

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE BOLÍVAR
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE ARMADURA EN TECHO LIVIANO CURVO
PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL TECHO DEL ANFITEATRO
DEL NUEVO EDIFICIO DE SERVICIOS ESTUDIANTILES DE LA
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA DE LA UNIVERSIDAD
DE ORIENTE, NÚCLEO BOLÍVAR, CIUDAD BOLÍVAR.**

**TRABAJO FINAL DE
GRADO PRESENTADO
POR EL BACHILLER
RAMOS GIRÓN JOSÉ A.
PARA OPTAR AL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

CIUDAD BOLÍVAR, 12 DE DICIEMBRE DEL 2024



**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO BOLÍVAR
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA**

ACTA DE APROBACIÓN

Este Trabajo de Grado, titulado **PROPUESTA DE ARMADURA EN TECHO LIVIANO CURVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL TECHO DEL ANFITEATRO DEL NUEVO EDIFICIO DE SERVICIOS ESTUDIANTILES DE LA ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE, NÚCLEO BOLÍVAR, CIUDAD BOLÍVAR**, presentado por el bachiller **JOSÉ ANDRÉS RAMOS GIRÓN**, cédula de identidad N° **27.902.499**, como requisito parcial para optar al título de INGENIERIO CIVIL ha sido APROBADO de acuerdo al reglamento de la Universidad de Oriente, por el jurado integrado por los profesores:

Nombre y Apellido:

Firma:

Prof. Rogelio Pérez S.

(Asesor)

Prof. Antonio Sequera

(Jurado)

Prof. Orlando Guevara

(Jurado)

Prof. Rodolfo González
Jefe del Departamento de Ingeniería
Civil

Prof. Francisco Monteverde
Director de la Escuela de Ciencias de la
Tierra

En Ciudad Bolívar, a los _____ días del mes de diciembre de 2024

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, a mi madre y tías, las personas más importantes en mi vida.

A mis demás familiares, amigos, y compañeros de estudio que de una u otra forma han contribuido con mi formación educativa y paso por la institución.

A la Universidad de Oriente por darme la oportunidad de formarme como profesional.

Al profesor, Ingeniero Rogelio Pérez Solano, por su aportar su valiosa guía y conocimientos durante de la realización de la presente investigación, como durante el trascurso de la carrera.

RESUMEN

El presente trabajo de grado consiste en elaborar una propuesta de diseño para el techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar. Dicho proyecto de nuevo edificio se enmarca dentro del macro proyecto de restauración y mejoramiento de las instalaciones del núcleo universitario, y la propuesta en cuestión para el anfiteatro de dicho edificio consiste en un techo compuesto por armaduras metálicas curvas de perfiles tubulares, cubiertas con láminas ligeras de policloruro de vinil (PVC). Para elaborar la propuesta se utilizó software de diseño asistido por computadora (CAD) para la elaboración de planos. Posteriormente la acción del viento fue estimada siguiendo las normas Covenin vigentes, se utilizó software de análisis estructural para calcular los valores de las solicitaciones sobre correas y elementos de las armaduras, reacciones y desplazamientos. La resistencia de los perfiles metálicos escogidos se verificó con la metodología de diseño de los Estados Límites, se diseñó las conexiones siguiendo la metodología vigente de diseño de conexiones de perfiles tubulares del American Institute of Steel Constuction (AISC) y finalmente se elaboró un presupuesto para conocer el costo estimado de la obra, concluyendo que la propuesta es viable para ser construida sobre el diseño original del edificio para el proyecto de recuperación.

CONTENIDO

ACTA DE APROBACIÓN	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
RESUMEN	iv
CONTENIDO.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	x
LISTA DE TABLAS.....	xiii
LISTA DE APÉNDICES.....	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I. SITUACIÓN A INVESTIGAR.....	3
1.1 Planteamiento del problema	3
1.2 Objetivos de la investigación.....	4
1.2.1 Objetivo General	4
1.2.2 Objetivos Específicos.....	4
1.3 Justificación de la Investigación.....	5
1.4 Alcance de la investigación	6
1.5 Limitaciones de la investigación	6
CAPITULO II. GENERALIDADES	7
2.1 La Universidad de Oriente.....	7
2.2 El Núcleo de Bolívar de la Universidad de Oriente	8
2.3 La Escuela de Ciencias de La Tierra	9
2.4 Misión de la Universidad de Oriente	9
2.5 Visión de la Universidad de Oriente.....	10
2.6 Objetivos de la Universidad de Oriente.....	10
2.7 Bases legales.....	11
2.8 Artículo 1° de la Ley Orgánica de Educación	11
2.9 Ubicación geográfica.....	12
2.10 Acceso al área de estudio.....	13
CAPITULO III. MARCO TEORICO	14
3.1 Antecedentes.....	14
3.2 Fundamentos Teóricos.....	14

3.3 Definición de términos básicos.....	16
3.3.1 Acero	16
3.3.2 Armadura.....	16
3.3.3 Viga	16
3.3.4 Acciones	16
3.3.5 Acciones permanentes.....	17
3.3.6 Acciones variables.....	17
3.3.7 Acciones variables gravitacionales	17
3.3.8 Acción del viento o Eólica	17
3.3.9 Velocidad Básica del Viento	18
3.3.10 Esfuerzo.....	18
3.3.11 Tracción.....	18
3.3.12 Compresión	18
3.3.13 Módulo de Elasticidad Longitudinal E.....	18

