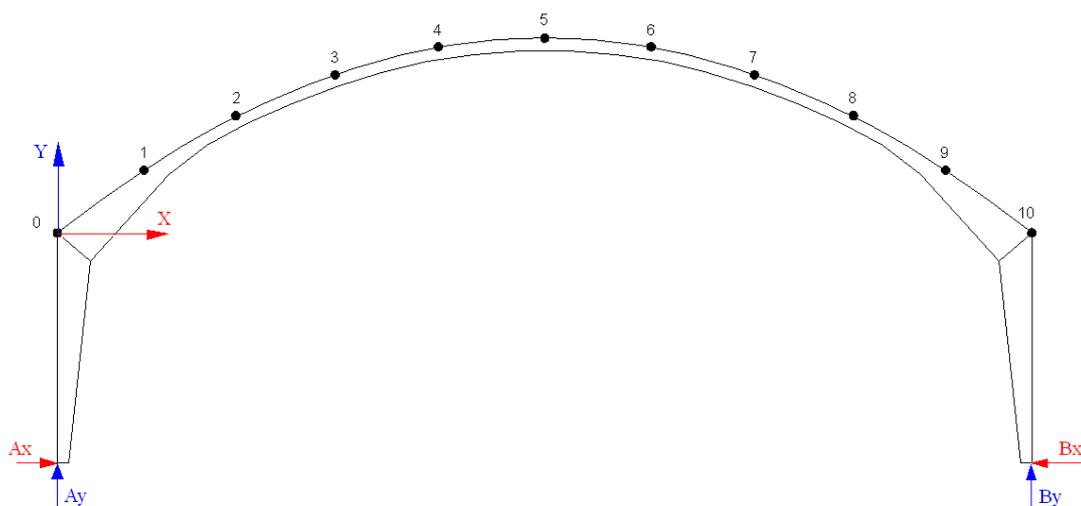


Fig. 4.6 Pórtico Parabólico Seccionado

⁴¹ Fuente: Leontovich Valerian; Pórticos y Arcos; Sección 11; Pág. 197.

Tabla 4.3 Valores de X y Y de la parábola.

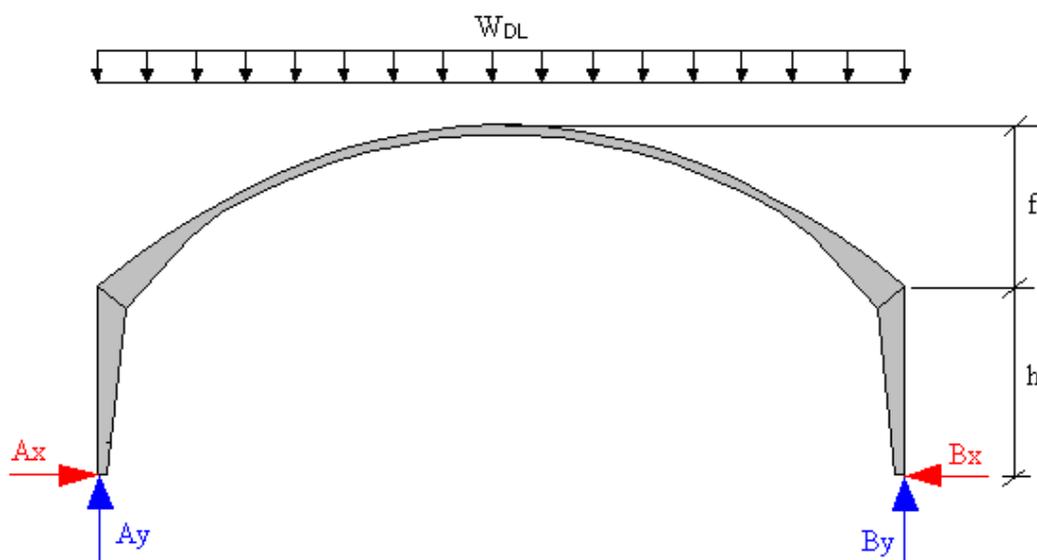
X	Y
0,01L	0,040f
0,10L	0,360f
0,20L	0,640f
0,30L	0,840f
0,40L	0,960f
0,50L	1,000f
0,60L	0,960f
0,70L	0,840f
0,80L	0,640f
0,90L	0,360f
0,99L	0,040f
1,00L	0,000f

Tabla 4.4 Ángulos de las secciones de la estructura

Relación del Arco f/L	Secciones					
	0 y 10	1 y 9	2 y 8	3 y 7	4 y 6	5
0,2	37.5°	31.57°	24.73°	17.07°	8.74°	0

4.3.2.3.1 Carga muerta vertical uniformemente repartida.

La carga muerta es una carga vertical uniformemente distribuida dirigida hacia abajo, y se asume constante a lo largo de toda la luz.

**Fig. 4.7** Carga muerta sobre la estructura

Datos:

$$W_{DL} = \text{Carga muerta total} = 17 \text{ Kg/m}^2 \times 25\text{m} \times 6\text{m}$$

$$= 2550 \text{ kgf}$$

Desarrollo:

Aplicando la ecuación 2-31, se tiene:

$$Ax = Bx = \frac{(2550)(25)(6,66)}{(206,52)(6)} \left(1 + \frac{4(0,83)}{5} \right)$$

$$Ax = Bx = 570,15 \text{ Kgf}$$

Para las reacciones verticales, se aplica la ecuación 2-32:

$$Ay = By = \frac{2550}{2}$$

$$Ay = By = 1275 \text{ Kgf}$$

Los valores se resumen en la Tabla 4.5.; en las figuras 4.8 y 4.9 se presenta un esquema de las reacciones, momentos y axiales obtenidos de las ecuaciones 2-33, 2-34, 2-35, 2-36 y 2-37:

Tabla 4.5 Valores de Mx, Nx y Qx con Carga Vertical Muerta

	SEGMENTO	X METRO	Y METRO	φ	Mx Kgf * m	Nx Kgf	Qx Kgf
cuando $x \leq \frac{L}{2}$	0	0,00	0	38,66	-3421	1242	639
	1	2,50	1,8	32,62	-1578	1030	552
	2	5,00	3,2	25,64	-145	845	443
	3	7,50	4,2	17,14	878	695	319
	4	10,00	4,8	9,09	1492	603	162
	5	12,50	5,00	0,00	1697	570	0
cuando $x > \frac{L}{2}$	6	15,00	4,8	0,09	1492	571	-254
	7	17,50	4,2	17,14	878	695	-319
	8	20,00	3,2	25,64	-145	845	-443
	9	22,50	1,8	32,62	-1578	1030	-552
	10	25,00	0	38,66	-3421	1242	-639

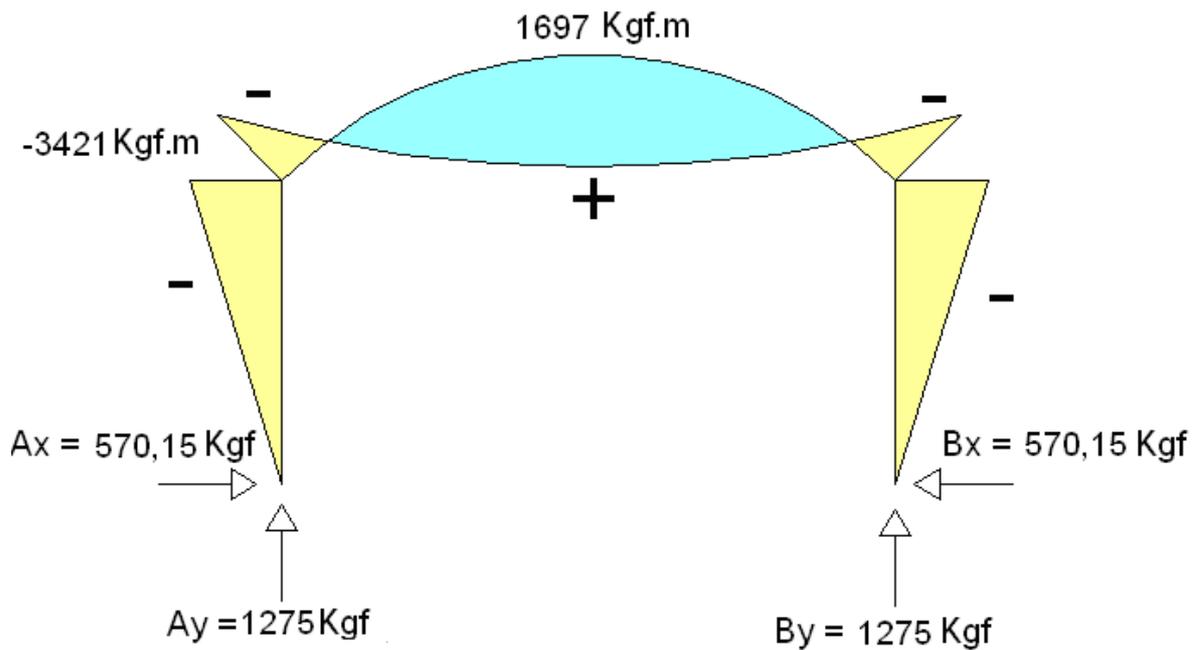


Fig. 4.8 Diagrama de Momentos y Reacciones por Carga Muerta

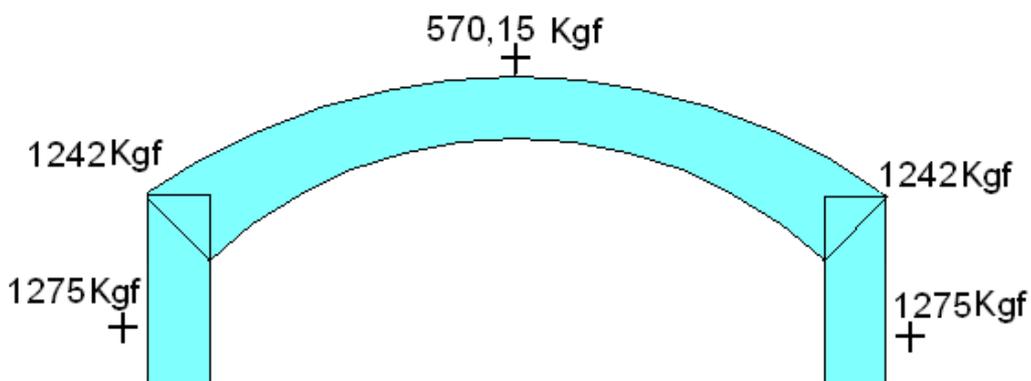


Fig. 4.9 Diagrama de Fuerzas Axiales por Carga Muerta

4.3.2.3.2 Carga Viva vertical uniformemente repartida

Se supone que la carga viva actúa verticalmente sobre el arco y se asume constante a lo largo de toda la luz:

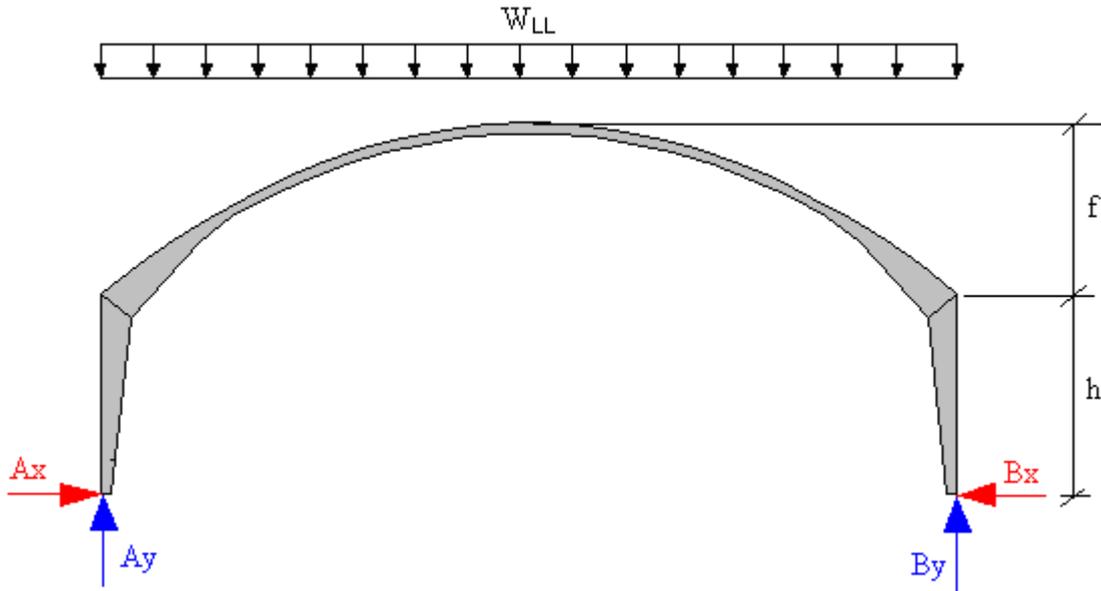


Fig. 4.10 Carga Viva sobre la Estructura

Datos:

$$\begin{aligned}
 W_{LL} = \text{Carga viva total} &= 60 \text{ Kg/m}^2 \times 25\text{m} \times 6\text{m} \\
 &= 9000 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

Las reacciones horizontales y verticales se calculan con las ecuaciones 2-31 y 2-32, los resultados se indican en la tabla 4.6:

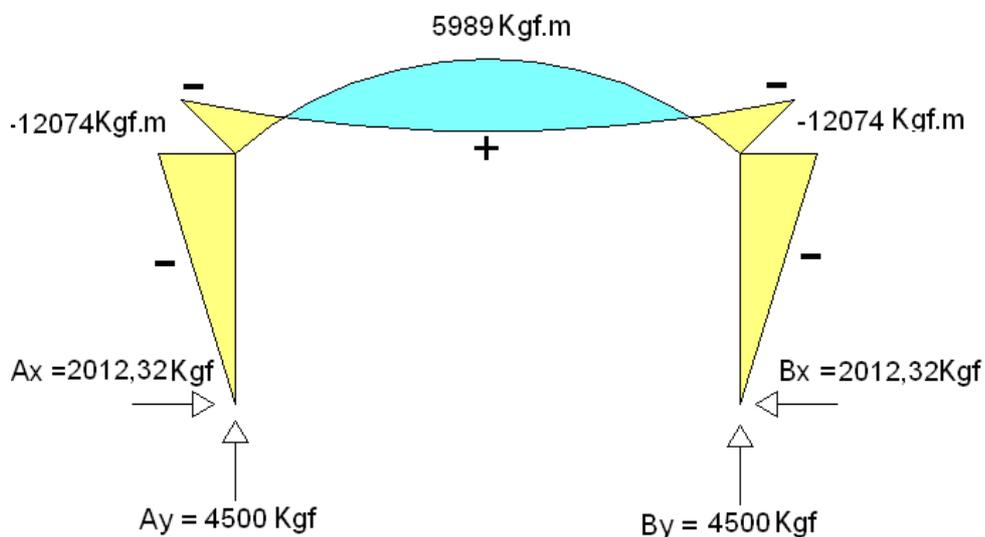
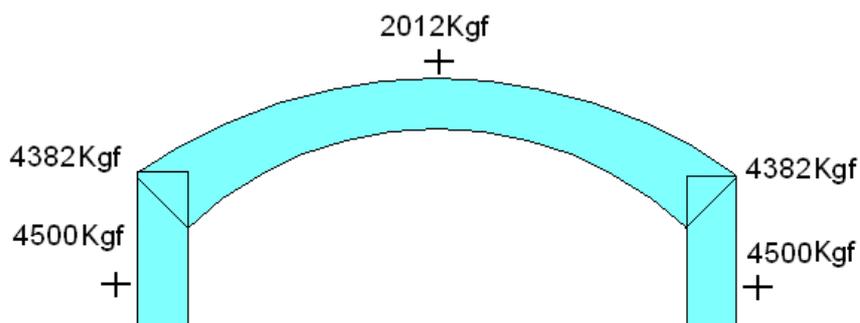
Tabla 4.6 Valores de Reacciones por Carga Viva

REACCIONES	Kgf
Ax	2012,32
Ay	4500
Bx	2012,32
By	4500

Los valores de los momentos, axiales y cortantes se calculan con las ecuaciones 2-33, 2-34, 2-35, 2-36 y 2-37; los resultantes se resumen en la tabla 4.7., de forma similar se presentan esquemas para los momentos, axiales y reacciones en las figuras correspondientes 4.11 y 4.12:

Tabla 4.7 Valores de M_x , N_x y Q_x con Carga Vertical Viva

	SEGMENTO	X METRO	Y METRO	φ	M_x Kgf * m	N_x Kgf	Q_x Kgf
cuando $x \leq \frac{L}{2}$	0	0,00	0	38,66	-12074	4382	2257
	1	2,50	1,8	32,62	-5571	3636	1947
	2	5,00	3,2	25,64	-513	2982	1563
	3	7,50	4,2	17,14	3099	2453	1127
	4	10,00	4,8	9,09	5267	2129	571
	5	12,50	5,00	0,00	5989	2012	0
cuando $x > \frac{L}{2}$	6	15,00	4,8	0,09	5267	2014	-897
	7	17,50	4,2	17,14	3099	2453	-1127
	8	20,00	3,2	25,64	-513	2982	-1563
	9	22,50	1,8	32,62	-5571	3636	-1947
	10	25,00	0	38,66	-12074	4382	-2257


Fig. 4.11 Diagrama de Momentos y Reacciones por Carga Viva

Fig. 4.12 Diagrama de Fuerzas Axiales por Carga Viva

4.3.2.3.3 Carga de Sismo horizontal uniformemente repartida.

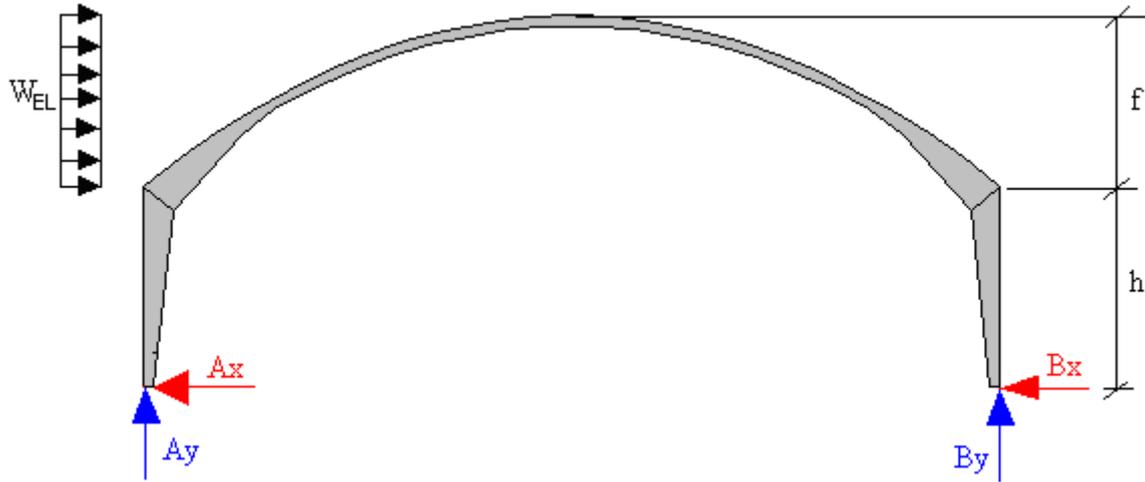


Fig. 4.13 Carga de Sismo sobre el arco

Datos:

W_{EL} = Carga de sismo = 417 Kgf.

De la ecuación 2-38 se obtiene la constante de la estructura:

$$k = \frac{1}{5} \left(12 + \frac{749(0,83)}{82} \right)$$

$$k = 3,92$$

Las reacciones horizontales se terminan con:

De la ecuación 2-39:

$$B_x = 417 \left(0,32 + \frac{(3,92)(6,66)(0,83)}{206,52} \right)$$

$$B_x = 177,19 \text{ Kgf}$$

De la ecuación 2-40:

$$A_x = -(417 - 177,19)$$

$$A_x = -239,81 \text{ Kgf}$$

Reacciones verticales, en cambio, se determinan con:

De la ecuación 2-41:

$$B_y = \frac{417}{2(25)}(2(6) + (5))$$

$$B_y = 141,78 \text{Kgf}$$

De la ecuación 2-42:

$$A_y = -141,78 \text{Kgf}$$

Momentos en los puntos extremos 0 y 10:

De la ecuación 2-43:

$$M_0 = -(-239,81)(6)$$

$$M_0 = 1439 \text{Kgf} \cdot \text{m}$$

De la ecuación 2-44:

$$M_{10} = -177,19(6)$$

$$M_{10} = -1063 \text{Kgf} \cdot \text{m}$$

Los valores obtenidos según las expresiones anteriores se resumen en la tabla 4.8., y en las figuras 4.14 y 4.15 se presentan los esquemas de momentos, axiales y reacciones sobre la estructura aplicando las ecuaciones 2-43, 2-44, 2-45, 2-46, 2-47, 2-48, 2-49 y 2-50 para cada punto:

Tabla 4.8 Tabla de valores de M_x , N_x y Q_x con Carga Horizontal de Sismo

	SEGMENTO	X METRO	y METRO	ϕ	M_x Kgf * m	N_x Kgf	Q_x Kgf
cuando $x \leq \frac{L}{2}$	0	0,00	0	38,66	1439	-276	39
	1	2,50	1,8	32,62	1381	-152	-71
	2	5,00	3,2	25,64	1070	-37	-140
	3	7,50	4,2	17,14	647	64	-168
	4	10,00	4,8	9,09	211	136	-165
	5	12,50	5,00	0,00	-177	177	-142
cuando $x > \frac{L}{2}$	6	15,00	4,8	0,09	-496	177	-141
	7	17,50	4,2	17,14	-744	211	-54
	8	20,00	3,2	25,64	-921	221	-9
	9	22,50	1,8	32,62	-1028	226	29
	10	25,00	0	38,66	-1063	227	61

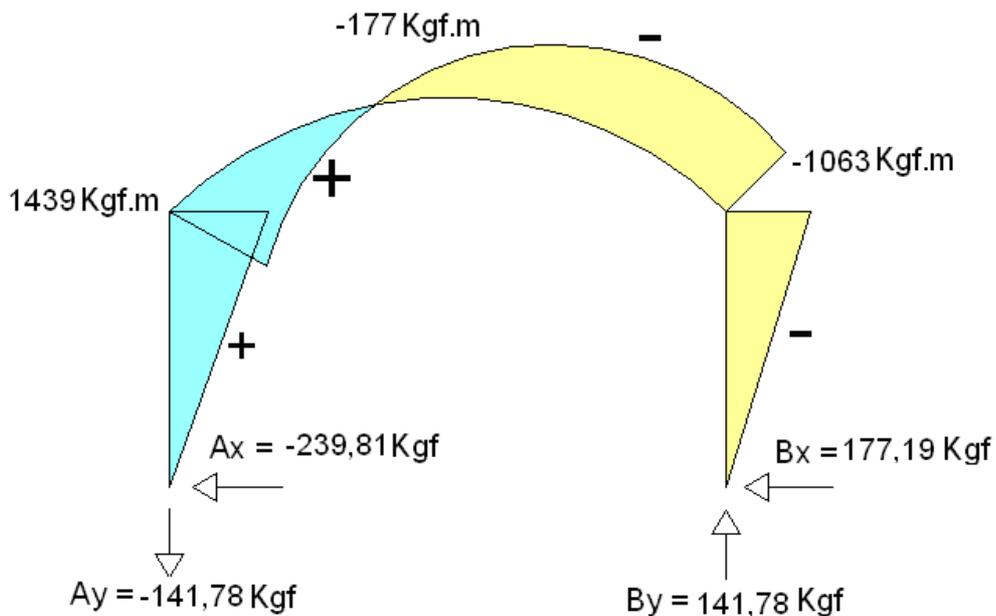


Fig. 4.14 Diagrama de Momentos y Reacciones por Carga de Sismo

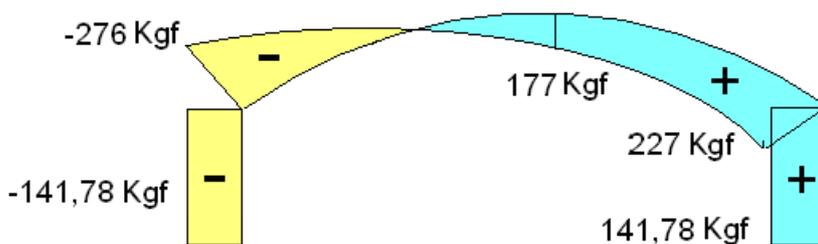


Fig. 4.15 Diagrama de Fuerzas Axiales por Carga de Sismo

4.3.2.3.4 Carga de Viento horizontal uniformemente repartida.

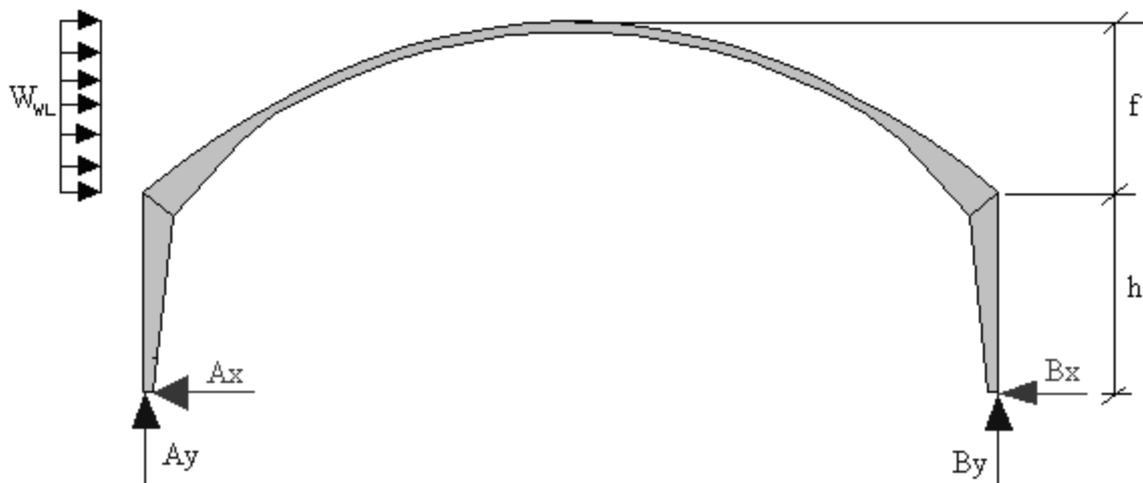


Fig. 4.16 Carga de Viento sobre el arco

Datos:

$$\begin{aligned}
 W_{WL} = \text{Carga de Viento} &= 66 \text{ Kg./m}^2 \times 25\text{m} \times 6\text{m} \\
 &= 9900 \text{ Kgf.}
 \end{aligned}$$

De la ecuación 2-38 se obtiene la constante de la estructura:

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{1}{5} \left(12 + \frac{749(0,83)}{82} \right) \\
 k &= 3,92
 \end{aligned}$$

Las reacciones horizontales se terminan con:

De la ecuación 2-39:

$$\begin{aligned}
 B_x &= 9900 \left(0,32 + \frac{(3,92)(6,66)(0,83)}{206,52} \right) \\
 B_x &= 4206 \text{ Kgf}
 \end{aligned}$$

De la ecuación 2-40:

$$\begin{aligned}
 A_x &= -(9900 - 4206) \\
 A_x &= -5694 \text{ Kgf}
 \end{aligned}$$

Reacciones verticales, en cambio, se determinan con:

De la ecuación 2-41:

$$\begin{aligned}
 B_y &= \frac{9900}{2(25)} (2(6) + (5)) \\
 B_y &= 3366 \text{ Kgf}
 \end{aligned}$$

De la ecuación 2-42:

$$A_y = -3366 \text{ Kgf}$$

Momentos en los puntos extremos 0 y 10:

De la ecuación 2-43:

$$\begin{aligned}
 M_0 &= -(-5694)(6) \\
 M_0 &= 34164 \text{ Kgf.m}
 \end{aligned}$$

De la ecuación 2-44:

$$M_{10} = -4206 \cdot (6)$$

$$M_{10} = -25236 \text{Kgf} \cdot \text{m}$$

Los valores obtenidos según las expresiones anteriores se resumen en la tabla 4.9., y en las figuras 4.17 y 4.18 se presentan los esquemas de momentos, axiales y reacciones sobre la estructura aplicando las ecuaciones 2-43, 2-44, 2-45, 2-46, 2-47, 2-48, 2-49 y 2-50 para cada punto:

Tabla 4.9 Tabla de valores de M_x , N_x y Q_x con Carga Horizontal de Viento

	SEGMENTO	X METRO	y METRO	ϕ	M_x Kgf * m	N_x Kgf	Q_x Kgf
cuando $x \leq \frac{L}{2}$	0	0,00	0	38,66	34164	-6549	929
	1	2,50	1,8	32,62	32791	-3609	-1687
	2	5,00	3,2	25,64	25417	-878	-3312
	3	7,50	4,2	17,14	15370	1514	-3989
	4	10,00	4,8	9,09	5026	3230	-3926
	5	12,50	5,00	0,00	-4191	4206	-3366
cuando $x \geq \frac{L}{2}$	6	15,00	4,8	0,09	-11765	4211	-3359
	7	17,50	4,2	17,14	-17656	5011	-1977
	8	20,00	3,2	25,64	-21865	5248	-1215
	9	22,50	1,8	32,62	-24392	5357	-568
	10	25,00	0	38,66	-25236	5387	-1

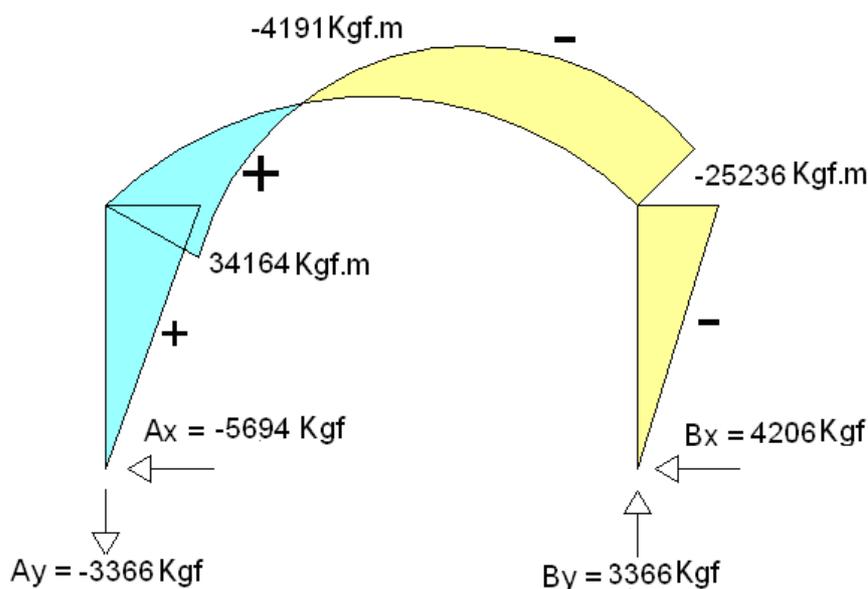


Fig. 4.17 Diagrama de Momentos y Reacciones por Carga de Viento



Fig. 4.18 Diagrama de Fuerzas Axiales por Carga de Viento

4.3.2.3.5 Combinación de Cargas

En la tabla 4.10 se presenta el resumen de los momentos y fuerzas axiales debidos a las cargas muertas, vivas, sismo y viento, así como las combinaciones de cargas expresadas en las ecuaciones 2-3, 2-4, 2-5, 2-6 y 2-7:

Tabla 4.10 Resumen de Momentos y Axiales para los distintos casos

	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA SISMO	CARGA VIENTO	COMB. 1	COMB. 2	COMB. 3	COMB. 4	COMB. 5
SEG	Mx Kgf * m	Mx Kgf * m	Mx Kgf * m	Mx Kgf * m	Mx Kgf * m	Mx Kgf * m	Mx Kgf * m	Mx Kgf * m	Mx Kgf * m
0	-3421	-12074	1439	34164	-15495	23057,3	-1486,5	14001,8	-10542
1	-1578	-5571	1381	32791	-7149	23409,8	-147,75	19231,5	-4326
2	-145	-513	1070	25417	-658	18954	693,75	18569,3	309
3	878	3099	647	15370	3977	12186	1143,75	14510,3	3468
4	1492	5267	211	5026	6759	4888,5	1277,25	8838,75	5227,5
5	1697	5989	-177	-4191	7686	-1870,5	1140	2621,25	5631,75
6	1492	5267	-496	-11765	6759	-7704,8	747	-3754,5	4697,25
7	878	3099	-744	-17656	3977	-12584	100,5	-10259	2424,75
8	-145	-513	-921	-21865	-658	-16508	-799,5	-16892	-1184,3
9	-1578	-5571	-1028	-24392	-7149	-19478	-1954,5	-23656	-6132,8
10	-3421	-12074	-1063	-25236	-15495	-21493	-3363	-30548	-12419

Tabla 4.11 Resumen de reacciones sobre el pórtico

	CARGA MUERTA [kg]	CARGA VIVA [kg]	CARGA SISMO [kg]	CARGA VIENTO [kg]	COMB.1 [kg]	COMB.2 [kg]	COMB.3 [kg]	COMB.4 [kg]	COMB.5 [kg]
Ax	570,2	2012,3	-239,8	-5694	2582,5	-3841,8	247,8	-2332	1757
Ay	1275	4500	-141,8	-3366	5775	-1568,3	849,9	1806	4224,9
Bx	570,2	2012,3	177,2	4206	2582,5	3583,2	560,5	4092	2069,8
By	1275	4500	141,8	3366	5775	3480,8	1062,6	5855	4437,6

4.3.3 CALCULO DE LA ARMADURA

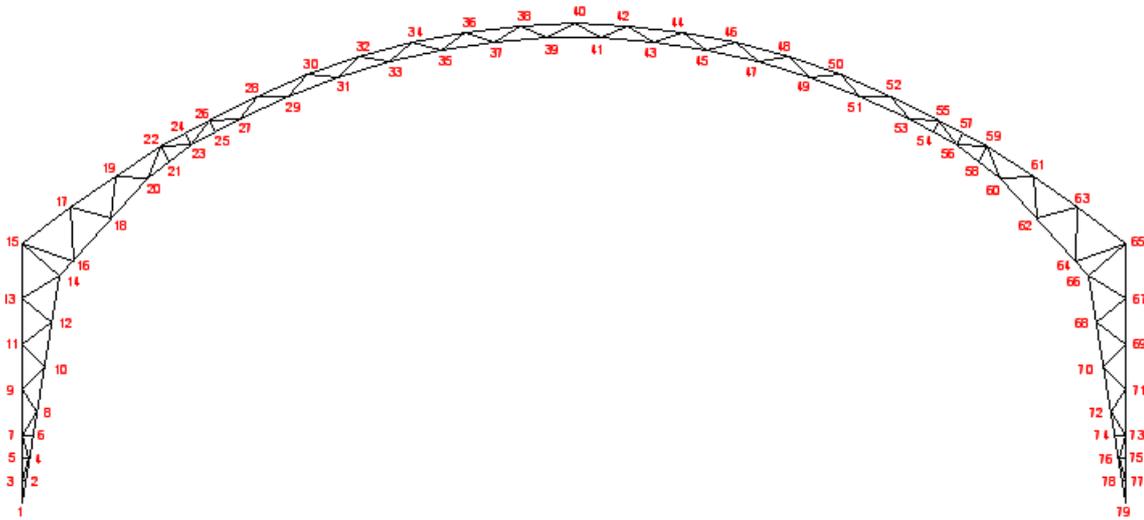


Fig. 4.19 Representación de la Armadura con sus nodos.

4.3.3.1 Asignación de cargas

De las cargas y estados de carga obtenidas en el presente capítulo, se han extraído los valores para ser asignados sobre la estructura, tanto verticales como horizontales y sus respectivas combinaciones.

4.3.3.1.1 Carga Muerta

De la ecuación (Ec. 2-51) se tiene:

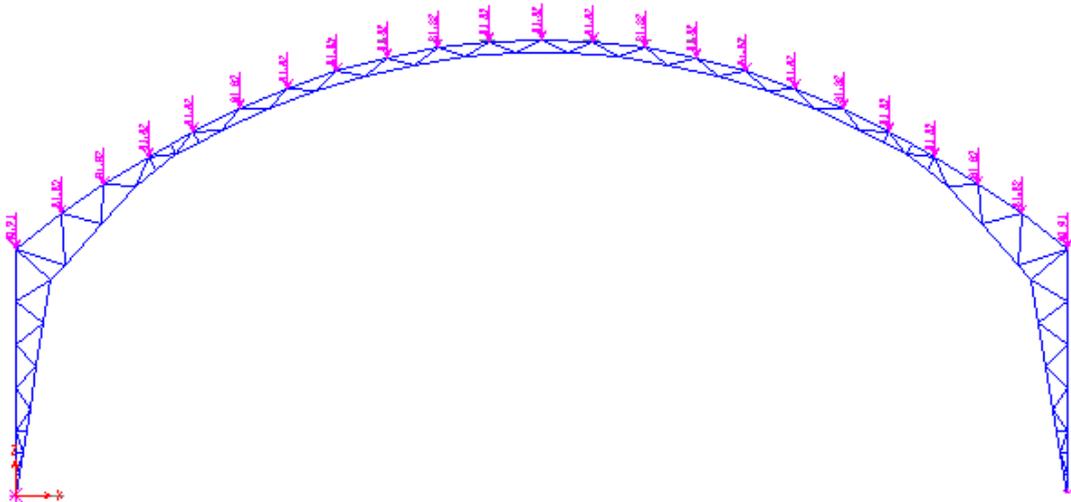
$$W_{DL} = 17 \text{ kg/m}^2 \times 25\text{m} \times 6\text{m}$$

$$W_{DL} = 2550 \text{ kg.}$$

Los nodos a ser cargados corresponden a los que están sobre la cubierta y son 23 los cuales se enlistan a continuación:

Tabla 4.12 Asignación de Carga Muerta sobre la cubierta

Nodo No.	Carga en X [Kg.]	Carga en Y [Kg.]
15	0	-57,9
17	0	-115,9
19	0	-115,9
22	0	-115,9
26	0	-115,9
28	0	-115,9
30	0	-115,9
32	0	-115,9
34	0	-115,9
36	0	-115,9
38	0	-115,9
40	0	-115,9
42	0	-115,9
44	0	-115,9
46	0	-115,9
48	0	-115,9
50	0	-115,9
52	0	-115,9
55	0	-115,9
59	0	-115,9
61	0	-115,9
63	0	-115,9
65	0	-57,9