CAPITULO IV. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN 19

4.1 Tipo de investigación.....	19
4.2 Diseño de la investigación	19
4.3 Fases de la metodología de trabajo.....	20
4.3.1 Fase I: Planificación del trabajo	20
4.3.2 Fase II: Investigación de Campo y Documental	20
4.3.3 Fase III: procesamiento y análisis de la información	21
4.3.4 Fase IV: soluciones, conclusiones y recomendaciones	21
4.4 Población y Muestra	23
4.4.1 Población.....	23
4.4.2 Muestra.....	23
4.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	23
4.5.1 Técnicas de Recolección de Datos	23
4.5.2 Instrumentos de Recolección de datos	24

CAPITULO V. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS25

5.1 Determinación de la geometría de la armadura del techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.	25
5.2 Descripción de las ventajas y desventajas del uso de armaduras para cubrir grandes luces	27
5.3 Definición de cubiertas de techo livianas	30

5.4 Análisis de la metodología de cálculo de la Teoría de los Estados Límites para elementos estructurales de acero.....	32
5.4.1 Propiedades Mecánicas del Acero.....	32
5.4.2 Esfuerzo de Cedencia F_y	36
5.4.3 Límite de proporcionalidad F_p	37
5.4.4 Esfuerzo de agotamiento F_u	38
5.4.5 Módulo de elasticidad longitudinal E	38
5.4.6 Cargas o acciones.....	38
5.4.7 Acciones permanentes.....	39
5.4.8 Acciones variables.....	39
5.4.9 Acciones variables gravitacionales.....	39
5.4.10 La presión del viento.....	40
5.4.11 Criterios de diseño.....	40
5.4.11.1 Diseño en rango elástico.....	41
5.4.11.2 Diseño para los estados límites.....	42
5.4.11.3 El estado límite de agotamiento resistente.....	43
5.4.12 Diseño de miembros en flexión.....	49
5.4.12.1 Tipos de flexión.....	51
5.4.13 Diseño de miembros en tracción.....	60
5.4.13.1 Capacidad resistente a tracción.....	61
5.4.13.2 Esbeltez limitada.....	62
5.4.13.3 Deformaciones compatibles.....	62
5.4.14 Diseño de miembros en compresión.....	63
5.4.14.1 Capacidad resistente a compresión por pandeo flexional.....	67
5.4.15 Criterios para el diseño de conexiones de perfiles tubulares en armaduras.....	69
5.4.15.1 Definición de parámetros de diseño de conexiones de perfiles tubulares en armaduras.....	72
5.4.15.2 Límites de aplicabilidad para diseño de conexiones de perfiles tubulares en armaduras.....	75
5.4.15.3 Estados Límites para conexiones en T-, Y-, y X-.....	77
5.4.15.4 Estados Límites para conexiones en K- excéntricas.....	78
5.4.16 Pernos.....	80
5.4.16.1 Área total o Área gruesa y área neta.....	87
5.4.16.2 Área neta efectiva.....	88
5.4.16.3 Capacidad resistente a corte en deslizamiento crítico.....	89
5.4.16.4 Capacidad resistente a corte por aplastamiento.....	92
5.4.16.5 Capacidad resistente de las planchas por aplastamiento.....	94
5.4.16.6 Capacidad resistente por bloque de corte en los miembros.....	96
5.4.17 Soldaduras.....	98
5.4.17.1 Soldaduras de filete.....	101

5.4.17.2	Electrodos para soldar	103
5.4.17.3	Capacidad resistente de las conexiones soldadas.....	104
5.4.17.4	Capacidad resistente a corte en la soldadura.....	105
5.4.17.5	Capacidad resistente a corte en el área Av de los miembros	106
5.4.17.6	Capacidad resistente a tracción en el área total de los miembros	107
5.4.17.7	Capacidad resistente por bloque de corte en los miembros	110
5.4.18	Planchas de base de columnas.....	111
5.4.19	Hipótesis sobre la acción del viento	113
5.4.19.1	Velocidad del viento	114
5.4.19.2	Clasificación según el uso de la construcción.....	116
5.4.19.3	Clasificación según las características de respuesta.....	116
5.4.19.4	Clasificación según el tipo de exposición	117
5.4.19.5	Factor de respuesta ante ráfagas.....	120
5.4.19.6	Presión dinámica	121
5.4.19.7	Coeficientes de empuje y succión	122
5.4.19.8	Acciones mínimas	124

CAPITULO VI. GEOLOGIA ECONOMICA 126

6.1	Propuesta de armadura curva para el techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.....	126
6.1.1	Geometría de la armadura	126
6.1.2	Análisis de acción del viento sobre el techo del auditorio	126
6.1.3	Perfiles estructurales disponibles en Venezuela.....	129
6.1.4	Diseño de correas	130
6.1.5	Análisis estructural de la armadura propuesta.....	147
6.1.5.1	Resultados del análisis	152
6.1.6	Verificación de los miembros sometidos a tracción.....	154
6.1.7	Verificación de los miembros sometidos a compresión.....	154
6.1.8	Diseño de conexiones.....	157
6.1.8.1	Diseño de conexión tipo T-	161
6.1.8.2	Conexión tipo Y-.....	164
6.1.9	Diseño de soldaduras.....	166
6.1.9.1	Capacidad resistente por bloque de corte en los miembros	167
6.1.10	Diseño de apoyos	168
6.1.11	Diseño de planchas de apoyo	176
6.1.12	Diseño de pernos de anclaje:	178
6.1.13	Arriostramientos de techo	186