**Fig. 4.20** Carga Muerta sobre la cubierta

4.3.3.1.2 Carga Viva

De la ecuación (Ec. 2-52) se tiene:

$$W_{LL} = 60 \text{ kg/m}^2 \times 25\text{m} \times 6\text{m}$$

$$W_{LL} = 9000 \text{ Kg.}$$

Tabla 4.13 Asignación de Carga Viva sobre la cubierta

Nodo No.	Carga en X [Kg.]	Carga en Y [Kg.]
15	0	-204,54
17	0	-409,09
19	0	-409,09
22	0	-409,09
26	0	-409,09
28	0	-409,09
30	0	-409,09
32	0	-409,09
34	0	-409,09
36	0	-409,09
38	0	-409,09
40	0	-409,09
42	0	-409,09
44	0	-409,09
46	0	-409,09
48	0	-409,09
50	0	-409,09
52	0	-409,09
55	0	-409,09
59	0	-409,09
61	0	-409,09
63	0	-409,09
65	0	-204,54

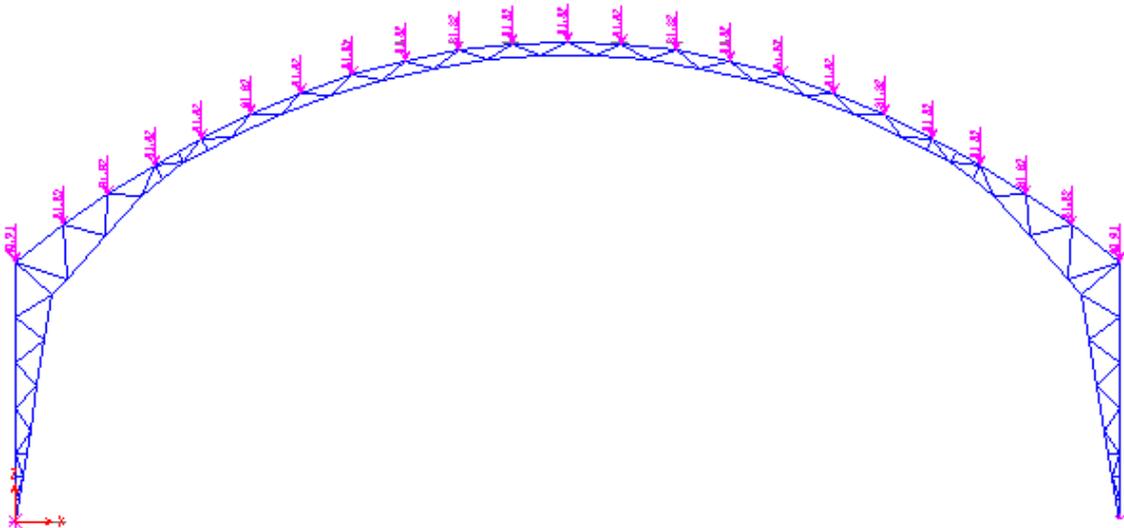


Fig. 4.21 Carga Viva sobre la cubierta

4.3.3.1.3 Carga de Sismo

$$W_{EL} = 417 \text{ Kg}$$

Esta carga se distribuye sobre los nudos de la cubierta de forma horizontal:

Tabla 4.14 Asignación de Carga de Sismo sobre la cubierta

Nodo No.	Carga en X [Kg.]	Carga en Y [Kg.]
15	9,47	0
17	18,95	0
19	18,95	0
22	18,95	0
26	18,95	0
28	18,95	0
30	18,95	0
32	18,95	0
34	18,95	0
36	18,95	0
38	18,95	0
40	18,95	0
42	18,95	0
44	18,95	0
46	18,95	0
48	18,95	0
50	18,95	0
52	18,95	0
55	18,95	0
59	18,95	0
61	18,95	0
63	18,95	0
65	9,47	0

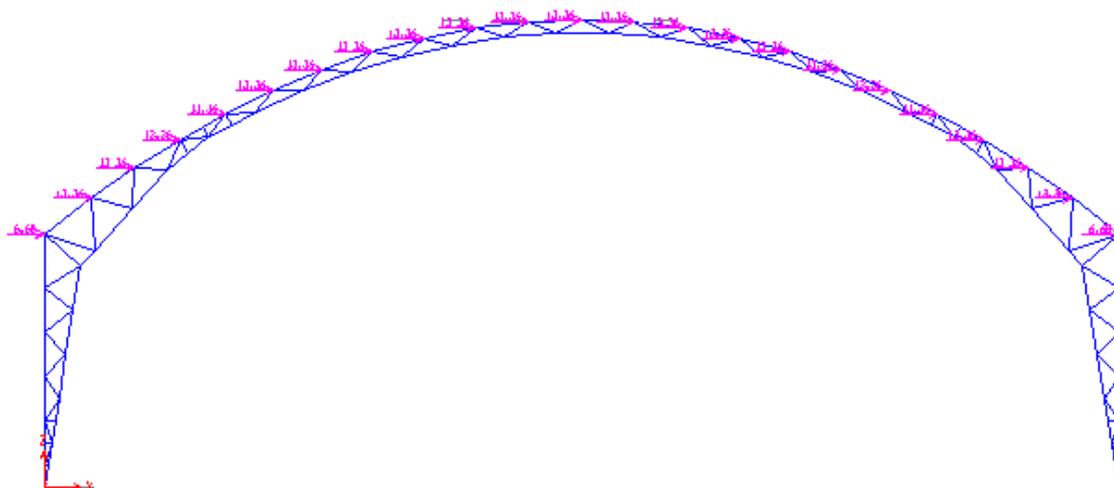


Fig. 4.22 Cargas de sismo sobre la cubierta

4.3.3.1.4 Carga de Viento

De la ecuación (Ec. 2-53) se tiene:

$$W_{WL} = 66 \text{ kg/m}^2 \times 25\text{m} \times 6\text{m}$$

$$W_{WL} = 9900 \text{ Kg.}$$

Tabla 4.15 Asignación de Carga de Viento sobre la cubierta

Nodo No.	Carga en X [Kg.]	Carga en Y [Kg.]
15	225	0
17	450	0
19	450	0
22	450	0
26	450	0
28	450	0
30	450	0
32	450	0
34	450	0
36	450	0
38	450	0
40	450	0
42	450	0
44	450	0
46	450	0
48	450	0
50	450	0
52	450	0
55	450	0
59	450	0
61	450	0
63	450	0
65	225	0

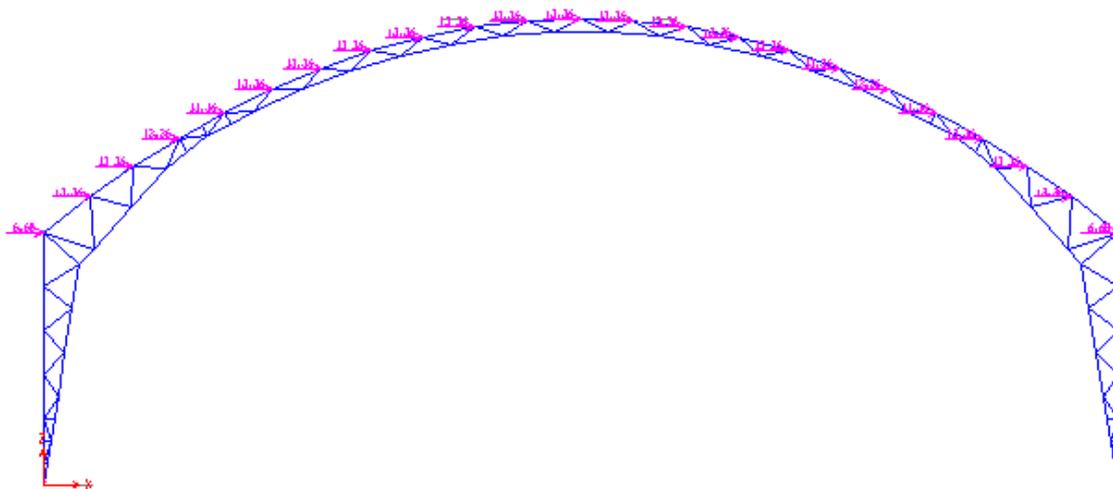


Fig. 4.23 Cargas de viento sobre la cubierta

4.3.3.2 Método de los nudos para resolver la armadura

La estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo admisibles sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales para las combinaciones de cargas listadas en el capítulo dos. El cálculo se debe efectuar en base a la combinación de cargas que produzca los efectos más desfavorables.

Se asigna fuerzas internas con dirección axial en cada uno de los elementos que constituyen la armadura, así como también las fuerzas actuantes exteriores sobre la misma, y se resuelve cada nudo con un diagrama de fuerza libre para que sus elementos estén en equilibrio, y así determinar cada una de sus fuerzas internas.

- A. En primer lugar, se procede a calcular para el caso de la combinación 1 de cargas crítico (Ec. 2-3), con sus respectivas reacciones sobre el pórtico:

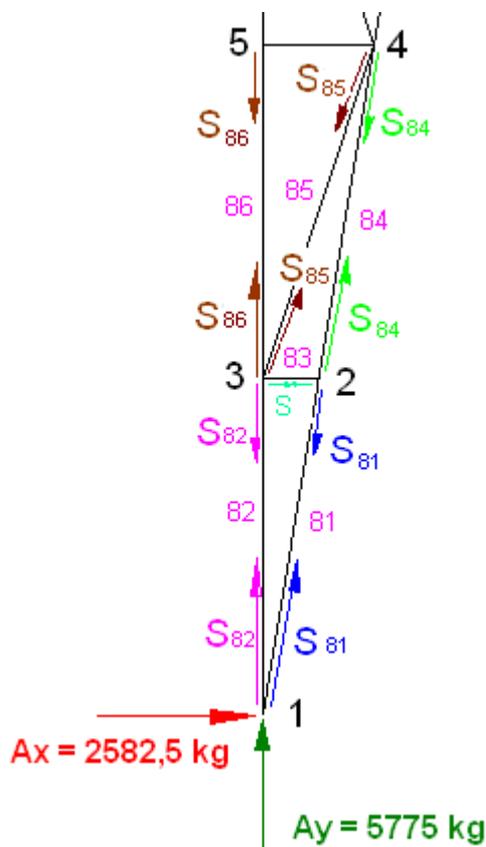


Fig. 4.24 Asignación de Fuerzas internas en cada elemento de la armadura

Así entonces para el Nudo 1 se tiene:

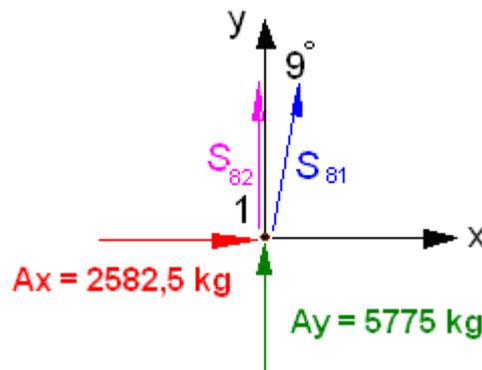


Fig. 4.25 Diagrama de cuerpo libre para el Nudo 1

1. De la ecuación (Ec. 1-1), $\Sigma F_x = 0$

$$Ax + S_{81} \operatorname{sen} 9^\circ = 0$$

$$S_{81} = -\frac{2582,5}{\operatorname{sen} 9^\circ} = -17555 \text{ kg}$$

2. De la ecuación (Ec. 2-2), $\Sigma F_y = 0$

$$S_{82} + S_{81} \cos 9^\circ + Ay = 0$$

$$S_{82} = 16508,5 \cos 9^\circ - 5775$$

$$S_{82} = 11549 \text{ Kg.}$$

De igual manera se procede para los demás nudos de la armadura y se determinan las fuerzas internas actuantes sobre cada elemento. Cabe anotar que del signo de la fuerza depende si el elemento trabaja a compresión o a tensión; si el signo es negativo el elemento trabaja a tensión y si el signo es positivo la fuerza trabaja en el mismo sentido es decir compresión. Los resultados de las fuerzas resultantes de cada elemento se enlistan en la tabla 4.16.

Con estos resultados se procede a determinar las secciones para cada elemento de la estructura el cual deberá ser el más óptimo.

4.3.3.2.1 Diseño de Elementos a Tensión

Ejemplo de cálculo: Para el nudo 1, se tiene que la fuerza que actúa sobre el elemento 81 es: $T_a = -17555 \text{ kg.}$, es decir, trabaja a tensión:

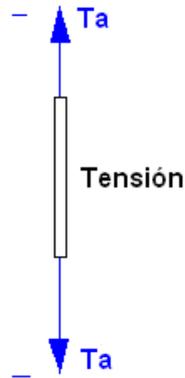


Fig. 4.26 Elemento que trabaja a tensión axial.

De la (Ec. 2-57), se tiene que:

$$T_a = T_n / \Omega_t$$

$$T_n = T_a \cdot \Omega_t$$

$$T_n = 17555 \text{ kg} \cdot 1,67$$

$$T_n = 29316,85 \text{ kg.}$$

Con la (Ec. 2-56), se determina:

$$T_n = A_n F_y$$

$$A_n = (29316,85 \text{ kg}) / (2400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$A_n = 12,2 \text{ cm}^2$$

Del catálogo de perfiles proporcionado por DIPAC, se escoge una sección mayor a la nominal, el canal C200x50x5 tiene una sección transversal de $14,20 \text{ cm}^2$ que es mayor a la calculada y la que más se aproxima.

Para verificar si el perfil está bien escogido se recalcula:

Se aplica la (Ec. 2-56) con la sección del perfil elegido:

$$T_n = A_n F_y$$

$$T_n = 14,20 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 = 34080 \text{ kg.}$$

De la ecuación (Ec. 2-57), se despeja el factor de seguridad:

$$T_a = T_n / \Omega_t$$

$$\Omega_t = (34080 \text{ kg}) / (17555 \text{ kg})$$

$$\Omega_t = 1,94 // \text{ Bien calculado ya que es mayor a } 1,67$$

4.3.3.2.2 Diseño de Elementos a Compresión

Ejemplo de cálculo: En el nudo 1, para el elemento 82, la fuerza que actúa sobre él es de: $P_a = +11550 \text{ kg.}$, es decir está trabajando a compresión:

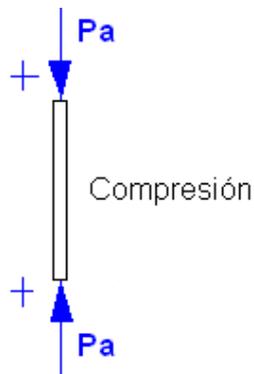


Fig. 4.27 Elemento que trabaja a compresión axial.

Para determinar la sección apropiada del elemento que soporta la carga axial sometida, se realiza un proceso iterativo entre los perfiles más óptimos para dicha sección, así, para este caso se empieza con un canal C 200x50x3, cuyas propiedades son expresadas en tablas por el fabricante:

C 200x50x3:	$A = 8,7 \text{ cm}^2$	(área de la sección)
	$r_x = 7,29 \text{ cm}$	(radio de giro con respecto a x)
	$r_y = 1,4 \text{ cm}$	(radio de giro con respecto a y)
	$x_o = -2,293 \text{ cm}$	(distancia desde x al baricentro)
	$R = 0,7 \text{ cm}$	(doble de las esquinas)
	$t = 0,3 \text{ cm}$	(espesor)
	$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$	(Esfuerzo a la fluencia)
	$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	(Módulo elástico)

$$G = 840000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Módulo de corte)}$$

$$J = 12,159 \text{ cm}^4 \text{ (Inercia torsional)}$$

$$C_w = 1223,7 \text{ cm}^4 \text{ (Constante geométrica de alabeo)}$$

La relación de esbeltez del elemento según la (Ec. 2-60) es:

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{(1)(52.5\text{cm})}{1.4\text{cm}} = 37,5 \leq 200 \text{ Cumple.}$$

El esfuerzo elástico de pandeo por flexión, de la (Ec. 2-70) se tiene:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot (2.1 \times 10^6)}{(37.5)^2} = 14738 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación (Ec. 2-74), el radio polar de giro de la sección transversal:

$$r_0 = \sqrt{7.29^2 + 1.4^2 + 2.3^2} = 7.77 \text{ cm}$$

De la ecuación (Ec. 2-75):

$$\beta = 1 - \left(\frac{2.3}{7.77} \right)^2 = 0.912$$

A partir de la ecuación (Ec. 2-72), se tiene:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot (2.1 \times 10^6)}{\left(\frac{1 \times 52.5}{7.29} \right)^2} = 399627 \text{ Kg/cm}^2$$

De igual manera, con la ecuación (Ec. 2-73):

$$\sigma_i = \frac{1}{8.7 \times 7.7^2} \left[840000 \times 12.159 + \frac{\pi^2 \times (2.1 \times 10^6) \times 1223.7}{(1 \times 52.5)^2} \right] = 37639.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Para la sección de simetría simple como lo es el Canal C, el esfuerzo elástico de pandeo por flexión se calcula con (Ec. 2-71):

$$F_e = \frac{1}{2(0.912)} \left[(399627 + 37639.7) - \sqrt{(399627 + 37639.7)^2 - 4 \times 0.912 \times 399627 \times 37639.7} \right]$$

$$F_e = 37305.5 \text{ Kg/cm}^2$$

De ahí se escoge el menor valor de entre los resultados de (Ec. 2-70) y (Ec. 2-71), para lo cual:

$$F_e = 14738 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora, con la ecuación (Ec. 2-69), se verifica la condición:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2400}{14738}} = 0.403$$

Entonces, para: $\lambda_c \leq 1.5$ se aplica la ecuación (Ec. 2-67):

$$F_n = (0.658^{0.403^2}) 2400 = 2242 \text{ Kg/cm}^2$$

Para determinar el área efectiva de la sección del Perfil C, se trabaja separadamente el alma (sección rigidizada) con las alas (secciones no rigidizadas).

(a) Primeramente se toma el alma y se aplica la ecuación (Ec. 2-64):

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \cdot \frac{(20 - 2 \times 0.7)}{3} \cdot \sqrt{\frac{2242}{2.1 \times 10^6}} = 1.06$$

para $\lambda > 0.673$, se aplica la ecuación (Ec. 2-63):

$$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{1.06}\right) \cdot \frac{1}{1.06} = 0.747$$

y por consiguiente, el ancho efectivo de la sección (Ec. 2-68):

$$b = 0.747 \times (20 - 2 \times 0.7) = 13.85 \text{ cm}$$

$$w - b = (20 - 2 \times 0.7) - 13.85 = 4.7 \text{ cm}$$

(b) Luego se toma las alas y se aplica la ecuación (Ec. 2-64):

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \cdot \frac{(5 - 0.7)}{0.3} \cdot \sqrt{\frac{2242}{2.1 \times 10^6}} = 0.75$$

para $\lambda > 0.673$, se aplica la ecuación (Ec. 2-63):

$$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{0.75}\right) \cdot \frac{1}{0.75} = 0.94$$

y por consiguiente, el ancho efectivo de la sección (Ec. 2-68):

$$b = 0.94 \times (5 - 0.7) = 4.05 \text{ cm}$$

$$w - b = (5 - 0.7) - 4.05 = 0.25 \text{ cm}$$

El área efectiva del canal C es entonces:

$$A_e = A - \Sigma [(w-b) \cdot t]$$

$$A_e = 8.70 - (4.7 + 2 \times 0.25) \times 0.3 = 7.14 \text{ cm}^2$$

De la ecuación (Ec. 2-66), se sabe que:

$$P_n = A_e \cdot F_n$$

$$P_n = (7.14 \text{ cm}^2) \times (2242 \text{ kg/cm}^2) = 16007 \text{ kg}$$

El factor de seguridad de esta sección, de la ecuación (Ec. 2-65) es:

$$\Omega_c = (16007 \text{ kg}) / (11550 \text{ kg})$$

$$\Omega_c = 1.38 < 1.67 // \quad \text{El perfil seleccionado no cumple!!}$$

Se sigue el mismo procedimiento con el siguiente perfil, C200x50x4 y se comprueba que:

$$\Omega_c = 2.09 > 1.67 // \quad \text{El perfil C200x50x4 si es el a adecuado para este elemento!!}$$

De igual manera se procede con todos los elementos constitutivos de la armadura y se indican así sus resultados, escogiéndose los perfiles y secciones más adecuados para cada elemento así como también para su construcción:

Tabla 4.16 Resumen de las secciones obtenidas para la Combinación 1.

Elemento	Esfuerzo Axial [Kg]	Efecto	Perfil Seleccionado
81	-17555	Tracción	C200x50x5
82	11549	Compresión	C200x50x4
83	0	-	2L30x30x3
84	-17555	Tracción	C200x50x5
85	0	-	2L30x30x3
86	11549	Compresión	C200x50x4
87	0	-	2L30x30x3
88	-17555	Tracción	C200x50x5
89	0	-	2L30x30x3
90	11549	Compresión	C200x50x4
91	0	-	2L30x30x3
92	-17555	Tracción	C200x50x5
93	0	-	2L30x30x3
94	11549	Compresión	C200x50x4
95	0	-	2L30x30x3
96	-17555	Tracción	C200x50x5
97	0	-	2L30x30x3
98	11549	Compresión	C200x50x4
99	-2.01	Tracción	2L30x30x3
100	-17554	Tracción	C200x50x5
101	1.77	Compresión	2L30x30x3
102	11546	Compresión	C200x50x4
103	0.46	Compresión	2L30x30x3
104	-17553	Tracción	C200x50x5
105	-0.43	-	2L30x30x3
106	11547	Compresión	C200x50x4
107	-9475	Tracción	C200x50x4
108	-14944	Tracción	C200x50x4
109	-181	Tracción	2L30x30x3
110	9181	Compresión	C200x50x4
111	346	Compresión	2L30x30x3
112	-15261	Tracción	C200x50x4
113	-1381	Tracción	2L30x30x3
114	10547	Compresión	C200x50x4
115	1898	Compresión	2L30x30x3
116	-17397	Tracción	C200x50x5
117	-4459	Tracción	2L30x30x3
118	15601	Compresión	C200x50x5
119	798	Compresión	2L30x30x3
120	-21209	Tracción	C200x50x5
121	-491	Tracción	2L30x30x3

122	-21138	Tracción	C200x50x5
123	-2435	Tracción	2L30x30x3
124	18738	Compresión	C200x50x5
125	0	-	2L30x30x3
126	-17145	Tracción	C200x50x5
127	-6567	Tracción	2L50x50x3
128	18738	Compresión	C200x50x5
129	0	-	2L30x30x3
130	-17145	Tracción	C200x50x5
131	3112	Compresión	2L30x30x3
132	10215	Compresión	C200x50x5
133	-5039	Tracción	2L30x30x4
134	-9639	Tracción	C200x50x3
135	3166	Compresión	2L30x30x3
136	2957	Compresión	C200x50x3
137	-4339	Tracción	2L30x30x3
138	-2690	Tracción	C200x50x3
139	3167	Compresión	2L30x30x3
140	-3699	Tracción	C200x50x3
141	-3167	Tracción	2L30x30x3
142	3173	Compresión	C200x50x3
143	2980	Compresión	2L30x30x3
144	-9147	Tracción	C200x50x3
145	-2033	Tracción	2L30x30x3
146	7811	Compresión	C200x50x3
147	2614	Compresión	2L30x30x3
148	-13261	Tracción	C200x50x4
149	-951	Tracción	2L30x30x3
150	11104	Compresión	C200x50x5
151	2087	Compresión	2L30x30x3
152	-15939	Tracción	C200x50x4
153	52	Compresión	2L30x30x3
154	12977	Compresión	C200x50x5
155	2198	Compresión	2L30x30x3
156	-17845	Tracción	C200x50x3
157	918	Compresión	2L30x30x3
158	14142	Compresión	C200x50x5

Esta tabla presenta los resultados de los elementos de la parte izquierda de la armadura siendo exactamente igual los del lado derecho del pórtico al ser una estructura simétrica.

B. En segundo lugar, se procede de igual manera a calcular para el otro caso de cargas crítico de la combinación 4 (Ec. 2-6), y se presentan los resultados en la siguiente tabla:

Tabla 4.17 Resumen de las secciones obtenidas para la Comb 4.

Elemento	Esfuerzo Axial [Kg]	Efecto	Perfil Seleccionado
81	-22550	Tracción	C200x50x5
82	19290	Compresión	C200x50x4
83	-740	Tracción	2L25x25x3
84	-22550	Tracción	C200x50x5
85	2043	Compresión	2L25x25x3
86	19290	Compresión	C200x50x4
87	0	-	2L25x25x3
88	-22550	Tracción	C200x50x5
89	769	Compresión	2L25x25x3
90	19290	Compresión	C200x50x4
91	-710	Tracción	2L25x25x3
92	-22550	Tracción	C200x50x5
93	871	Compresión	2L25x25x3
94	19290	Compresión	C200x50x4
95	0,03	Compresión	2L25x25x3
96	-22550	Tracción	C200x50x5
97	-0,03	Tracción	2L25x25x3
98	19290	Compresión	C200x50x4
99	-425	Tracción	2L25x25x3
100	-22550	Tracción	C200x50x5
101	372	Compresión	2L25x25x3
102	19200	Compresión	C200x50x4
103	96	Compresión	2L25x25x3
104	-22550	Tracción	C200x50x5
105	-89	Tracción	2L25x25x3
106	19200	Compresión	C200x50x4
107	-14400	Tracción	2C200x50x3
108	-22147	Tracción	C200x50x5
109	-5070	Tracción	2L50x50x4
110	19600	Compresión	C200x50x5
111	6160	Compresión	2L50x50x4
112	-22570	Tracción	C200x50x5
113	-7900	Tracción	2L50x50x4
114	19500	Compresión	C200x50x5
115	7700	Compresión	2L50x50x4
116	-21467	Tracción	C200x50x5
117	-14000	Tracción	2L50x50x5
118	22000	Compresión	C200x50x5
119	8000	Compresión	2L50x50x4

120	-21313	Tracción	C200x50x5
121	-90	Tracción	2L25x25x3
122	-21303	Tracción	C200x50x5
123	-14000	Tracción	2L50x50x5
124	22575	Compresión	C200x50x5
125	110	Compresión	2L25x25x3
126	-22452	Tracción	C200x50x5
127	-11211	Tracción	2L50x50x5
128	23570	Compresión	C200x50x5
129	-409	Tracción	2L25x25x3
130	-21456	Tracción	C200x50x5
131	-170	Tracción	2L25x25x3
132	21289	Compresión	C200x50x5
133	-9537	Tracción	2L50x50x5
134	-22921	Tracción	C200x50x5
135	1728	Compresión	2L25x25x3
136	21650	Compresión	C200x50x5
137	-11850	Tracción	2L50x50x5
138	-22531	Tracción	C200x50x5
139	16000	Compresión	2L50x50x5
140	19068	Compresión	C200x50x5
141	-8684	Tracción	2L50x50x4
142	-21390	Tracción	C200x50x5
143	4073	Compresión	2L30x30x3
144	22232	Compresión	C200x50x5
145	-8800	Tracción	2L50x50x4
146	-21390	Tracción	C200x50x5
147	4916	Compresión	2L30x30x3
148	19453	Compresión	C200x50x5
149	-8395	Tracción	2L50x50x4
150	-13468	Tracción	C200x50x4
151	5778	Compresión	2L30x30x3
152	9063	Compresión	C200x50x4
153	-7813	Tracción	2L50x50x4
154	-5010	Tracción	C200x50x4
155	6826	Compresión	2L50x50x4
156	-3819	Tracción	C200x50x4
157	-6716	Tracción	2L50x50x4
158	-7545	Tracción	C200x50x4

De los resultados presentados por las tablas 4.16 y 4.17 se escogen las secciones más críticas para soportar así las combinaciones de carga que producen mayor momento sobre cada pódico.

Los resultados se presentan en los planos adjuntos en el anexo 5.

4.3.4 DISEÑO DE LAS CORREAS

Las correas son la parte de la estructura encargada de transmitir las cargas a los pórticos o armaduras, estas soportan además el peso del material de la cubierta.

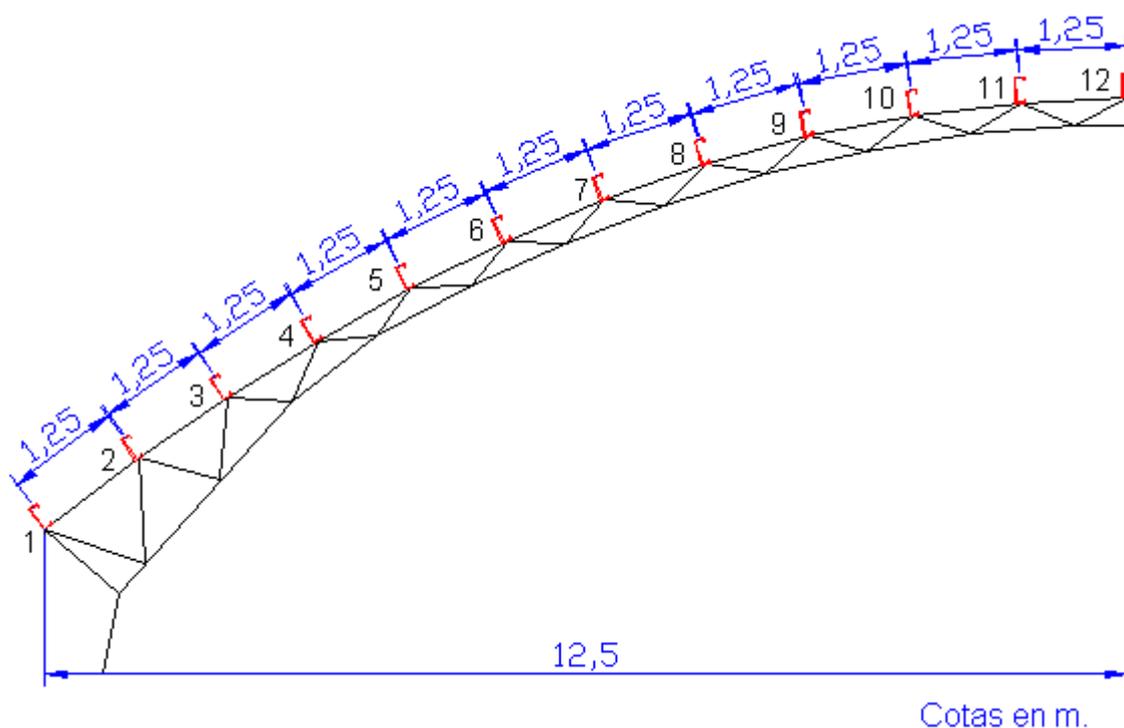


Fig. 4.28 Distribución de las correas en la semi-luz.

Al ser una cubierta curva se tendrá varios ángulos de inclinación con respecto a la horizontal para cada correa, los cuales se enlistan a continuación:

Tabla 4.18 Variación de los ángulos de inclinación para cada correa

Correa #	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Angulo α	37°	35°	32°	30°	26°	23°	19°	15°	11°	7°	2°	0°

Los largueros se consideran como una viga continua con apoyos intermedios (3 apoyos de 6m de separación), más los apoyos externos, es decir, 5 apoyos que constituye la longitud de la cubierta.

4.3.4.1 Determinación de cargas

Para el cálculo de las correas de la cubierta se tendrán los siguientes datos:

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta sobre la cubierta: } & 17 \text{ Kg/m}^2 (1,25)\text{m} = 21,25 \text{ Kg/m} \\ \text{Carga viva:} & 60 \text{ Kg/m}^2 (1,25)\text{m} = \underline{75 \text{ Kg/m}} \\ \text{Carga Total por metro} & W = 96,25 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Las cargas de viento y sismo no se consideran para este caso ya que son cargas horizontales y las que predominan son las cargas verticales sobre las correas, además su valor es despreciable para este propósito.

Utilizando las relaciones (Ec. 2-77) y (Ec. 2-78), se obtienen las cargas para los diferentes ángulos de cada correa:

Tabla 4.19 Fuerzas actuantes sobre las correas según su inclinación

Correa #	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Angulo α	37	35	32	30	26	23	19	15	11	7	2	0
W_x [kg/m]	57,92	55,21	51	48,13	42,19	37,61	31,34	24,91	18,37	11,73	3,359	0
W_y [kg/m]	76,87	78,84	81,62	83,35	86,51	88,6	91,01	92,97	94,48	95,53	96,19	96,25

4.3.4.2 Cálculo de la correa como una viga continua.

Como solución para el cálculo, se propone una viga con cuatro apoyos y tres secciones a fin de aprovechar mejor el material tanto por las tensiones, como por las deformaciones originadas por la flexión frente a las vigas isostáticas.

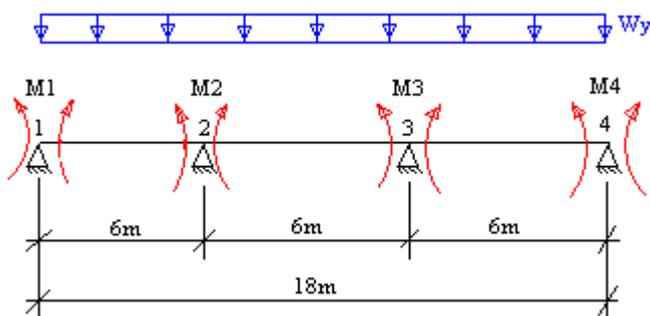


Fig. 4.29 Representación de la correa con sus cuatro apoyos

4.3.4.2.1 Cálculo de Momentos:

Tramo 1-2-3:

De la ecuación (Ec. 2-79), se tiene:

$$6 \cdot M_1 + 2(6 + 6) \cdot M_2 + 6 \cdot M_3 = -6 \cdot EI (\alpha_1 + \alpha_3)$$

$$M_1 = 0 \text{ (no transmite momento)}$$

Sustituyendo la ecuación (Ec. 2-80):

$$24 M_2 + 6 M_3 = -6EI \cdot \left(2 \cdot \frac{W \cdot L^3}{24EI} \right) = -\frac{W \cdot L^3}{2}$$

Tramo 2-3-4:

De la ecuación (Ec. 2-79), se tiene:

$$6 \cdot M_2 + 2(6 + 6) \cdot M_3 + 6 \cdot M_4 = -6 \cdot EI (\alpha_2 + \alpha_4)$$

$$M_4 = 0 \text{ (no transmite momento)}$$

Sustituyendo la ecuación (Ec. 2-80):

$$6 M_2 + 24 M_3 = -6EI \cdot \left(2 \cdot \frac{W \cdot L^3}{24EI} \right) = -\frac{W \cdot L^3}{2}$$

Ejemplo de cálculo: se considera el perfil que está en la parte superior con 0° de inclinación que es el más crítico y se calcula para L=6m:

$$24 M_2 + 6 M_3 = -(96,25) \times (6)^3 \times 0,5$$

$$6 M_2 + 24 M_3 = -(96,25) \times (6)^3 \times 0,5$$

Resolviendo el sistema se tiene:

$$M_2 = -346,5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = -346,5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

4.3.4.2.2 Cálculo de Reacciones:

1) Reacciones isostáticas (Ec. 2-81):

$$R1 = R2 = 96,25 \times 6/2 = 288,75 \text{ kg}$$

2) Reacciones Hiperestáticas (Ec. 2-82):

$$R1h = -346,5 / 6 = -57,75 \text{ kg} = +R2h$$

3) Sumatorio de las Reacciones anteriores:

$$R1F = R1 + R1h = 288,75 + (-57,75) = 231 \text{ kg}$$

$$R2F = R2 + R2h = 288,75 + 57,75 = 346,5 \text{ kg}$$

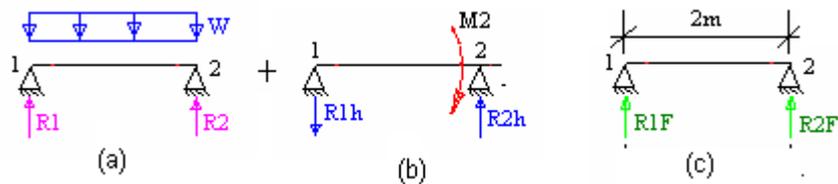


Fig. 4.30 Cálculo de Reacciones en una viga continua, a) Isoestáticas, b) Hiperestáticas, c) Sumatoria de las reacciones anteriores

El momento máximo que soporta la viga es de 346,5 kg·m ó 34650 kg·cm

Los Resultados de Reacciones, Momentos y Cortantes se presentan en la figura 4.30.

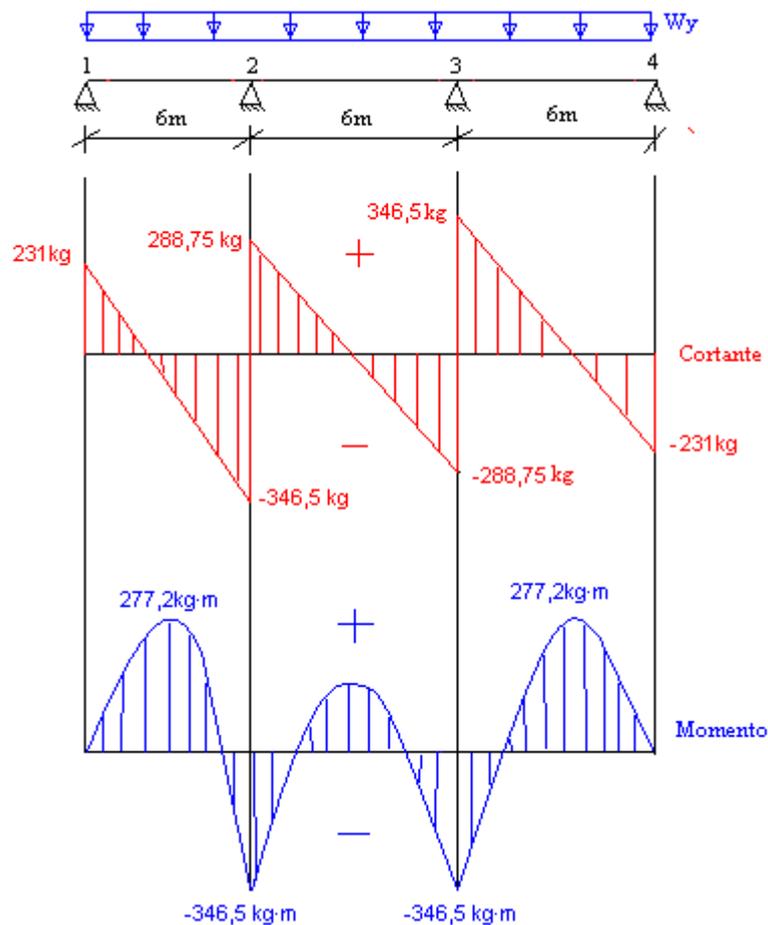


Fig. 4.31 Diagramas de Esfuerzo cortante y Momento flector

4.3.4.3 Selección del Perfil para Correas

La sección utilizada para los largueros de la cubierta se denomina perfil tipo G, se escoge en primera instancia la sección G175x50x15x3 y se verifica:

G175x50x15x3:	$A = 8,56 \text{ cm}^2$	(área de la sección)
	$r_x = 6,57 \text{ cm}$	(radio de giro con respecto a x)
	$r_y = 1,70 \text{ cm}$	(radio de giro con respecto a y)
	$x_o = -3,312 \text{ cm}$	(distancia desde x al baricentro)
	$R = 0,5 \text{ cm}$	(doble de las esquinas)
	$t = 0,3 \text{ cm}$	(espesor)
	$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$	(esfuerzo a la fluencia)
	$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	(módulo elástico)

$$G = 840000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (módulo de corte)}$$

$$J = 9,758 \text{ cm}^4 \text{ (inercia torsional)}$$

$$C_w = 1206,17 \text{ cm}^4 \text{ (constante geométrica de alabeo)}$$

La relación de esbeltez del elemento según la (Ec. 2-60) es:

$$\left(\frac{KL}{r_{\min}} \right)_{\max} = \frac{(1)(600\text{cm})}{1,70\text{cm}} = 352,9 > 200 \quad \text{NO Cumple.}$$

La solución práctica y constructiva para este caso en los largueros es colocar separadores. La función principal de estos elementos es proporcionar un nudo en la configuración del pandeo lateral de la viga, es decir, la rigidez es el principal requisito del separador. Generalmente se suele dividir a la viga en dos o tres secciones. Para este caso se colocará un separador a la mitad, es decir, se divide en dos secciones.