6.1.14 Presupuesto de la obra	189
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	194
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	196
APENDICES	198

LISTA DE FIGURAS

2.1 Ubicación geográfica del área de estudio	12
4.1 Flujograma de la metodología de trabajo. Realizado por Ramos, José (2023). 22	
5.1 Plano de planta del anfiteatro del edificio de aulas de la Escuela de Ciencias de la Salud, Núcleo Bolívar.....	26
5.2 Diseño y dimensiones de la armadura propuesta.....	27
5.3 Representación de una armadura plana	28
5.4 Armadura de puente.....	29
5.5 Lámina de aluminio para techos	31
5.6 Lamina de PVC para techos.....	31
5.7 Techo de armaduras curvas con láminas de PVC.....	32
5.8 Curvas de esfuerzo-deformación	35
5.9 Ensayos normativos de tracción uniaxial	35
5.10 Definición de la seguridad estructural	46
5.11 Definición del índice de confiabilidad.....	47
5.12 Correas y largueros de galpones	50
5.13 Diagramas de carga, fuerza cortante y momento flector de una viga.....	51
5.14 Flexión recta o normal	52
5.15 Flexión recta o normal	53
5.16 Flexión recta o normal	53
5.17 Flexión biaxial u oblicua	54
5.18 Flexión pura	55
5.19 Flexión simple o plana.....	55
5.20 Flexión compuesta	56
5.21 Flexión general	56
5.22 Flexo-torsión.....	57
5.23 Flexión biaxial	58
5.24 Esfuerzos admisibles de flexión de secciones compactas	59
5.23 Flecha o deflexión de una viga	60
5.26 Modelos para pandeo elástico e inelástico.....	64
5.27 Diferentes tipos de pandeo general o global.....	65
5.28 Curva de la columna en función de F_{cr} y λ_c , para cualquier tipo de acero estructural	67
5.29 Ejemplos de clasificación de conexiones de perfiles tubulares	71
5.30 Dimensiones de conexiones de perfiles tubulares	72
5.31 Perno de cabeza hexagonal	80
5.32 Longitud de los pernos.....	84
5.33 Espaciamiento entre conectores.....	86
5.34 Valores de C_t para hallar el área neta efectiva.....	89

5.35 Perno trabajando a corte por deslizamiento critico.....	91
5.36 Esfuerzos de aplastamiento.....	94
5.37 Bloque de corte en miembros traccionados	97
5.38 Soldaduras de arco	98
5.39 Tipos de juntas en soldaduras	99
5.40 Tipos de soldaduras	100
5.41 Soldaduras de filete.....	101
5.42 Cordones normales, colmados y ligeros	102
5.43 Ángulos soldados frontalmente por solo uno de sus lados	109
5.44 Ángulos soldados lateralmente por solo uno de sus lados y combinación de soldadura lateral y frontal	109
5.45 Plancha de base bajo carga axial	112
5.46 Secciones críticas de plancha de apoyo	113
5.47 Acción del viento	115
5.48 Presiones estáticas	122
6.1 Dimensiones de la armadura propuesta apoyada sobre las columnas	126
6.2 Identificación de los nodos de la armadura	130
6.3 Correa de techo, nodo S-2	131
6.4 Diagrama de carga, correa S-2, caso (1), vista inclinada.....	133
6.5 Diagrama de carga, correa S-2, caso (1), eje x	134
6.6 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (1), eje x	134
6.7 Diagrama de carga, correa S-2, caso (1), eje y	134
6.8 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (1), eje y	135
6.9 Diagrama de carga, correa S-2, caso (2), vista inclinada.....	136
6.10 Diagrama de carga, correa S-2, caso (2), eje x	136
6.11 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (2), eje x	136
6.12 Diagrama de carga, correa S-2, caso (2), eje y	137
6.13 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (2), eje y	137
6.14 Diagrama de carga, correa S-2, caso (3), vista inclinada.....	138
6.15 Diagrama de carga, correa S-2, caso (3), eje x	138
6.16 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (3), eje x	138
6.17 Diagrama de carga, correa S-2, caso (3), eje y	139
6.18 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (3), eje y	139
6.19 Diagrama de carga, correa S-15, caso (1).....	141
6.20 Diagrama de momentos, correa S-15, caso (1).....	141
6.21 Diagrama de carga, correa S-15, caso (2).....	142
6.22 Diagrama de momentos, correa S-15, caso (2).....	142
6.23 Diagrama de carga, correa S-15, caso (3).....	142
6.24 Diagrama de momentos, correa S-15, caso (3).....	143
6.25 Diagrama de carga, correa I-3, vista inclinada	144
6.26 Diagrama de carga, correa I-3, eje x.....	144
6.27 Diagrama de momentos, correa I-3, eje x.....	145