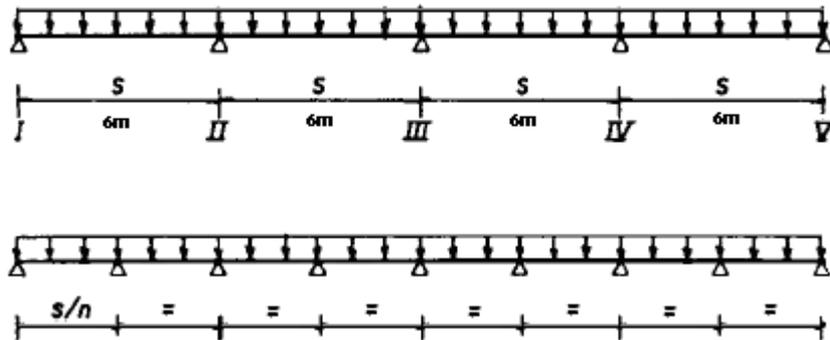


Fig. 4.32 Distribución de las correas a lo largo de la cubierta. Arriba sin separadores Intermedios y abajo con separadores intermedios.

$$\left(\frac{KL}{r_{\min}} \right)_{\max} = \frac{(1)(300\text{cm})}{1,70\text{cm}} = 176,5 \leq 200 \quad \text{Cumple.}$$

El esfuerzo elástico de pandeo por flexión, de la (Ec. 2-70) se tiene:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot (2,1 \times 10^6)}{(176,5)^2} = 665,5 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación (Ec. 2-74), el radio polar de giro de la sección transversal:

$$r_0 = \sqrt{6,57^2 + 1,70^2 + 3,312^2} = 7,55 \text{ cm}$$

De la ecuación (Ec. 2-75):

$$\beta = 1 - \left(\frac{3,312}{7,55} \right)^2 = 0,807$$

A partir de la ecuación (Ec. 2-72), se tiene:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 (2,1 \times 10^6)}{\left(\frac{1 \times 600}{4,84} \right)^2} = 2485,2 \text{ Kg/cm}^2$$

De igual manera, con la ecuación (Ec. 2-73):

$$\sigma_1 = \frac{1}{8,56 \times 7,55^2} \left[840000 \times 9,758 + \frac{\pi^2 \times (2,1 \times 10^6) \times 1206,17}{(1 \times 600)^2} \right] = 16940 \text{ Kg/cm}^2$$

Para la sección de simetría simple como lo es el perfil G, el esfuerzo elástico de pandeo por flexión se calcula con (Ec. 2-71):

$$F_e = \frac{1}{2(0,807)} \left[(2485,2 + 16940) - \sqrt{(2485,2 + 16940)^2 - 4 \times 0,807 \times 2485,2 \times 16940} \right]$$

$$F_e = 2408,17 \text{ Kg/cm}^2$$

De ahí se escoge el menor valor de entre los resultados de (Ec. 2-70) y (Ec. 2-71), para lo cual:

$$F_e = 665,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora, con la ecuación (Ec. 2-69), se verifica la condición:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2400}{665,5}} = 1,89$$

Entonces, para: $\lambda_c > 1.5$ se aplica la ecuación (Ec. 2-68):

$$F_h = \left(\frac{0,877}{1,89^2} \right) \cdot 2400 = 589,2 \text{ Kg/cm}^2$$

Para determinar el área efectiva de la sección de la correa G, se trabaja separadamente el alma (sección rigidizada), las alas (secciones rigidizadas por los labios rigidizadores) y los labios rigidizadores que a su vez son secciones no rigidizadas.

(a) Primeramente se toma el alma y se aplica la ecuación (Ec. 2-64):

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \cdot \frac{(17,5 - 2 \times 0,5)}{0,3} \cdot \sqrt{\frac{589,2}{2,1 \times 10^4}} = 0,48$$

para $\lambda \leq 0,673$, se aplica la ecuación (Ec. 2-61):

$$b = w = 17,5 - 2 \times 0,5 = 16,5 \text{ cm}$$

$$w - b = 0 \text{ cm}$$

(b) Luego se toma las alas y se aplica la ecuación (Ec. 2-64):

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \cdot \frac{(5 - 2 \times 0,5)}{0,3} \cdot \sqrt{\frac{589,2}{2,1 \times 10^4}} = 0,11$$

para $\lambda \leq 0,673$, se aplica la ecuación (Ec. 2-61):

$$b = w = 5 - 2 \times 0,5 = 4 \text{ cm}$$

$$w - b = 0 \text{ cm}$$

(c) Finalmente se toma los labios rigidizadores y con (Ec. 2-64):

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \cdot \frac{(1,5 - 0,5)}{0,3} \cdot \sqrt{\frac{589,2}{2,1 \times 10^4}} = 0,08$$

para $\lambda \leq 0,673$, se aplica la ecuación (Ec. 2-61):

$$b = w = 1,5 - 0,5 = 1 \text{ cm}$$

$$w - b = 0 \text{ cm}$$

El área efectiva del perfil G es entonces:

$$A_e = A - \sum (w - b)_t \text{ cm}^2$$

$$A_e = A = 8,56 \text{ cm}^2$$

Una vez determinada el área efectiva de la sección, que en este caso es igual a la total, se encuentra la resistencia nominal en flexión en base a:

I. En base a la *resistencia nominal de la sección*, (Ec. 2-86):

$$\begin{aligned} M_n &= S_x F_y \\ M_n &= 42,2 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ M_n &= 101280 \text{ kg}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

II. En base al *pandeo lateral* de la sección, se determina primero (Ec. 2-93):

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 (2,1 \times 10^6)}{\left(\frac{1 \times 300}{1,7}\right)^2} = 665,54 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación (Ec. 2-94):

$$\sigma_c = \frac{1}{8,56 \times 7,55^2} \left[840000 \times 9,758 + \frac{\pi^2 \times (2,1 \times 10^6) \times 1206,17}{(1 \times 600)^2} \right] = 16940 \text{ Kg/cm}^2$$

El momento elástico crítico calculado con (Ec. 2-92) es:

$$\begin{aligned} M_e &= 1 \times 7,55 \times 8,56 \times \sqrt{(665,54 \times 16940)} \\ M_e &= 217002,4 \text{ Kg}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

De la ecuación (Ec. 2-91), se tiene:

$$\begin{aligned} M_y &= S_y F_y \\ M_y &= 6,66 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ M_y &= 15984 \text{ kg}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_e}{M_y} = \frac{217002,4 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{15984 \text{ kg}\cdot\text{cm}} = 13,57$$

$$M_e = 13,57 M_y$$

Para: $M_e \geq 2,78 M_y$, (Ec. 2-88):

$$M_c = M_y = 15984 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

La resistencia nominal por pandeo lateral se determina con (Ec. 2-87):

$$M_n = S_c \frac{M_c}{S_f}$$

Para determinar S_c , en la relación anterior se utiliza $f = M_c/S_f$:

$$S_c = (15984 \text{ kg}\cdot\text{cm}) / (589,2 \text{ kg}/\text{cm}^2) = 27,12 \text{ cm}^3$$

Además, $S_f = S_y$ para el caso en el que las secciones son completamente efectivas ($b=w$).

La relación S_c / S_f representa el efecto del pandeo localizado sobre la resistencia al pandeo lateral de las vigas, esta es entonces:

$$S_c / S_f = 27,12 / 6,66 = 4,07$$

Aplicando la ecuación (Ec.2-87):

$$M_n = 4,07 \times 15984 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_n = 65054 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

El menor valor entre los calculados para la resistencia nominal de la sección y para la *resistencia al pandeo lateral* es: $M_n = 65054 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

Entonces, de la (Ec. 2-85), se determina el factor de seguridad:

$$\Omega_b = M_n / M_a$$

$$\Omega_b = 65054 \text{ kg}\cdot\text{cm} / 34650 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Omega_b = 1,87 > 1,67 \text{ (factor de seguridad mínimo para flexión)}$$

Se utilizará entonces para las correas el perfil tipo G 175x50x15x3 con separadores intermedios.

4.3.5 DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO

4.3.5.1 Área expuesta:

De la ecuación (Ec. 2-97), se tiene:

$$A_1 = 25\text{m} \times 6\text{m} = 150 \text{ m}^2$$

De la ecuación (Ec. 2-98):

$$A_2 = \frac{2}{3}(5)(25)\text{m}^2 = 83.3 \text{ m}^2$$

Por lo que, con la ecuación (Ec. 2-99) se resuelve:

$$A_T = 233.3 \text{ m}^2$$

De la ecuación (Ec. 2-100), se obtiene:

$$\begin{aligned} \text{Área de diseño} &= 0.75 \times 233.3 \text{ m}^2 \\ &= 175 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga de viento } (W_{WL}) = 66 \text{ kg/m}^2$$

4.3.5.2 Arreglo del arriostramiento

El arco de la cubierta tiene una longitud de 28m, por lo que se tiene:

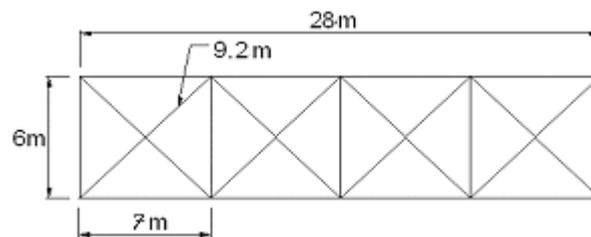


Fig. 4.33 Arreglo de arriostramientos

De la ecuación (Ec. 2-101): $w = \frac{(66\text{kg} / \text{m}^2) \cdot (175\text{m}^2)}{28\text{m}} = 412,5\text{kg} / \text{m}$

De la ecuación (Ec. 2-102): $Q = (412,5\text{kg} / \text{m}) \cdot (7\text{m}) \cdot (2) = 5775 \text{Kg}$

De la ecuación (Ec. 2-103): $T = \frac{5775\text{kg}}{2} \left(\frac{9,2\text{m}}{6,0\text{m}} \right) = 4427 \text{Kg} = T_a$

La tensión nominal se calcula con la ecuación (Ec. 2-57):

$$T_n = T_a \Omega_t = 4427 \times 1,67 = 7393\text{kg}.$$

Área necesaria para el arriostamiento (Ec. 2-56):

$$A_{ad} = \frac{T_n}{F_y} = \frac{7393\text{kg}}{2400\text{kg} / \text{cm}^2}$$

$$A_{ad} = 3,08 \text{cm}^2$$

Con esta área se determina el diámetro que tendrá la varilla de acero:

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4(3,08\text{cm}^2)}{\pi}} = 1,90\text{cm}$$

Se usará entonces una varilla de acero $\varnothing = 20 \text{mm}$.

4.3.6 DISEÑO DE LA PLACA BASE

A continuación se presentan las reacciones utilizadas para el cálculo:

Como se mencionó anteriormente, para simplificar el cálculo de la armadura se consideró que las columnas en su parte inferior terminan en punta, es decir, en la base se unen los perfiles en un solo punto, pero en la realidad existe una separación de los canales en la base considerada de 30.0cm la cual se

emplea para realizar el cálculo de la cimentación. Las reacciones en las bases de la armadura se presentan a continuación para las dos combinaciones de carga críticas consideradas (Ec.2-3) y (Ec. 2-6):

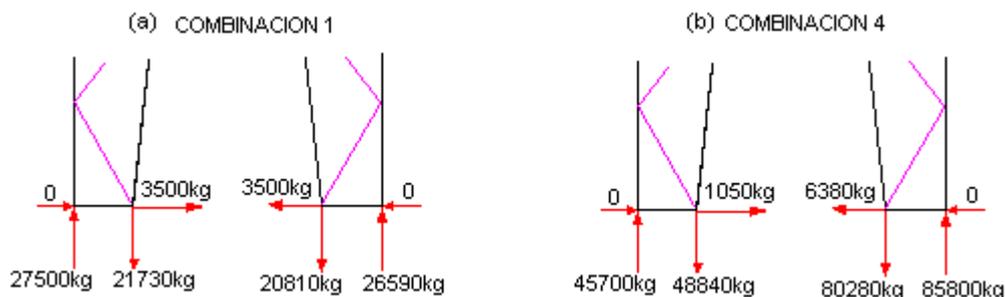


Fig. 4.34 Reacciones en los apoyos para los estados de cargas

Se concluye entonces que el segundo estado de cargas (combinación 4) es el más crítico por lo cual se procederá a diseñar con dichas reacciones, específicamente se toman las reacciones del lado derecho de la Fig. 4.34.b.

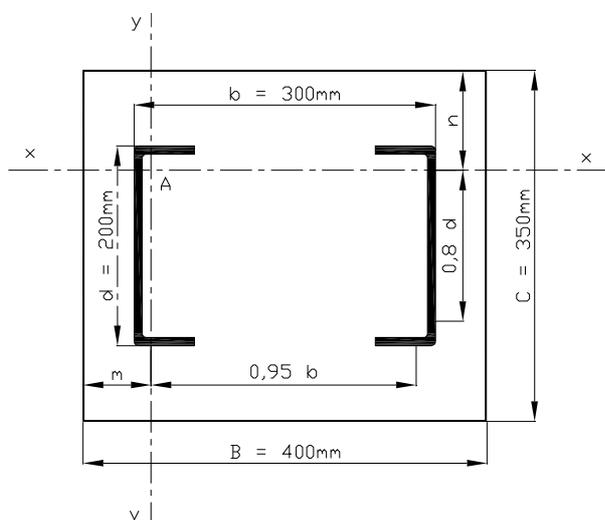


Fig. 4.35 Nomenclatura de la placa base

Las dimensiones de B y C (Fig. 4.35) se asumen para permitir soldar tanto la sección de la columna como la sujeción de los pernos de anclaje en la placa base. Las unidades con las que se trabajara para el cálculo son toneladas-metro.

Una vez asignadas las dimensiones de la placa queda por determinar el espesor t de la misma, para esto se determinará la resultante de las reacciones aplicadas en la placa en el sentido vertical:

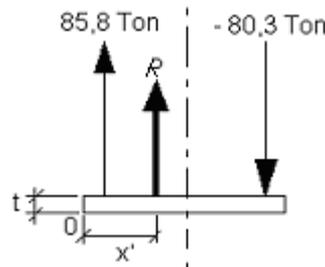


Fig. 4.36 Carga resultante aplicada a la placa base

Aplicando la condición de equilibrio en la placa base:

$$R = 85,8 \text{ Ton} - 80,3 \text{ Ton}$$

$$R = 5,5 \text{ Ton}$$

De la ecuación (Ec. 2-104), se determina el eje de inercia de la placa:

$$R \cdot x' = \sum R_i \cdot x_i$$

$$5,5 \text{ Ton} \cdot x' = -85,8 \text{ Ton} \times 0,05 \text{ m} + 80,3 \text{ Ton} \times 0,35 \text{ m}$$

$$x' = 4,32 \text{ m}$$

Con la ecuación (Ec. 2-105) se calcula la excentricidad e :

$$e = 4,32 - 0,20$$

$$e = 4,12 \text{ m}$$

De la ecuación (Ec. 2-106) se obtiene:

$$M = R \cdot e$$

$$M = 5,5 \text{ Ton} \cdot 4,12 \text{ m}$$

$$M = 22,5 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Aplicando la ecuación (Ec. 2-107) se encuentra la presión real de contacto

q :

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I} = \frac{P}{B \cdot C} \pm \frac{6M}{B \cdot C^2}$$

$$q = \frac{5,5}{0,4 \times 0,35} \pm \frac{6 \times 22,5}{0,4 \times 0,35^2}$$

$$q = 39,2 \pm 2755,1$$

$$q_1 = 2794,3 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$q_2 = -2715,9 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

La figura 4.37 ilustra datos que hasta ahora incluyen q_1 y q_2 obtenidos usando B y C en la ecuación precedente para q .

Para el diseño se escoge la mayor carga, es decir, q_1

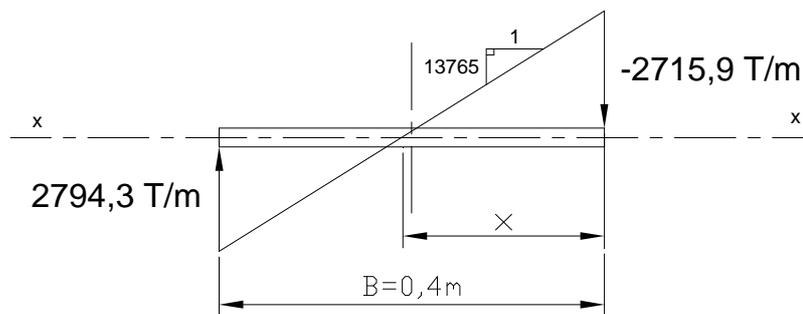


Fig. 4.37 Cargas reales aplicadas a la placa

A lo largo de la línea x-x:

$$q = 2794,3 - 13765x$$

integrando:
$$V = 2794,3x - \frac{13765x^2}{2}$$

integrando nuevamente:
$$M = \frac{2794,3x^2}{2} - \frac{13765x^3}{6}$$

✚ Considerando la flexión en la sección crítica a la distancia m del borde libre (Fig.4.35), se tiene:

$$B = 0,95d + 2m$$

$$m = \frac{0,4 - 0,95(0,3)}{2} = 0,0575 \text{ [m]}$$

Para $x = m = 0,0575$

$$M = \frac{2794,3(0,0575)^2}{2} - \frac{13765(0,0575)^3}{6}$$

$$M = 4,18 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

También se tiene que:

$$F_b = 0,75 F_y$$

$$F_b = 0,75 (2540 \text{ kg/cm}^2) \quad (\text{Acero A36})$$

$$F_b = 1905 \text{ kg/cm}^2 = 19050 \text{ Ton/m}^2$$

El espesor de la placa se obtiene ahora despejando la (Ec.2-108), así:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 4,18 \text{ Ton}\cdot\text{m}}{19050 \text{ Ton/m}^2}}$$

$$t = 0,036 \text{ [m]}$$

✚ De la otra dirección, en el punto A, línea y-y (Fig.4.35), se tiene:

$$C = 0,8b + 2n$$

$$n = \frac{0,4 - 0,8(0,2)}{2} = 0,095 \text{ [m]}$$

Para $x = n = 0,095$

$$M = \frac{2794,3(0,095)^2}{2} - \frac{13765(0,095)^3}{6}$$

$$M = 10,6 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

De la ecuación (Ec.2-108), se tiene:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 10,6 \text{ Ton}\cdot\text{m}}{19050 \text{ Ton/m}^2}}$$

$$t = 0,05 \text{ [m]}$$

Se usará el valor mayor de 50 mm. Las dimensiones finales de la placa de base de la columna serán 400 x 350 x 50 mm de espesor.

4.3.6.1 Diseño de los anclajes.

Se aplica la ecuación (Ec. 2.109) para determinar la tensión T y se supone una separación entre pernos $s = 0,175m$ por facilidad de construcción y montaje:

$$T = \frac{22,5Ton \cdot m}{0,175m} = 128,5Ton$$

Se usará $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (42000 Ton/m^2) para los pernos de anclaje.

$$F_t = 0,6 (42000 \text{ Ton/m}^2)$$

$$F_t = 25200 \text{ Ton/m}^2$$

El área requerida se determina con (Ec. 2.110):

$$A = \frac{128,5Ton}{25200Ton/m^2} = 5,1 \times 10^{-3} m^2$$

Usando cuatro barras de anclaje en cada lado (Fig. 2.29), el diámetro será:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$d = 0,028 \text{ m //}$$

Se requerirá entonces 4 pernos de anclaje de 30mm de diámetro por lado.

Con la ecuación (Ec. 2-103) se calcula la longitud requerida para los pernos de anclaje:

$$L_{hb} = \frac{1200d}{\sqrt{f'c}} \geq 8d \quad \text{ó} \quad 6in$$

$$D = 30mm = 1,18 \text{ in}$$

$$L_{hb} = \frac{1200(1,18in)}{\sqrt{3000}} = 25,8in = 657mm$$

Se selecciona una longitud de 700 mm. En la figura 4.38 se indica las dimensiones de la varilla de anclaje:

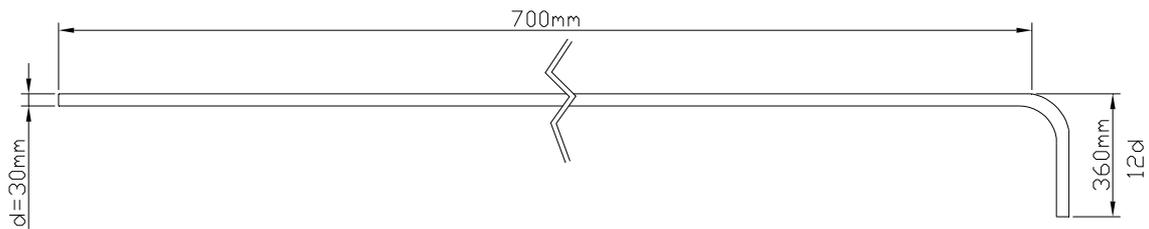


Fig. 4.38 Dimensiones de la varilla de anclaje

4.3.7 DISEÑO DE LAS JUNTAS

La soldadura generalmente es el método más rápido, más barato y mejor que cualquier otro para realizar uniones. Los aceros de bajo carbono como los utilizados para perfiles estructurales pueden unirse por cualquiera de los procedimientos de soldadura.

Las juntas se diseñan con miras a reducir o eliminar concentradores de esfuerzo y para tener un patrón aceptable de esfuerzos residuales. El eje neutro de cada junta debe coincidir con los de los otros componentes para que no exista excentricidad con las fuerzas axiales calculadas, como se indica en la figura 4.39.

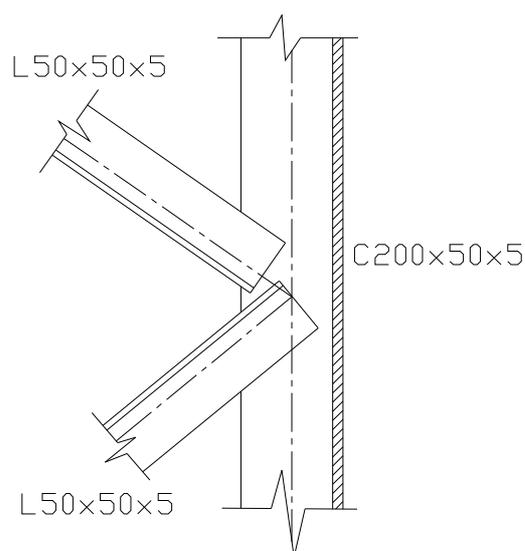


Fig. 4.39 Esquema de las juntas.

4.3.7.1 Ejemplo de cálculo.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo del cual se parte para el diseño de las juntas y los cordones de soldadura utilizados, los cuales se verán especificados en los planos adjuntos. Se ha tomado una sección crítica donde se tiene una fuerza de tracción sobre la junta:

El cálculo de las diagonales que son los ángulos "L" se toma como dos ángulos paralelos entre si o doble ángulos, por lo que los valores de reacción y de área deben dividirse a la mitad:

Datos:

Número de elemento:	134
Fuerza de reacción:	9537 Kg.
Electrodo de soldadura:	E6011 ($F_{ue} = 60\text{Ksi} = 4230 \text{ kg/cm}^2$)
Tipo de perfil:	L50x50x5
	$A = B = 50\text{mm}$
	$e = 5\text{mm}$
	$x = y = 14.8\text{mm}$

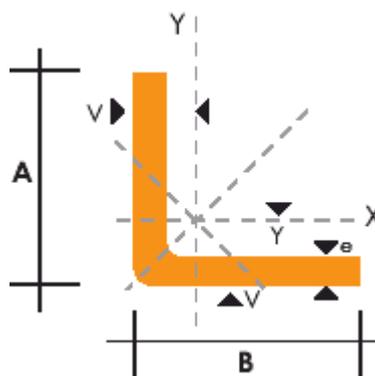


Fig. 4.40 Denominación del Perfil "L" Tipo

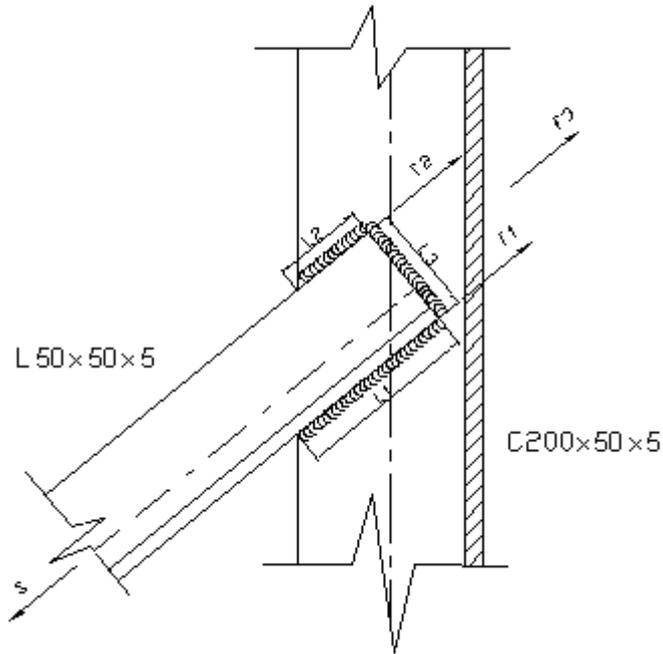


Fig. 4.41 Junta tipo utilizada para el ejemplo de cálculo de soldadura.

Aplicando las condiciones de equilibrio se tiene:

$$F_1 + F_2 + F_3 = 9537 \text{ Kg.}$$

$$(14.8) F_1 - (35.2) F_2 - (10.2) F_3 = 0$$

Para resolver el sistema, se toma un valor de $L_2 = 20 \text{ mm}$, y $b = 5 \text{ mm}$ que corresponde al espesor del ángulo; siendo b el espesor del cordón, entonces:

De la ecuación (Ec. 2-114): $Le = L_2 - 0.1 \text{ cm}$

De la ecuación (Ec. 2-112): $Ae = L_2 \cdot g$

De la ecuación (Ec. 2-105): $a = 0.707 \times 0.5 \text{ cm} = 0.35 \text{ cm}$

De la ecuación (Ec. 2-109) se tiene:

$$F_{yv} = K \cdot F_y$$

$$F_{yv} = 0.6 \times 0.75 \times F_{ut} = 0.6 \times 0.75 \times 4230 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yv} = 1903.5 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible de trabajo se determina con (Ec. 2-110):

$$F_s = F_{yv} / \Omega_s$$

$$F_s = 1903.5 / 2.5$$

$$F_s = 761.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_2 = 538.3 \text{ Kg.}$$

Resolviendo las ecuaciones de equilibrio se tiene:

$$F_1 = 1443.5 \text{ Kg.}$$

$$F_3 = 236.7 \text{ Kg.}$$

Con el valor de las fuerzas sobre las soldaduras se obtiene sus longitudes soldadas:

$$f_s = \frac{F_1}{A_{gs}} = \frac{F_1}{0.707 \cdot L_1 \cdot b}$$

$$L_1 = 5.4 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{F_3}{A_{gs}} = \frac{F_3}{0.707 \cdot L_3 \cdot b}$$

$L_3 = 1\text{cm}$. Este valor en la práctica se considera solamente como un punto de soldadura al ser muy pequeño.

De igual manera se ha procedido para calcular las demás juntas, las cuales se detallan en los planos anexados.

4.3.8 DESAGUE PARA LA CUBIERTA

Para el cálculo del desagüe se tendrá en cuenta que en los laterales de la cubierta habrá un desagüe por cada dos pilares, es decir, se tendrá tres bajantes por lado.

Cálculo:

Superficie en planta de cubierta en m^2 que hay que desaguar = 600m^2

Número de pendientes por lado = 2

Desagües = 3

Superficie por pendiente = $600/2 = 300\text{m}^2$

Superficie de desagüe por cada bajante lateral = $300/3 = 100\text{m}^2$

Desagües laterales: $\phi = \sqrt{(4 \times 100 / \pi)} = 10.28\text{cm} \approx 11.0 \text{ cm.}$

Los canales de desagüe se formarán mediante una chapa galvanizada de 3mm de grosor. Estos canalones conducirán el agua de las lluvias hasta los bajantes de PVC de diámetro 11 cm. A los canales de alero se les da pendiente de 0,8 al 1% hacia la acometida de los tubos bajantes, y una sección de 1cm^2 por metro cuadrado de vertiente que desagua en el correspondiente tramo del canal. El diseño del canalón se diseña tal y como se indica en los planos.

4.4 PROCESO DE FABRICACION Y MONTAJE

4.4.1 GENERALIDADES.

Los trabajos necesarios para la fabricación y montaje de la estructura de acero para la cubierta se deben realizar de acuerdo con este procedimiento y con las especificaciones de referencia. Además, la ejecución de cualquier estructura se hará de conformidad con los planos de construcción adjuntos.

4.4.2 NORMAS APLICABLES

Las normas aplicables y obligatorias para la fabricación y montaje de estructuras de acero son:

- AISI (American Iron and Steel Institute)
- AISC (American Institute of Steel Construction)
- ASTM (American Society for Testing and Materials)
- AWS (American Welding Society)

4.4.3 TAREAS A REALIZARSE

- Ubicación de Materiales
- Fabricación
- Transporte
- Montaje
- Ensayos y pruebas

4.4.3.1 Materiales

El material a utilizarse será el acero estructural ASTM A-36 a no ser que se indique otro en los planos para construcción. El material debe ser nuevo y libre de defectos o imperfecciones y con sus respectivas certificaciones.

4.4.3.2 Fabricación

La estructura está formada por cinco pórticos, cada pórtico esta constituido por cuatro segmentos a construirse en el taller:

- 2 Columnas simétricas entre sí
- 2 Semi-arcos, de igual manera, simétricos entre sí.

4.4.3.2.1 Fabricación de la Columna

- Se realiza el trazo de la columna con sus respectivas dimensiones en una plantilla en el piso a escala natural.
- Se recorta primero los miembros exteriores a la columna que corresponden a los canales tipo "C"
- Se ensambla estos elementos con puntos de suelda hasta tener la forma requerida.

- Se recorta los ángulos tipo “L” de manera conjunta para obtener los doble ángulos necesarios que forman parte de la columna cerchada.
- Se ensambla estos elementos a los perfiles exteriores con el proceso de soldadura tipo SMAW AWS E6011.
- Se realiza el proceso final de soldadura para los canales exteriores que conforman la columna.
- Se limpia y pinta la columna con protección anticorrosivo gris.

Nota 1: Ver plano 1.2331.102

4.4.3.2.2 Fabricación del semi-arco

- Se realiza el trazo de los puntos del semi-arco de la parábola en una plantilla o matriz en el piso a escala natural.
- Se coloca en los puntos marcados, apoyos soldados a la plantilla que servirán de guía para realizar el doblado en los perfiles. Esto se consigue con la adición de calor producido por la llama de una suelta oxiacetilénica que permita dar la curvatura necesaria para unir los puntos.
- Se recorta y ensambla primero los perfiles exteriores al semi-arco que corresponden a los canales tipo “C”, únicamente con puntos de soldadura para obtener la forma requerida.
- Se recortan y ensamblan los ángulos tipo “L” que forman las diagonales de la celosía. El recorte de estos se lo realiza de manera conjunta para obtener los doble ángulos requeridos de manera uniforme.
- Se realiza el proceso de soldadura final en los perfiles y canales faltantes.
- Se limpia y pinta los semi-arcos terminados con protección anticorrosivo gris

Nota 2: Ver plano 1.2331.101

Observaciones:

- El electrodo para soldadura será E-6011 a no ser que se indique otro en los planos de construcción.
- La estructura llevará una primera aplicación de pintura en taller. No se aplicará pintura en partes que vayan a estar embebidas en hormigón o en zonas dentro de 13mm desde el pie de soldaduras que vayan a ser ejecutadas en campo.
- Los elementos deberán ser identificados con marcas apropiadas para su ubicación en sitio.

4.4.3.3 Transporte

Las piezas construidas en el taller deberán señalarse adecuadamente y colocadas de manera cuidadosa sobre el camión transportador hasta la obra. No deberá excederse la capacidad del mismo para evitar daños en las piezas a ensamblarse.

4.4.3.4 Montaje

- Previo el montaje de las estructuras se deberá verificar ubicaciones, niveles y placas de anclaje.
- Se montan primeramente las columnas armadas en el taller sobre los cimientos de columna.
- Las columnas deben verificarse con frecuencia para el alineamiento vertical y la distancia entre las mismas.

- Sobre el piso se ensamblan los dos semi-arcos de cada pódico para obtener así la parábola que se apoya sobre las columnas. Esto se lo hace con la ayuda de una plantilla a escala natural sobre el piso para verificar su curvatura final.
- Con la ayuda de una grúa se realiza el montaje del arco sobre las columnas de apoyo verificando su correcta ubicación.
- Se ensambla el arco con sus respectivas columnas con soldadura tipo SMAW AWS E6011.
- Se realiza el mismo procedimiento para los demás pódicos consecutivamente.
- Se montan las correas sobre los pódicos con el procedimiento de soldadura especificado.
- Se ensamblan los separadores que irán unidos a las correas a una distancia de 3m entre ellos, es decir, a la mitad.
- Se colocan los tensores que forman parte del sistema de arriostamiento de la estructura para la cubierta.
- Se limpia y pintan las pares soldadas en el procedimiento de montaje y en general en partes descubiertas con protección anticorrosivo gris.
- Se coloca la cubierta como especifica su fabricante, así como también los canales de agua lluvia y sus respectivos bajantes.
- Finalmente se instalan las lámparas y todo el cableado del sistema de iluminación de la cubierta.

Nota 3: Ver plano 1.2331.001

4.4.3.5 Ensayos y Pruebas

Los ensayos y pruebas en estructuras metálicas pueden ser de varios tipos:

- Uno de los métodos o prácticas a realizarse es la construcción de prototipos a escala 1:1, los cuales se someten a pruebas que simulan las cargas de diseño y entonces se miden las deformaciones en la estructura a las diferentes solicitaciones y se compara estas con las calculadas. Este método comúnmente se lo realiza cuando se construyen varias estructuras similares, es decir, construcción en serie, lo cual justifica la realización de esta prueba y los costos que conlleva la misma.
- Otro método es realizar pruebas en cada uno de los miembros, o en varios de ellos, según las distintas solicitaciones a las que se encuentran sometidas, es decir, tensión, compresión, flexión. Este método no resulta muy confiable y es poco común ya que la comprobación de sus miembros individualmente no siempre garantiza los mismos resultados en forma conjunta.
- Otro método es la observación y la comparación con otros sistemas estructurales existentes en el medio que han funcionado correctamente a lo largo del tiempo, además de realizar comparaciones con programas estructurales de diseño, lo cual es un buen indicativo de la capacidad de resistir una estructura. Este método es aplicable y suficiente en proyectos de una o pocas estructuras a construirse ya que la cubierta de por sí se comprueba al momento del montaje ya que los trabajadores que realizan los trabajos sobre la cubierta representan carga viva aplicada.

4.5 ANALISIS DE COSTOS

El estudio de costos de la estructura metálica para una cubierta es el resultado de la recopilación de toda la información técnica obtenida en el estudio desarrollado en los capítulos anteriores. Esta etapa es importante para conocer el grado de inversión necesario.

El siguiente análisis incluye los costos que demanda la fabricación estructural, montaje de sistemas estructurales y el equipamiento necesario para la construcción y utilización de la cubierta. Para esto se debe mostrar cuales son los recursos técnicos, humanos y económicos necesarios para poner en marcha la construcción del proyecto especificando las necesidades de inversión. En la Tabla 4.20, se mencionan varios rubros que intervienen en el costo total del proyecto:

Tabla 4.20 Rubros que componen la inversión total

Num.	Rubros
1	Costo de materiales
2	Costo de fabricación
3	Costo de diseño
4	Imprevistos

A continuación se realiza un desglose para cada uno de los rubros que componen la inversión total. Los precios descritos corresponden a junio del año 2008.

4.5.1 COSTO DE MATERIALES

El costo total de los materiales necesarios para poder construir la cubierta parabólica asciende a un valor de 24.100,69 dólares americanos. En la Tabla 4.21, 4.22 y 4.23 se detallan estos rubros.

Tabla 4.21 Costo de materiales

Denominación	Cantidad	Costo Unitario (USD)	Subtotal (USD)
Angulo L25X25X3	37	9,3	344,1
Angulo L30X30X3	4	12,73	50,92
Angulo L50X50X4	14	28,29	396,06
Angulo L50X50X5	9	38,57	347,13
Canal C200X50X4	17	65,24	1109,08
Canal C200X50X5	52	87,81	4566,12
Correa G175X50X15X3	96	54,33	5215,68
Varilla redonda lisa Ø20 mm	24	22,9	549,6
Estilpanel Galvalumen AR2000	790 (m ²)	8,95	7070,5
Pernos de Anclaje	80	1,25	100
Placa Base	1,4 (m ²)	2,5	3,5
TOTAL (USD)			19749,19

Tabla 4.22 Otros materiales, costos varios

Materiales	Cantidad	Costo Unitario (USD)	Subtotal (USD)
Alambre Galvanizado #18	20 Kg.	1,02	20,4
Pernos autoperforantes	286 U	0,1	28,6
Electrodo E6010 1/8 in.	50 Kg.	1,95	97,5
Discos de desbaste 7x1/4/7/8 in	10 U	2,65	26,5
Oxígeno	8 m ³	30	240
Acetileno	8 m ³	130	1040
Pintura Anticorrosivo Gris	20 Gal	12	240
Canal agua lluvia Kanalum 3mm	50 m.	3,53	176,5
Bajante PVC 110mm	36 m	3,75	135
TOTAL (USD)			2004,5

Tabla 4.23 Instalaciones Eléctricas

Materiales	Cantidad	Costo Unitario (USD)	Subtotal (USD)
Caja Térmica de 4 espacios	1 U	12,32	12,32
Acometida principal. Conductor AWG #6	100 m	1,89	189
Reflector tipo campana 400W	16 U	133	2128
Breaker de 15 Amp	4 U	4,42	17,68
TOTAL (USD)			2347

4.5.2 COSTO DE FABRICACIÓN

En este rubro se considera tanto el costo del esfuerzo realizado por las personas calificadas, como el transporte y montaje de la estructura, este monto generalmente se lo asocia con el peso total de la estructura siendo aproximadamente de 16000 kg. con un costo de 0,55 USD/kg., es decir, el costo de fabricación es 8.800 dólares americanos.