6.28 Diagrama de carga, correa I-3, eje y.....	145
6.29 Diagrama de momentos, correa I-3, eje y.....	145
6.30 Diagrama de carga, correa I-15.....	146
6.31 Diagrama de momentos, correa I-15	147
6.32 Cargas por nodo en la armadura	151
6.33 Identificación de barras de la armadura.....	152
6.34 Representación gráfica deformada de la armadura.....	152
6.35 Gráfica de distribución de esfuerzos axiales sobre las barras de la armadura.....	153
6.36 Detalle y dimensiones de las juntas de la armadura	158
6.37 Detalle de las juntas de la armadura, conexión en T-	161
6.38 Detalle de las juntas de la armadura, conexión en Y-.....	164
6.39 Diseño de apoyo, vista frontal	169
6.40 Diseño de apoyo, vista lateral	170
6.41 Dimensiones de perfiles angulares recortados.....	171
6.42 Dimensiones de planchas de base.....	181
6.43 Apoyos de la armadura, vista frontal	182
6.44 Apoyos de la armadura, vista lateral.....	183
6.45 Longitud de pernos de anclaje	184
6.46 Arriostramientos de techo, vista frontal.....	186
6.47 Arriostramientos de techo, vista entre armaduras.....	187
6.48 Arriostramientos de techo, vista sobre el auditorio	187
6.49 Esquema del techo propuesto sobre el auditorio, vista isométrica	188

LISTA DE TABLAS

5.1 Propiedades del acero estructural	33
5.2 Factores de minoración de resistencia	45
5.3 Factores K de longitud efectiva en columnas	66
5.4 Esfuerzos de agotamiento a tracción F_u de los pernos estructurales	81
5.5 Apriete final en los pernos	82
5.6 Fuerzas mínimas de tracción T_b en los pernos	82
5.7 Dimensiones nominales de agujeros	83
5.8 método de perforación de los agujeros	83
5.9 Longitudes de los pernos de alta resistencia A 325 y A 490	85
5.10 Capacidad resistente en los pernos	93
5.11 Parámetros de diseño de pernos	93
5.12 Tamaño mínimo de las soldaduras de filete	103
5.13 Tamaño máximo de las soldaduras de filete	103
5.14 compatibilidad de electrodos	104
5.15 Esfuerzos en el metal de aporte en soldaduras de filete	104
5.16 Resistencia de diseño por cortante en la soldadura (SAP)	106
5.17 Valores de C_t para conexiones con soldaduras laterales	110
5.18 Clasificación de las construcciones según su uso	116
5.19 Clasificación de las construcciones según sus características de respuesta... ..	117
5.20 Clasificación de las construcciones según el tipo de exposición	118
5.21 Clasificación de las construcciones por tipo de exposición para componentes y cerramientos	118
5.22 Factor de importancia eólica	119
5.23 Coeficientes para el cálculo de la presión dinámica	119
5.24 Coeficientes de arrastre K sobre una superficie	120
5.25 Coeficientes C_p para el cálculo de las acciones externas sobre los techos en arco de sistemas resistentes al viento	123
6.1 Calculo de la presión estática en Kg/m^2	129
6.2 Tipos de acero estructural utilizados en el diseño	129
6.3 Cargas permanentes más viento en armadura	149
6.4 Cargas permanentes por nodo lado derecho de la armadura	150
6.5 Presupuesto de la obra	193

LISTA DE APÉNDICES

A	Resultados del análisis estructural	
A.1	Fuerzas axiales en las barras de la armadura	200
A.2	Desplazamientos de los nodos de la armadura	203
A.3	Reacciones en apoyos	205
B	Características de perfiles metálicos	
B.1	Perfiles Sidetur IPN disponibles en el país	207
B.2	Perfiles de ángulos de alas iguales Sidetur disponibles en el país	208
B.3	Perfiles tubulares de sección cuadrada Conduven-Eco disponibles en el país	209
C	Análisis de precios unitarios	
C.1	Partida No. 1	211
C.2	Partida No. 2	213
C.3	Partida No. 3	215
C.4	Partida No. 4	218
C.5	Partida No. 5	221
C.6	Partida No. 6	224
C.7	Partida No. 7	227

INTRODUCCIÓN

La Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar, es la institución de educación superior más importante del oriente del país, encargada de formar profesionales en áreas de ciencias de la tierra y de la salud durante más de seis décadas; en los últimos años ha sido afectada por un grave proceso de deterioro de sus instalaciones, producto de diversos factores socio-económicos, y recientemente desde las autoridades del gobierno nacional en conjunto con la directiva de la institución se plantea un macro proyecto de restauración y ampliación de sus instalaciones, como respuesta natural a la necesidad de recuperar los espacios adecuados para mantener o mejorar la calidad educativa que se imparte en la institución, lo cual es de suma importancia y beneficio para el oriente venezolano.

Para dicho fin propuesto, uno de los objetivos del proyecto de restauración consiste en la construcción de un nuevo edificio de servicios estudiantiles en la sede de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar. El cual debe contar con una sala anfiteatrica para llevar a cabo presentaciones y eventos especiales. El presente trabajo consiste en una propuesta para el diseño y posible construcción del techo del anfiteatro del nuevo edificio mencionado, techo que estaría conformado por armaduras metálicas curvas soportando láminas ligeras de materiales plásticos, como el policloruro de vinil.

El trabajo está enfocado en el diseño de estructuras metálicas, específicamente armaduras para techos; el cálculo permitirá elaborar una propuesta para la construcción del techo del proyecto en cuestión y aportará información sobre los procedimientos y criterios de diseño para ese tipo de estructuras, buscando adquirir o reforzar conocimientos sobre la construcción eficiente y eficaz de ese tipo de obras civiles.