En todo proyecto es necesario considerar un rubro de imprevistos, los que se pueden suscitar en el transcurso del mismo, el cual se considera el 5% del costo total de la estructura.

4.5.3 COSTO DE DISEÑO

Este valor no se considera ya que el presente es un proyecto de investigación para obtener el título de Ingeniero Mecánico, por lo tanto no se considera este rubro para este propósito.

4.5.4 COSTO TOTAL

Realizando la suma de todos los rubros anteriores se tiene que el costo para la construcción de una estructura metálica para cubierta para dos canchas de ecuavoley, como se indica en la Tabla 4.24.

Tabla 4.24 Costo total del proyecto

Designación	Subtotal (USD)
Costo de materiales	19749,19
Costos indirectos	4351,5
Costos de fabricación	8800
Costos de imprevistos	1645,03
Costo de diseño	0.00
COSTO TOTAL (USD)	34.545,72

El costo total del proyecto asciende a un valor de 34.545,72 dólares americanos.

CAPITULO 5

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Existe una marcada diferencia tanto en sus propiedades geométricas como de diseño entre los perfiles laminados en caliente y las secciones conformadas en frío. Para las condiciones requeridas en el proyecto, estos últimos son los recomendables por su bajo peso, disponibilidad en el mercado, rapidez de construcción, entre otras.
- Se debe tener muy en cuenta el tipo de perfil con el que se va a trabajar para poder aplicar la norma de diseño correcta, siendo así la norma AISC para perfiles laminados en caliente y la norma AISI para perfiles conformados en frío, debido a que estas presentan formas de concepción y solución distintas para cada tipo de sección.
- El diseño no solo se basa en la resistencia y rigidez de los materiales y secciones sino también en la facilidad constructiva, es así que la estructura se diseño con poca variación de secciones a lo largo del arco, lo que lleva a facilitar la construcción y el montaje además de reducir el número de plantillas usadas para la fabricación.
- El diseño exige varias suposiciones simplificadas que están en función de la importancia de la estructura sin perjuicio de la misma.
- El diseño de la estructura se realizó basándose en normas nacionales e internacionales y en métodos y suposiciones reconocidos del diseño

estructural, es por esto que se presenta como una cubierta funcional y segura.

- Este proyecto fue comentado a las personas del Municipio de Ibarra con el propósito de implementar este tipo de cubiertas en las canchas de ecuavoley de la ciudad, presentando una buena aceptación entre los miembros encargados de obras públicas, por lo que representa un producto con buena aceptación en el mercado, aunque siempre se puede mejorar el diseño y se mejorará a medida que el mercado lo requiera.
- El análisis de costos del proyecto, demuestra que se ha optimizado la utilización de recursos para la realización del proyecto. El costo total asciende a un valor de 34545 dólares americanos, es importante indicar que este valor no incluye el margen de ganancia para el constructor.
- En la ciudad de Ibarra no existen suficientes empresas que se dediquen al diseño, construcción y montaje de estructuras metálicas, por lo que se tiene un buen campo de aplicación del proyecto pudiendo extenderse a más sectores donde se requiera cubiertas tanto deportivas como para otros destinos, así como diferentes proyectos relacionados con el tema, abriendo la posibilidad de la constitución de una nueva micro empresa.
- La alternativa seleccionada cumple satisfactoriamente con los requerimientos de diseño planteados, siendo una estructura liviana, segura y estéticamente muy buena pudiendo así no sólo ser aplicable para el presente propósito, sino también en las distintas necesidades que presenta la industria, el mercado, etc.
- En la concepción de estructuras metálicas se tienen muchas opciones de diseño, especialmente en lo que se refiere a cerchas, la habilidad del diseñador está en encontrar la opción más económica y funcional que resista las cargas aplicadas a ella.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se debe seguir todas las normas de seguridad industrial para realizar los distintos trabajos con los equipos utilizados en la construcción de la estructura.
- Se recomienda someter todo el sistema estructural a un tratamiento anticorrosivo de pintura ya que uno de los principales defectos de los perfiles laminados en frío es precisamente su menor resistencia a la corrosión que los perfiles laminados en caliente.
- Durante la etapa de construcción se recomienda seguir los procedimientos constructivos y los planos adjuntos para acercarse lo más posible a los requerimientos plasmados en el diseño.
- Se sugiere que para realizar la construcción de la estructura metálica se contrate mano de obra calificada (soldadores); por cuanto las juntas soldadas de los elementos constitutivos de la estructura tienen que estar libres de defectos de soldadura.
- Si se va a realizar la construcción del presente proyecto en otra provincia o ciudad a la propuesta, se debe considerar y revisar las condiciones de viento, sismo, suelo, nieve, lluvia, ceniza, etc., que pueden variar de una región a otra y que modifican significativamente las condiciones de diseño.

BIBLIOGRAFÍA

- AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE A.I.S.I.; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; A.S.D., 1996.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION A.I.S.C.; Manual of Steel Construction; Eighth Edition; EE. UU.; 1986.
- UNIFORM BUILDING CODE U.B.C.; Estructural Design Requirements; 1997
- INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN INEN, "Código Ecuatoriano de la Construcción INEN 2002, 1ª Edición, Taller de Publicación INEN, Quito, 1989.
- LEONTOVICH V. M. S. Pórticos Y Arcos, 5ª Edición, Editorial Continental S. A., México D. F. 1973.
- COMPANY Manuel; Cálculos de Construcción; Editorial Gustavo Gili; Barcelona; 1977.
- BOWLES J. E, Diseño De Acero Estructural, Editorial Limusa, tercera edición, México 1992.
- BRESLER B., T. Y. LIN. JHON B. SCALZI, Diseño De Estructuras De Acero, 1ª Edición, Editorial Limusa, México 1997
- ISNARD, Vadim; Formulario del Ingeniero; Editorial URMO; España; 1981.
- PARKER Harry; Diseño Simplificado de Armaduras de Techo para Arquitectos y Constructores; Editorial Limusa; México; 1991.

- FREDERICK S., JONATHAN T.; Manual Integral para Diseño y Construcción; Quinta Edición; Editorial McGraw Hill; Bogotá-Colombia; 1997.
- CASTILLO H., Análisis Y Diseño Estructural, 1° Edición, Editorial Representaciones y Servicios de Ingeniería S. A., México 1973.
- GAYLORD E. H. Diseño De Estructuras De Acero, 1° Edición, Editorial Continental S.A., México D. F. 1980
- VALENCIA G., Estructuras metálicas, primera edición, Imprenta Nacional, Colombia, 1995
- ARELLANO BUENO R., Diseño de Estructuras de Acero, EPN, 1998.
- EPN; Folleto de Principios y Control de Soldadura; 2003.

ANEXOS

ANEXO 1.
Reglamento del Ecuavoley

REGLAMENTO DEL ECUAVOLEY

CAPITULO I

DEL OBJETIVO

Art. 1 El presente reglamento, tiene como finalidad normar las actitudes de los organizadores, directivos, jugadores árbitros y jueces que practican esta actividad deportiva.

CAPITULO II

DE LA CANCHA DE JUEGO

Art. 2 La cancha es completamente rectangular, mide 18 m. de largo por 9m. de ancho, dividida en dos partes de 9m. Cada una y en su parte posterior un cuadrante de 0,08 cm. para el saque.

Art. 3 La red tendrá 2,80 m. de alto y de ancho la misma será 0,70 cm. o de 0,50 cm.

Art. 4 Las líneas exteriores e interiores serán claras y tendrán un espesor de 5cm.

Art. 5 El balón o la bola de juego será la No. 5 oficial.

CAPITULO III

DE LOS JUGADORES O PARTICIPANTES

Art. 6 Cada equipo estará integrado por cuatro jugadores como mínimo, hasta siete como máximo.

Art. 7 Puede realizarse un máximo de tres cambios en cada quince pudiendo reingresar a criterio del Director Técnico.

Art. 8 Se permitirá dos descansos de un minuto en el primer y segundo quince, en el tercero habrá tres descansos por cada equipo. Los encargados de realizar este descanso serán los técnicos o los capitanes y lo harán cuando el balón este muerto y el saque sea favorable, caso contrario no se le permitirá el descanso.

Art. 9 Los cambios se solicitan cuando el balón y el saque sea favorable a quien lo solicite.

Art. 10 Para realizar los nombres de quienes juegan y quienes realizaran los cambios existirá un vocal que hará constar en la hoja de juego las incidencias del partido y determinando un ganador y un perdedor.

CAPITULO VI

DE LAS SANCIONES A LOS JUGADORES

Art. 11 Para la sanción de los jugadores se aplicaran en base al reglamento de Juego de Ecuavoley.

Art. 12 No será admitido un jugador en estado etílico.

Art. 13 Si un jugador no se acatare a las órdenes del juez será amonestado una vez y en caso de reincidir será expulsado por ese partido, pudiendo ser reemplazado. La suspensión temporal o definitiva estará de acuerdo a la gravedad de la falta.

Art. 14 El primer árbitro deberá descalificar sin advertencia previa a todo jugador que se dirija en términos injuriosos a los árbitros, a los adversarios, al público, etc.

Art. 15 El lenguaje soez será penado con un punto.

Art. 16 En el primer partido de cada programación se esperará 15 minutos de la hora señalada, si no se presenta pierde los puntos.

Art. 17 Los demás partidos de una programación una hora programada, debe cumplirse a la hora que se programó, sin tiempo de espera, a la hora exacta si no se presentó pierde los puntos.

- Art. 18 Para comenzar un partido tiene que estar tres jugadores, no comenzar con dos jugadores.
- Art. 19 Si en el transcurso de un partido un jugador es expulsado o por efecto de una jugada tiene que abandonar la cancha al encontrarse lesionado y no existe el sustituto reemplazante, quedándose con dos elementos, aunque este ganando perderá el partido por dos sets a cero.
- Art. 20 No se puede entregar el balón con el pie, en caso de hacerlo se sancionará con un punto en contra, o el cambio de saque.
- Art. 21 No podrá ingresar a la cancha el jugador que haga el saque o batida mientras este balón no pase la red, caso de hacerlo se cambiará el saque al equipo contrario.
- Art. 22 No está permitido pisar la línea divisoria del centro durante el juego, si el jugador quedare suspendido podrá pisar la línea una vez que el balón haya caído como consecuencia de la jugada.
- Art. 23 El juez estará en condición de sancionar bola retenida o agarrada sostenida, etc.
- Art. 24 La bola no podrá tocar ninguna parte del cuerpo excepto los antebrazos siempre que estén separados del cuerpo.
- Art. 25 No se permite tocar la red o arrimarse a los postes, toda actuación que engendre confusión o pretenda asustar al contrario será sancionado con el cambio de saque o punto.
- Art. 26 El roce de dos jugadores en una jugada si está permitido, considerándose esto como 2 golpes, pudiendo pasar la bola a la cancha contraria directamente al tercer golpe.
- Art. 27 Los jugadores suplentes, Director Técnico y público en general deberán permanecer a un metro a la línea demarcatoria de la cancha.
- Art. 28 Después del saque la pelota no logra ser devuelta de un solo golpe, tiene que existir mínimo dos golpes para pasar a la cancha contraria.
- Art. 29 No se permite el bloqueo sobre la red.

ANEXO 2.
Formato de la Encuesta

**ENCUESTA DE OPINION ACERCA DE UNA ESTRUCTURA METALICA PARA
CUBIERTA DE DOS CANCHAS DE ECUAVOLEY.**

Número de la encuesta:

Entidad: E.P.N. (Carrera de Ingeniería Mecánica)

Nombre de la empresa:

Teléfono:

Dirección:

Nombre del encuestado:

Cargo:

Preguntas:

1. ¿Qué tipo de estructura metálica es la más utilizada para una cubierta de acuerdo al área requerida?

2. ¿Qué tipo de acero (laminado en caliente o conformado en frío) es el más recomendado para una estructura de estas características?

3. ¿Qué proceso de soldadura es el más utilizado para realizar la unión de los elementos de la estructura?

4. ¿En cuanto a la funcionalidad, qué tipo de estructura es la más adecuada para realizar la actividad deportiva?

ANEXO 3.
Cotizaciones de Materiales

DIPAC MANTA CIA. LTDA.

PRODUCTOS DE ACERO

CONTRIBUYENTE ESPECIAL

GUALAQUIZA 296 Y AV. LA PRENSA

PBX:593-2-2293750 FAX:593-2-2598258 CEL: 095872264

PARA: ESCUELA POLITECNICA NACIONAL
ATENCION : SR. SANTIAGO ESTEVEZ
DIPAC MANTA CIA. LTDA.(MARIELA
DE: HERRERA)
ASUNTO: COTIZACION
FECHA: 11/06/2008
REFERENCIA :

	CANTIDAD	MATERIAL	UNID	P.UNIT	VALOR
	37	ANGULO 25 X 3	UND	9,30	344,10
	17	U 200X50X4	UND	65,24	1109,08
	52	U 200X50X5	UND	87,81	4566,12
	4	ANGULO 30 X 3	UND	12,73	50,92
	14	ANGULO 50 X 4	UND	28,29	396,06
	9	ANGULO 50 X 5	UND	38,57	347,13
	96	G 175X50X15X3	UND	54,33	5215,68
	24	VARILLA REDONDA LISA ½ X 6MTS	UND	22,90	549,60
				SUB.TOTAL	12578,69
				IVA12%	1509,44
				TOTAL	14088,13

Forma de pago

CONTADO

Entrega

2 DIAS

Validez

5 DIAS

Atentamente,

MARIELA
HERRERA
VENTAS



**Compañía Importadora y
Procesadora de Acero**

Centro Acero S.A.

El centro de servicios más completo del país

VIGENTE: JUN 2008

OXICORTE esp (mm)	con material costo x kg.	sin material costo x kg.	
1.0 a 6.0	0,95	0,55	
8.0 a 10.0	0,95	0,55	
12 a 15	0,95	0,55	
16 a 19	0,95	0,55	
20 a 25	0,95	0,55	
28 a 35	0,95	0,55	
38 a 45	0,95	0,55	
48 a 60	0,95	0,55	
63 a 75	0,95	0,55	
76 a 100	0,95	0,55	
102 a 125	0,95	0,55	más i.v.a.

CORTE CON OXICORTE esp (mm)		sin material costo x m/l	
0.4 a 3.0		1,78	
4 a 6		1,78	
8 a 12		1,78	
15 a 18		1,95	
19 a 20		1,95	
22 a 25		1,95	más i.v.a.

CORTE CON PLASMA esp (mm)		sin material costo x m/l	
0.4 a 3.0		3,51	
4 a 6		3,51	
8 a 12		3,51	
15 a 18		3,51	
19 a 20		3,51	
22 a 25		3,51	más i.v.a.

SERVICIOS VARIOS

cuadrada de planchas :	1,35	c/ml
bicel en dos caras :	1,55	c/ml
bicel en una cara :	1,15	c/ml
rolado de ángulos :	0,09	c/kg.

más i.v.a.

ROLADO

Material:	sin material	con material
esp (mm)	costo x kg.	costo x kg.
0.4 a 1.5	0,39	0,33
1.6 a 2	0,14	0,12
3 a 4	0,13	0,11
5 en adelante	0,12	0,10
NOTA:	Acero inoxidable x 1.8	

VENTA DE RETAZOS

Material:	costoxKG		
PLF	0,40	c/kg.	
PLC	0,41	c/kg.	
AISI-304	2,20	c/kg.	
AISI-316	6,89	c/kg.	
NOTA:	se cobra el adicional por corte, oxicorte, etc.		más i.v.a.

PIEZAS REALIZADAS EN EL TALLER DE MAQUINAS HERRAMIENTAS

Todos los precios de taller no dependeran unicamente de la hora de trabajo sino tambien de la dificultad de la pieza

MAQUINA	PRODUCTO	Costo:	35 usd.	Hora	más i.v.a.
Fresadora	agujeros de 3 a 40 mm con broca(fresadora), de 42 a 150mm (bailarina) Ranuras para chaveteros, chaveteros, cuadrados, hexagonos ejes ranurados(estriado), piñones rectos, helicoidales (según modulos) piezas excentricas hasta 300 mm de diametro				
Torno	Cilindrado, refrentado agujeros con broca hasta diam. 50 mm, con cuchilla hasta diam. 400 mm Rosca metrica withworth (americana) interior y exterior Rosca(trapezoidal, cuadrada, redonda:acme - sierra) de 6 a 20 mm diam) Piezas excentricas, agujeros excentricos Piezas de maquinaria pesada (ejes, arboles, bocines, pines) Piezas para troqueles (matriceria). El diseño del molde se cobra aparte Moldes de inyeccion (Soplado), moldes para vidrio, piezas en madera, plastico Empaque hidraulicos, empaques neumaticos,bisagras, rosca lineal				
Sierra alternat	Corte en sierra alternativa desde diametros de 1/2" hasta 61/2"				

ANEXO 4.
Especificaciones Técnicas de los Materiales



DIPAC[®]
PRODUCTOS DE ACERO

DSERVICIOS

PERFILES ESTRUCTURALES CORREAS "G"

Especificaciones Generales

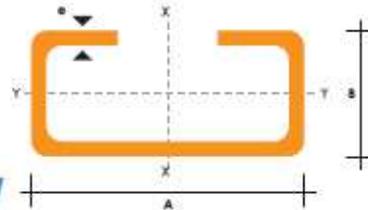
Norma	INEN 1 623: 2000
Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6mts
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1,5mm hasta 12mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta



CORREAS "G"

DIMENSIONES				PESOS			PROPIEDADES					
A	B	C	e	5metros	1metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y		
mm	mm	mm	mm	Kg	Kg	cm ²	I	W	I	I	W	I
							cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
60	30	10	1.5	9.19	1.83	1.95	11.02	3.67	2.38	2.43	1.25	1.12
60	30	10	2	11.94	1.99	2.54	13.98	4.66	2.35	3.01	2.85	1.09
60	30	10	3	16.98	2.83	3.61	18.9	6.3	2.29	3.87	3.69	1.04
80	40	15	1.5	13.18	2.20	2.80	27.43	6.86	3.13	6.39	2.53	1.51
80	40	15	2	16.68	2.78	3.54	35.30	8.81	3.16	8.07	3.18	1.51
80	40	15	3	24.06	4.01	5.11	49.00	12.30	3.10	10.80	4.27	1.46
100	50	15	2	20.40	3.40	4.34	69.20	13.80	4.00	15.00	4.57	1.86
100	50	15	3	29.70	4.95	6.31	97.80	19.60	3.94	20.50	6.25	1.80
100	50	20	4	40.26	6.71	8.55	126.70	25.34	3.85	28.50	9.05	1.83
100	50	25	5	51.12	8.52	10.86	152.51	30.50	3.75	36.52	12.09	1.83
125	50	15	2	22.80	3.80	4.84	116.00	18.60	4.91	16.20	4.69	1.83
125	50	15	3	33.24	5.54	7.06	165.00	26.50	4.84	22.20	6.43	1.77
125	50	20	4	44.99	7.49	9.55	217.00	34.70	4.77	30.90	9.32	1.80
125	50	25	5	57.00	9.50	12.11	264.32	42.29	4.67	39.88	12.46	1.82
125	50	30	6	70.78	11.78	14.73	307.13	49.14	4.56	48.69	15.81	1.81
150	50	15	2	25.14	4.14	5.34	179.00	23.80	5.79	17.10	4.78	1.79
150	50	15	3	36.78	6.13	7.81	255.00	34.00	5.72	23.50	6.56	1.73
150	50	20	4	49.68	8.28	10.50	337.00	44.90	5.65	32.90	9.52	1.77
150	75	25	5	74.70	12.45	15.86	545.36	72.71	5.86	117.22	24.17	2.72
150	75	30	6	93.42	15.57	19.23	641.40	85.52	5.77	114.47	30.57	2.74
175	50	15	2	27.48	4.58	5.84	258.00	29.40	6.64	17.90	4.85	1.75
175	50	15	3	40.32	6.72	8.56	369.00	42.20	6.57	24.60	6.66	1.70
175	75	25	4	65.40	10.9	13.90	653.00	74.60	6.84	105.00	20.90	2.75
175	75	25	5	80.58	13.43	17.11	785.95	89.82	6.78	123.88	24.63	2.69
175	75	30	6	100.74	16.79	20.73	929.39	106.22	6.70	152.84	31.19	2.72
200	50	15	2	29.94	4.99	6.36	356.00	35.60	7.56	18.60	4.85	1.72
200	50	15	3	43.86	7.31	9.31	507.00	50.70	7.45	25.10	6.57	1.65
200	75	25	4	70.20	11.70	14.90	895.00	89.50	7.64	110.00	21.30	2.71
200	75	25	5	86.52	14.42	18.37	1080.00	108.00	7.67	129.62	25.02	2.66
200	75	30	6	108.00	18.00	22.23	1282.17	128.21	7.59	160.15	31.73	2.68
250	75	25	4	79.80	13.30	16.90	1520.00	122.00	9.48	118.00	21.70	2.64
250	100	25	5	109.98	18.33	23.36	2219.24	177.54	9.75	285.26	39.24	3.49
250	100	30	6	135.48	22.58	28.23	2647.38	219.79	9.68	383.54	55.58	3.69
300	100	30	4	100.80	16.80	21.30	2860.00	191.00	11.60	274.00	38.30	3.58
300	100	35	5	126.60	21.10	26.90	3560.00	237.00	11.50	351.00	49.90	3.62
300	100	35	6	154.74	25.79	31.80	4170.00	278.00	11.40	404.00	57.40	3.56

También en galvanizado e inoxidable





DIPAC[®]
PRODUCTOS DE ACERO

D SERVICIOS



CANALES "U"

Continuación del cuadro anterior

DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm2	I	W	I	I	W	I	x
						cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm
150	80	12	157.80	26.30	32.47	1012.95	135.06	5.59	189.27	35.31	2.41	2.64
200	50	2	27.66	4.61	5.87	316.00	31.60	7.34	11.80	2.88	1.42	0.92
200	50	3	40.98	6.83	8.70	462.00	46.20	7.29	17.10	4.23	1.40	0.96
200	50	4	54.06	9.01	11.50	600.00	60.00	7.23	22.10	5.52	1.39	1.00
200	50	5	66.60	11.10	14.20	729.00	72.90	7.17	26.70	6.75	1.37	1.05
200	50	6	80.70	13.45	16.81	850.82	85.08	7.11	31.18	7.97	1.36	1.09
200	60	5	71.46	11.91	15.18	853.31	85.33	7.50	45.29	9.72	1.73	1.34
200	60	6	86.52	14.42	18.01	963.76	96.37	7.31	53.04	11.50	1.71	1.39
200	60	8	112.80	18.80	23.50	1218.58	121.85	7.20	66.96	14.96	1.68	1.53
200	80	6	96.04	16.34	20.42	1189.65	118.96	7.63	120.77	20.61	2.43	2.14
200	80	8	128.10	21.35	26.69	1513.67	151.36	7.53	153.94	26.27	2.40	2.14
200	80	10	156.96	26.16	32.71	1903.27	180.32	7.42	183.91	31.87	2.37	2.23
200	80	12	186.96	31.16	38.47	2060.24	206.02	7.32	210.38	37.04	2.34	2.32
200	100	6	109.56	18.26	22.82	1415.55	141.55	7.87	225.25	31.19	3.14	2.78
200	100	8	143.46	23.91	29.89	1808.75	180.87	7.77	289.60	40.61	3.11	2.87
200	100	10	176.16	29.36	36.71	2164.60	216.46	7.67	348.64	49.59	3.08	2.97
200	100	12	210.30	35.05	43.28	2484.70	248.47	7.58	420.78	60.72	3.12	3.07
250	60	3	50.82	8.47	10.80	894.47	71.56	9.10	30.27	6.18	1.67	1.10
250	60	4	76.20	11.20	14.27	1166.90	93.35	9.04	39.31	8.09	1.66	1.14
250	60	5	83.22	13.87	17.68	1426.75	114.14	8.98	47.85	9.95	1.65	1.19
250	60	6	102.12	17.02	21.02	1674.23	133.94	8.92	55.89	11.72	1.63	1.23
250	60	8	133.50	22.25	27.48	2132.71	170.62	8.81	70.52	15.07	1.60	1.32
250	80	6	112.44	18.74	23.42	203.09	162.48	9.31	128.98	21.28	2.34	1.82
250	80	8	147.30	24.55	30.69	2600.80	208.06	9.20	164.65	27.03	2.31	1.91
250	80	10	180.96	30.16	37.71	3119.15	249.53	9.67	197.30	32.88	2.28	2.00
250	80	12	216.12	36.02	44.47	3588.54	287.07	9.57	225.78	38.20	2.25	2.09
250	100	6	123.96	20.66	25.82	2388.38	191.07	9.46	241.61	32.17	3.05	2.49
250	100	8	162.66	27.11	33.89	3069.49	245.55	11.06	311.36	41.96	3.03	2.58
250	100	10	200.16	33.36	41.71	3695.48	295.64	11.00	375.84	51.27	3.00	2.67
250	100	12	239.46	39.91	49.27	4268.34	341.47	10.94	450.31	62.28	3.02	2.77
250	120	10	222.12	37.02	45.71	4271.77	341.74	10.71	629.61	73.21	3.71	3.40
250	120	12	262.74	43.79	54.07	4947.99	395.84	10.60	732.59	86.09	3.68	3.49
300	80	4	84.12	14.02	17.87	2186.18	145.75	11.20	93.35	14.50	2.29	1.56
300	80	5	104.46	17.41	22.18	2685.33	179.02	11.09	114.40	17.90	2.27	1.61
300	80	6	126.84	21.14	26.42	3165.24	211.01	11.00	134.55	21.19	2.26	1.65
300	80	8	166.50	27.75	34.69	4071.64	271.44	10.94	172.94	27.62	2.23	1.74
300	80	10	205.02	34.17	42.71	4906.43	327.09	10.83	207.65	33.60	2.20	1.82
300	80	12	245.28	40.88	50.47	5672.90	378.19	10.71	237.51	39.00	2.17	1.91
300	100	6	138.36	23.06	28.82	3683.91	245.59	10.60	254.58	32.89	2.97	2.26
300	100	8	181.86	30.31	37.89	4753.93	316.92	11.30	328.58	42.95	2.94	2.35
300	100	10	224.16	37.36	46.71	5747.76	383.18	11.20	397.3	52.55	2.91	2.44
300	100	12	268.68	44.78	55.30	6670.00	445.00	11.09	459.00	61.50	2.88	2.53
300	120	10	246.42	41.07	50.71	6589.61	439.31	10.87	667.52	75.09	3.63	3.11
300	120	12	291.90	48.65	60.07	7663.55	510.90	11.40	777.84	88.49	3.60	3.21
300	150	10	275.58	45.93	56.71	7851.11	523.41	11.19	1250.73	115.92	4.70	4.21
300	150	12	326.88	54.48	67.27	9156.55	610.44	11.77	1464.63	137.01	4.67	4.31

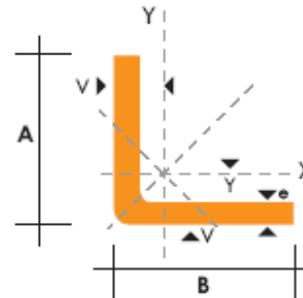
También en galvanizado e inoxidable



PERFILES ESTRUCTURALES ANGULOS "L" DOBLADO

Especificaciones Generales

Norma	INEN 1 623: 2000
Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6,00 m
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1,5 hasta 12 mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta



DIMENSIONES			PESOS		SECCION	EJE X-X = EJE Y-Y		EJE U-U	EJE V-V		
A	B	e	6 metros	1 metro		I	W	i	X=Y	i	i
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm
25	25	2	4.38	0.73	0.93	0.57	0.32	0.78	0.72	0.99	0.47
25	25	3	6.36	1.06	1.35	0.79	0.44	0.76	0.77	0.98	0.44
30	30	2	5.34	0.89	1.13	1.00	0.46	0.94	0.84	1.20	0.58
30	30	3	7.80	1.30	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89	1.18	0.55
30	30	4	10.08	1.68	2.14	1.80	0.88	0.92	0.94	1.17	0.52
40	40	2	7.20	1.20	1.53	2.44	0.84	1.26	1.09	1.61	0.78
40	40	3	10.62	1.77	2.25	3.50	1.22	1.25	1.14	1.59	0.76
40	40	4	13.86	2.31	2.94	4.46	1.58	1.23	1.19	1.58	0.78
40	40	5	19.62	2.82	3.59	5.31	1.91	1.22	1.23	0.73	0.73
50	50	2	9.12	1.52	1.93	4.86	1.33	1.58	1.34	2.01	0.98
50	50	3	13.44	2.24	2.85	7.03	1.95	1.57	1.39	2.00	0.96
50	50	4	17.64	2.94	3.74	9.04	2.53	1.56	1.43	1.98	0.94
50	50	5	21.60	3.60	4.59	10.88	3.09	1.54	1.48	1.97	0.93
50	50	6	25.92	4.32	5.40	12.57	3.62	1.53	1.53	1.96	0.90
60	60	3	16.26	2.71	3.45	12.37	2.84	1.89	1.64	2.41	1.16
60	60	4	21.36	3.56	4.54	16.00	3.71	1.88	1.68	2.39	1.15
60	60	5	26.34	4.39	5.59	19.40	4.54	1.86	1.73	2.38	1.13
60	60	6	31.68	5.28	6.60	22.56	5.35	1.85	1.78	2.37	1.11
60	60	8	41.04	6.84	8.55	28.21	6.85	1.82	1.88	2.34	1.05
75	75	3	19.56	3.26	4.35	24.60	4.48	2.38	2.01	3.02	1.48
75	75	4	27.06	4.51	5.74	32.02	5.88	2.36	2.06	3.00	1.45
75	75	5	33.42	5.57	7.09	39.08	7.25	2.35	2.11	2.99	1.43
75	75	6	40.32	6.72	8.40	45.76	8.57	2.33	2.16	2.97	1.40
75	75	8	52.56	8.76	10.95	58.03	11.05	2.30	1.25	2.95	1.37
75	75	10	64.92	10.82	13.36	68.89	13.38	2.27	2.35	2.92	1.32
80	80	4	28.92	4.82	6.14	39.10	6.72	2.52	2.18	3.21	1.56
80	80	5	35.76	5.96	7.59	47.79	8.28	2.51	2.23	3.20	1.54
80	80	6	43.20	7.20	9.00	56.05	9.80	2.49	2.28	3.18	1.51
80	80	8	56.40	9.40	11.75	71.32	12.67	2.46	2.37	3.16	1.46
80	80	10	68.94	11.49	14.36	84.94	15.36	2.43	2.47	3.13	1.43
80	80	12	81.78	13.63	16.83	97.05	17.87	2.40	2.57	3.10	1.38

También en galvanizado e inoxidable - Medidas Especiales Bajo Pedido.



Contenido

HOME > PRODUCTOS > Cubiertas

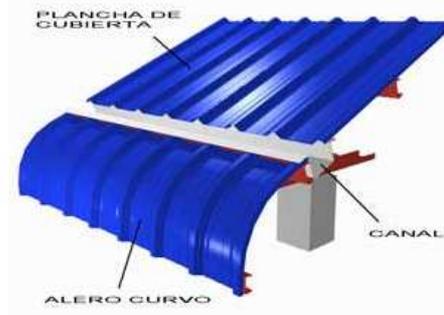
- [Estilpanel](#)
- [Cubiertas Económicas](#)

Links de Interés

- [Preguntas Frecuentes](#)
- [LA EMPRESA](#)
- [EL ACERO](#)
- [Estilpanel](#)
- [Medio Ambiente](#)

 1800 HIERRO
1800 NOVACERO

Estilpanel
Cubiertas y Paredes de Acero



CUBIERTAS ECONOMICAS

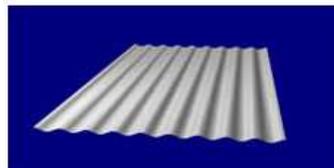
Duratecho
Cubiertas Standard de Acero



Zincal
Cubiertas de Zinc y Aluminio



Novazinc
Cubiertas de Zinc





NOVACERO
SOLUCIONES DE ACERO

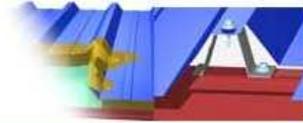
Contenido

[LA EMPRESA](#) | [PRODUCTOS](#) | [EL ACERO](#) | [NOTICIAS](#) | [CONTACTO](#)

[PRODUCTOS](#) > [Cubiertas](#) > [Estilpanel](#) > AR2000



Estilpanel[®]
Cubiertas y Paredes de Acero



Panel AR2000

Links de Interés

- [Preguntas Frecuentes](#)
- [LA EMPRESA](#)
- [EL ACERO](#)
- [Estilpanel](#)
- [Medio Ambiente](#)

De la moderna línea **Estilpanel**, el Panel AR-2000 es el que ha sido diseñado con el mejor desempeño mecánico y estructural.

Su exclusivo sello hidráulico, así como sus rigidizadores longitudinales, desarrollados con la más alta tecnología de Novacero hacen de éste un panel excepcional por sus atributos de hermeticidad, resistencia a cargas, accesibilidad y mayor ancho útil.

Los paneles **AR2000** poseen un sistema de instalación en base a conectores omega y pernos autoperforantes. La utilización del conector omega en la instalación de Estilpanel, establece el principio de cubierta flotante; es decir, que se adapta a la contracción y dilatación del acero, producto de los cambios de temperatura.

Este sistema está diseñado para soportar cargas de succión de viento y para absorber los desplazamientos producidos por los sismos.

 **1800 HIERRO**
1800 NOVACERO



GEOMETRIA	Espesor de lámina (mm)	Ancho útil (mm)	PESO (Kg/m ²)	Altura de onda (mm)	Mínima Pendiente (Grados)	Separación máxima entre apoyos (m)	USOS
 AR2000	0.30	1040	2.70	37	4°	1.20	Cubiertas y paredes
	0.35		3.15			1.60	
	0.40		3.60			1.80	
	0.45		4.05			2.10	
	0.50		4.50			2.40	
	0.60		5.40			2.60	

7

[LA EMPRESA](#) | [PRODUCTOS](#) | [EL ACERO](#) | [NOTICIAS](#) | [CONTACTO](#)

Canales y BAJANTES
LINEA CONSTRUCCION



Canales y Bajantes

SISTEMAS DE CANALES Y BAJANTES DECORATIVOS

 Fáciles de instalar y limpiar

 Herméticos, no gotean

 No se deforman ni se oxidan

 Realzan la estética de su fachada su fachada

TUBOSISTEMAS

PLASTIGAMA

de AMANCO

Ventajas

- Soportan altas vientoses pluviales
- Capacidad 30 mts² de cubierta por cada bajante.
- Resistentes a golpes.
- Diseñados para un acople perfecto.
- Fáciles de instalar y limpiar.
- No requieren selladores ni soldaduras.

- Livianos, cada tramo de 3 mts. pesa 3.3 kilos.
- No se deforman ni se oxidan.
- Resistentes a los rayos solares.
- Su diseño y textura facilitan el deslizo y limpieza de hojas y mugre, evitando que se atasquen y den mal aspecto.
- Son herméticos, no gotean.
- Realizan la vista panorámica de su fachada.

Canal y Accesorios

Canal (tramo de 3 mts.)

Código	Peso (kg)
035 001 003	3.300



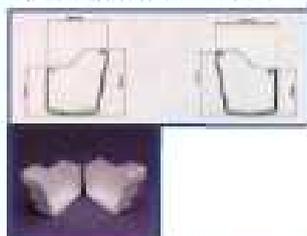
Unión de canal bajante

Código	Peso (kg)
227 0 002 04	0.490



Tapa interna (de derecha a izquierda)

Código	Peso (kg)
DCR 2 270 002 09	0.110
DCQ 22 7000 209	0.110



Tapa externa (de derecha a izquierda)

Código	Peso (kg)
DCR 2 270 000 209	0.144
DCQ 22 70700 209	0.144



Uniones quina exterior

Código	Peso (kg)
2 271 002 04	0.990



Uniones quina interior

Código	Peso (kg)
2 271 600 204	0.990



Unión de canal canal

Código	Peso (kg)
2271 002 04	0.245



SopORTE de canal de PVC

Código	Peso (kg)
2 270 002 71	0.090



SopORTE de canal metálico



Código	Peso (kg)
2270041009	0.130

Hidrosello canal decorativo



Código	Peso (kg)
2270033009	0.011

Tomillo inoxidable



Código	Peso (kg)
2270029001	0.003

Lubricante desilicona



Código	Peso (kg)
051000001	0.029

Bajante y Accesorios

Bajante (tramo de 3 mts.)



Código	Peso (kg)
0320001001	1.990

Codo de bajante con inclinación



Código	Peso (kg)
2290021003	0.127

Codo de bajante 90



Código	Peso (kg)
2290023001	0.161

SopORTE de bajante de PVC



Código	Peso (kg)
2290019003	0.028

Unión de bajante



Código	Peso (kg)
2290022005	0.090

Adaptador bajante al canto rellado

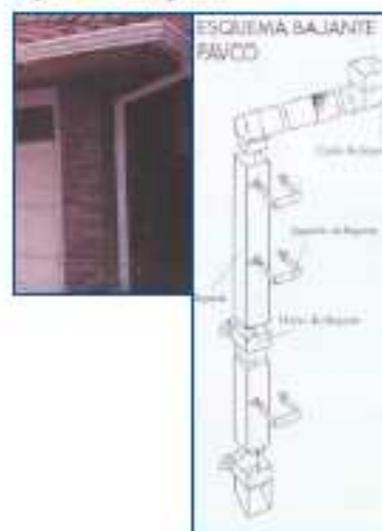


Código	Peso (kg)
2290018001	0.166

Diagrama del sistema canal Plastigama



Diagrama del sistema bajante Plastigama



Transporte y Almacenamiento

Transporte

Para un primo manejo del producto en el proceso de transporte es importante tener en cuenta los siguientes puntos:

- a) No coloque peso sobre el canal cuando lo transporte en camión.
- b) No lo arroje al piso ni lo golpee cuando cargue y descargue.



Almacenamiento

Para conservar las propiedades físicas del producto durante su almacenamiento, debe cumplir las siguientes recomendaciones:

- a) No coloque cargas adicionales, ni tampoco mezcle Canales con fijadores.
- b) El canal Plastigama decorativo debe almacenarse bajo cubierta y soportado en toda su longitud, en arneses no superiores a 60 cms.



Instalación de Canales y Bajantes

Herramientas Necesarias

- | | |
|---|---|
| 1.- Marco con sienta o remache para cortar. | 7.- Nivel para poner niveles. |
| 2.- Nivel de agua. | 8.- Destornillador de estrella. |
| 3.- Taladro con broca de longitud de 1/4" | 9.- Armario o sardinas. |
| 4.- Pines o alfileres. | 10.- Martillo de bola. |
| 5.- Lápiz. | 11.- Flexómetro. |
| 6.- Cuchillo. | 12.- Espátula con tornillos para coque. |



ANEXO 5.
Planos de Fabricación