Esta investigación está estructura por VI capítulos. El capítulo I abarca la situación objeto de estudio, los Objetivos general y específicos, la justificación de la investigación, el alcance y las limitaciones de la misma. El capítulo II contiene las Generalidades, las bases legales de la investigación, y su ubicación geográfica. El Capítulo III presenta de manera resumida la terminología básica relacionada directamente con el tema de estudio y antecedentes o estudios previos. En el Capítulo IV se describe la metodología aplicada en la investigación, como la recopilación de información, técnicas e instrumentos de recolección de datos. En los Capítulos V y VI se analizan e interpretan los resultados obtenidos. Y por último se establecen conclusiones y recomendaciones del estudio realizado y se presentan las fuentes consultadas.

CAPITULO I

SITUACIÓN A INVESTIGAR

1.1 Planteamiento del problema

Una armadura es un montaje de elementos generalmente rectos conectados en sus extremos por conexiones flexibles que forman un cuerpo rígido. Debido a su ligereza y alta resistencia, las armaduras son usadas ampliamente, y su rango de aplicación va desde puentes y techos de edificios, hasta estructuras de soporte en estaciones espaciales. Las armaduras modernas están construidas con elementos unidos, los cuales por lo general son de acero, perfiles de aluminio o puntales de madera, sujetos a placas de refuerzo a través de conexiones atornilladas o soldadas.

Si todos los elementos de una armadura y sus cargas se encuentran en un solo plano, la armadura se llama, armadura plana y dos o más armaduras pueden conectarse en sus nodos por vigas llamadas largueros, para formar una estructura en tres dimensiones. El techo está sujeto a los largueros, los cuales transmiten la carga de techo (peso del techo más cualquier otra carga debida a la nieve, viento, etc.), además de su propio peso, a las armaduras de soporte en los nodos. Debido a que las cargas aplicadas actúan en cada armadura en su plano, la armadura puede ser tratada como una armadura plana.

Es necesario realizar una propuesta para el diseño del techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar. Techo que estaría conformado por armaduras metálicas curvas cubiertas con láminas ligeras de materiales plásticos; para esto es necesario estimar las cargas que soportará la estructura, de forma que se debe conocer el peso y demás especificaciones de las

láminas de cubierta a utilizar, estimar las potenciales acciones producidas por el viento sobre la estructura en la región en cuestión, asumir el peso propio de la armadura, proceder con el cálculo estructural y posteriormente aplicar las teorías de diseño para elementos metálicos.

Esta investigación permitirá describir normas y procedimientos necesarios para el diseño de armaduras metálicas mediante la teoría de los Estados Límites y dar solución al problema planteado por la construcción del techo del proyecto en cuestión.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo General

Realizar una propuesta para la construcción del techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.

1.2.2 Objetivos Específicos

1. Determinar la geometría curva de la armadura del techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.
2. Describir las ventajas y desventajas del uso de armaduras para cubrir grandes luces.
3. Definir cubiertas de techo livianas.

4. Analizar la metodología de cálculo de la Teoría de los Estados Límites para elementos estructurales de acero.

5. Proponer un sistema de techo curvo para el anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.

1.3 Justificación de la Investigación

Las instalaciones de la sede de la Escuela de Ciencias de La Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar, han sufrido un grave deterioro, al punto de ser inutilizables en su estado actual, producto del abandono de actividades durante el periodo más grave de la pandemia de Covid-19 y de los varios años de falta de mantenimiento, producto de la escasez de fondos necesarios; en vista del deseo de su restauración y mejoramiento por parte de las autoridades nacionales y de la directiva universitaria, se justifica el presente proyecto por los motivos siguientes:

Desde el punto de vista teórico-práctico esta investigación permitirá elaborar una propuesta viable para la construcción del techo del anfiteatro del proyecto del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra, Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar.

Desde el punto de vista técnico, la investigación aportará conocimientos de ingeniería estructural, pues describirá los procedimientos y normas aplicables para el cálculo y diseño de elementos estructurales metálicos, específicamente, armaduras para techos livianos utilizados en recintos anfiteatricos donde se requiere la ausencia de columnas intermedias.

Desde el punto de vista social, la investigación permitirá aportar una posible solución a uno de los problemas planteados por el futuro proyecto de construcción del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar, proyecto que se plantea dentro del macro proyecto de restauración y mejoramiento de las instalaciones del núcleo universitario, proyecto necesario para la recuperación del campus universitario que permita continuar de forma eficiente el proceso de formación de futuros profesionales del oriente venezolano.

1.4 Alcance de la investigación

Realizar una propuesta para la construcción del techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar; elaborar un diseño de armaduras metálicas curvas cubiertas con láminas ligeras de materiales plásticos, elegir el material de la cubierta, calcular las cargas que actuarán sobre las armaduras, incluyendo la acción del viento, elegir los perfiles metálicos a utilizar y realizar el diseño de las conexiones de los elementos, pernos, soldaduras, apoyos, arriostramientos, y por último, calcular el costo estimado de la obra.

1.5 Limitaciones de la investigación

Las principales limitaciones para la presente investigación son la dificultad en la obtención de información sobre algunos materiales requeridos para el diseño del proyecto en cuestión.

CAPITULO II

GENERALIDADES

2.1 La Universidad de Oriente

La Universidad de Oriente fue creada el 21 de noviembre de 1958, mediante el Decreto Ley No. 459 dictado por la junta de Gobierno presidida por el Dr. Edgard Sanabria. Siendo Ministro de Educación el Dr. Rafael Pizani y bajo la conducción de su Rector Fundador, Dr. Luis Manuel Peñalver, comienza sus funciones el 12 de febrero de 1960 en Cumaná, con los Cursos Básicos; en Octubre de 1961 se instala el Núcleo de Monagas con la Escuela de Ingeniería Agronómica y Petróleo; en el Núcleo de Bolívar se iniciaron las actividades en Enero de 1962 con la Escuela de Medicina y la Escuela de Geología y Minas, en el Núcleo de Anzoátegui comenzaron el 9 de enero de 1963 con la Escuela de Ingeniería y Química y en el Núcleo de Nueva Esparta se iniciaron los Cursos Básicos el 21 de Enero de 1969.

En su concepción la Universidad de Oriente se define como un Sistema de Educación Superior al servicio del país con objetivos comunes a las demás universidades venezolanas y del mundo. No obstante, es única en su género, experimental y autónoma, innovadora en la creación de la unidad profesional de Cursos Básicos, la departamentalización, los lapsos semestrales, el sistema de unidades de créditos, los cursos intensivos, etc., desarrollando investigación científica, docencia y extensión en todos los aspectos del conocimiento, que contemplan sus programas educativos de pre y postgrado.

Es casi una antítesis de la universidad tradicional cuyo campus tiene su sede en los núcleos universitarios ubicados en los Estados Anzoátegui, Bolívar, Monagas, Nueva Esparta, y Sucre, asumiendo así la responsabilidad de la Educación

Universitaria y desde su inicio motor fundamental del desarrollo integral en toda la región insular nororiental y sur del país, en función de las condiciones posibilidades y tendencias de desarrollo de cada uno de los estados orientales donde funcionan.

Administrativamente la autoridad máxima es el Consejo Universitario, formado por las autoridades rectorales, los Decanos de los cinco núcleos, cinco representantes de los profesores, un representante estudiantil de cursos básicos, dos representantes estudiantiles de los cursos profesionales, un representante del Ministerio de Educación y un representante de los egresados, quienes tienen la responsabilidad de asumir colegiadamente la orientación y gestión de la Universidad.

2.2 El Núcleo de Bolívar de la Universidad de Oriente

El 20 de febrero de 1960, por resolución del Consejo Universitario se crea el Núcleo de Bolívar de la Universidad de Oriente; siendo su sede en ciudad Bolívar, capital del Estado Bolívar. No será sino hasta el 8 de enero de 1962 cuando formalmente este núcleo inicia sus actividades académicas con las escuelas de: Medicina y de Geología y Minas. Para agosto de 1968 el ministerio de educación aprueba la creación de la escuela de Cursos Básicos, y para 1969 el inicio de sus actividades académicas y administrativas. En la actualidad el núcleo cuenta con sedes en:

1. Ciudad Bolívar (Municipio Angostura del Orinoco): Escuela Ciencias de la Tierra, Escuela Ciencias de la Salud, y Unidad de Estudios Básicos.
2. En San Félix (Municipio Caroní): Unidad Experimental Puerto Ordaz (UEPO).
3. En Caicara del Orinoco (Municipio Cedeño): Extensión Caicara.

2.3 La Escuela de Ciencias de La Tierra

Inicia sus actividades la escuela de Geología y Minas en las instalaciones de la empresa norteamericana Oliver Iron Company, cedidas a la institución universitaria por un precio simbólico, ubicadas en la parroquia la Sabanita.

El Doctor José Nancy Perfetti fue el primer director, además, de fundador de la Escuela de Geología y Minas, a quien se le atribuye el diseño del primer pensum de estudios por encargo del Doctor Luis Manuel Peñalver, Rector-Fundador de la Universidad de Oriente por decreto presidencial.

El Instituto de Investigaciones Geológicas y Mineras, como se llamó en principio esta escuela, contó para su diseño con la participación del ingeniero Dimitri Andreiv y los geólogos José Baptista Gómez y Galo Yáñez Pintado. Un proyecto geotécnico del eje del Puente sobre el Orinoco, encargado por el gobierno de Leopoldo Sucre Figarella, en 1961, que le generó una ganancia de 300 mil bolívares permitió la consolidación de esta escuela ubicada en terrenos ubicados en el sector de la Sabanita, en Ciudad Bolívar.

Entre 1963 y 1965, la Escuela de Geología y Minas comenzó a formar tres especialidades: Geólogos, Ingenieros Geólogos e Ingenieros de Minas, hasta, que se le dió una nueva orientación basada en las necesidades de la Región Guayana como lo es la formación de Ingenieros Civiles e Ingenieros Industriales lo que provoco su cambio de nombre a Escuela Ciencias de la Tierra.

2.4 Misión de la Universidad de Oriente

Contribuir a la formación de profesionales de excelencia, de valores éticos y morales, críticos, creativos e integrales en la prestación de servicios en las diferentes

áreas del conocimiento y desarrollando actividades de investigación, docencia y extensión para cooperar en la construcción de la sociedad venezolana de la Región Oriental – Insular – Sur del país.

2.5 Visión de la Universidad de Oriente

Ser un ente Rector en la Educación Superior que asuma una filosofía democrática y participativa; orientada hacia la plena autonomía, comprometida a dedicar sus esfuerzos a la formación de recursos humanos competitivos para el mercado laboral, prestando servicio de calidad en las áreas del conocimiento científico, humanístico y tecnológico mediante la realización de funciones de investigación, docencia y extensión, atendiendo la pertinencia social de cada núcleo, respondiendo oportunamente a las exigencias de su entorno y a las demandas de cambios e innovaciones que caracterizan a nuestra época.

2.6 Objetivos de la Universidad de Oriente

1. Formar los equipos profesionales y técnicos necesarios para el desarrollo del país.
2. Ampliar los recursos científicos y técnicos, para la solución de problemas económicos y sociales del país y en especial de la Región Oriental, Insular y Sur del país.
3. Conservar e incrementar el patrimonio cultural y educativo e incorporarse a las tareas del desarrollo integral de Venezuela.
4. Conducir el proceso de formación de un profesional hábil y útil para ubicarse en un mundo competitivo, integrado, regionalizado y en proceso acelerado de transformación con base a una educación de calidad.
5. Transformar la gerencia universitaria basada en un modelo cultural, centrado en las personas y en los procesos, tendente hacia la modernización de la Institución.

6. Rescatar la formación profesional de los alumnos mediante el desarrollo de la mística, dignidad, moral, creatividad, innovación y productividad, para que sean capaces de insertarse en el quehacer regional y nacional.
7. Implantar Educación Superior de la más alta calidad, con el fin de obtener un profesional de excelencia.
8. Generar un cambio de modelos y de funcionamiento basado en una reestructuración curricular.

2.7 Bases legales

Las bases legales de la Universidad de Oriente están en el decreto ley N° 459, publicado en la gaceta oficial de la República de Venezuela N° 25.831 el 21 de noviembre de 1958, que establece su función. Aparte como toda institución educativa del país se rige por la Ley de Universidades, publicada en la Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 1.429 Extraordinario de fecha 8 de septiembre de 1970 y la Ley Orgánica de Educación: Gaceta 5929: 2009.

2.8 Artículo 1° de la Ley Orgánica de Educación

La presente Ley tiene por objeto desarrollar los principios y valores rectores, derechos, garantías y deberes en educación, que asume el Estado como función indeclinable y de máximo interés, de acuerdo con los principios constitucionales y orientada por valores éticos humanistas para la transformación social, así como las bases organizativas y de funcionamiento del Sistema Educativo de la República Bolivariana de Venezuela.

2.9 Ubicación geográfica

Escuela de Ciencias de la Tierra, Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar, Municipio Autónomo Angostura del Orinoco, Estado Bolívar, Venezuela.
Coordenadas geográficas (UTM): 8° 06' 59'' N, 63° 33' 15'' E.



Figura 2.1 Ubicación geográfica del área de estudio

2.10 Acceso al área de estudio

El acceso a la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo bolívar, ubicada en Ciudad Bolívar, se realizó a través de la Avenida San Simón, parroquia La Sabanita.

CAPITULO III

MARCO TEÓRICO

3.1 Antecedentes

López, Raquel (2016) realizó un trabajo de grado en la Universidad Nacional Experimental del Táchira de San Cristóbal, Venezuela, para optar al título de Ingeniero Civil, titulado “Diseño Estructural del Teatro Planteado en la Propuesta Arquitectónica `Centro Recreacional y Cultural Monterrey`, Municipio San Cristóbal, Estado Táchira”. En el mismo se hace una propuesta de diseño estructural del teatro planteado, aplicando metodos de la teoría de Estados Limites para el predimensionado de los elementos estructurales de concreto armado y acero.

González, María y Osteicoechea, Victoria, (2010), realizaron un trabajo de grado en la Universidad Católica Andrés Bello de Caracas, Venezuela, para optar al título de Ingeniero Civil, titulado “Diseño de Conexiones Típicas para Cerchas con Elementos Tubulares”. Donde se describen los procedimientos de diseño típico de soldaduras de filete y de ranura para conexiones de armaduras conformadas por perfiles tubulares.

3.2 Fundamentos Teóricos

Fratelli, María Graciela (2003) establece que:

“La nueva norma de Estructuras de Acero para Edificaciones, Método de los Estados Limites, Covenin-Mindur 1618-98, se basa en la consideración de los estados límites de utilidad estructura. El estado limite es la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural, no es más apta para satisfacer la función prevista.

Entre los límites de utilidad estructural se pueden mencionar: el límite de resistencia, el límite de deformabilidad, la fractura frágil, el colapso plástico, las vibraciones excesivas, la fatiga, la inestabilidad, el volcamiento, el deterioro, los efectos que sobrepasan las máximas condiciones aceptables de servicio y confort, etc.

Por lo tanto, el objetivo del análisis y diseño según la teoría de los estados límites, es mantener la estructura alejada de la probabilidad de superar la frontera de utilidad, asegurando, tanto en forma local como global, la estabilidad, la resistencia y la rigidez de sus miembros, para cualquier combinación prevista de las solicitaciones que se pueden presentar durante la vida útil de la edificación.”. pp 60.

Los libros “Diseño de Estructuras Metálicas” y “Proyectos Estructurales de Acero” tienen como objetivo dar una orientación general para el proyecto y diseño de estructuras de acero, y presentar la necesaria información acerca de su comportamiento bajo diferentes solicitaciones, debidas a cargas gravitacionales, de viento o de sismo. Dichos libros pueden usarse para la consulta de los ingenieros proyectistas de estructuras, y para todos los cursos de diseño en acero, ya que constituye una selección de los criterios conocidos y aprobados por la mayoría de los códigos que reglamentan la ejecución de las estructuras de acero.

En el diseño del proyecto son consideradas las normas de la Comisión Venezolana de Normas Industriales del Ministerio del Desarrollo Urbano (COVENIN - MINDUR), para Estructuras de Acero para Edificaciones, Método de los Estados Límites 1618-1998; de Acciones del Viento sobre las Construcciones 2003-86; de Criterios y Acciones mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002-88, de Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural – Fondonorma 1753-2006; y las normas de diseño de conexiones de secciones tubulares estructurales del American Institute of Steel Construction (AISC), Steel Design Guide - Hollow Structural Section Connections, versión 2010.

3.3 Definición de términos básicos

3.3.1 Acero

Los aceros son aleaciones de hierro y carbono con concentraciones apreciables de otros elementos aleantes. Las propiedades mecánicas dependen del contenido en carbono, que suele ser inferior al 1%. (Callister, W. D., 2007).

3.3.2 Armadura

Una armadura es un montaje de elementos rectos conectados en sus extremos por conexiones flexibles que forman un cuerpo rígido. Debido a su ligereza y alta resistencia, las armaduras son usadas ampliamente, y su rango de aplicación va desde puentes y techos de edificios, hasta estructuras de soporte en estaciones espaciales. Las armaduras modernas están construidas con elementos unidos, los cuales por lo general son de acero, perfiles de aluminio o puntales de madera, sujetos a placas de refuerzo a través de conexiones atornilladas o soldadas. (Kassimali, A., 2015).

3.3.3 Viga

Las vigas son elementos horizontales, generalmente rectos que se usan principalmente para soportar cargas verticales. (Hibbeler, R. C., 2012).

3.3.4 Acciones

Fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones o deformaciones en algún elemento de una construcción. Las acciones se clasifican en permanentes, variables y accidentales. (COVENIN-MINDUR, 1986).

3.3.5 Acciones permanentes

Son aquellas como el peso propio de la estructura y todos los restantes componentes fijos del edificio, soportados en forma invariable en el tiempo, tales como las placas y losas de concreto armado, los sobrepisos, los pisos, paredes de mampostería, aislaciones, revestimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de gas y aire acondicionado, las maquinarias fijas adheridas a pisos o paredes, y todos los restantes elementos estructurales, no estructurales u ornamentales, cuyo conjunto conforma un edificio en forma inamovible. (Fratelli, M. G., 2003).

3.3.6 Acciones variables

Son todas las acciones no permanentes. Las acciones variables incluyen a las cargas variables gravitacionales, empujes laterales de tierra o fluidos, acciones térmicas, asentamientos diferenciales, presiones y succiones del viento, acciones sísmicas, etc. (Fratelli, M. G., 2003).

3.3.7 Acciones variables gravitacionales

Son las cargas y acciones debidas a la ocupación y uso de las diferentes áreas de una construcción, de acuerdo con el destino previsto. Contempla el peso de las personas, los vehículos, los muebles, adornos y accesorios, materiales de trabajo, etc. (Fratelli, M. G., 2003).

3.3.8 Acción del viento o Eólica

Acción accidental que produce el aire en movimiento sobre los objetos que se le interponen, y que consiste, principalmente, en empujes y succiones. (Fratelli, M. G., 2003).

3.3.9 Velocidad Básica del Viento

Velocidad correspondiente al tiempo patrón de recorrido del viento medida a 10 metros de altura sobre un terreno en planicie o campo abierto con obstrucciones no mayores a 10 metros de altura y asociada a un Periodo de Retorno de 50 años. (COVENIN-MINDUR, 1986).

3.3.10 Esfuerzo

Es la resistencia interna que ofrece un área unitaria del material del que está hecho un miembro para una carga aplicada externa. (Mott, R. L., 1996).

3.3.11 Tracción

Es un esfuerzo interno normal al que está sometido un elemento debido a la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto y tienden a estirarlo. (Mott, R. L., 1996).

3.3.12 Compresión

Es un esfuerzo interno al que está sometido un elemento debido a la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto y tienden a acortarlo. (Mott, R. L., 1996).

3.3.13 Módulo de Elasticidad Longitudinal E

Este módulo, conocido también por Modulo de Young, es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico. Resulta en la relación entre el esfuerzo que se aplica al material y la deformación elástica resultante. Para todos los aceros, E tiene un valor prácticamente constante de $2,1 \times 10^6$ Kg/cm². (Fratelli, M. G., 2003).

CAPITULO IV

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

En esta fase se muestran los métodos a emplear para obtener los datos que permitan cumplir con los objetivos de esta investigación, por lo que se describirá el tipo y diseño de la misma.

4.1 Tipo de investigación

Arias, F. (2012) clasifica a los tipos de investigación según su nivel, en exploratoria, descriptiva y explicativa. El autor considera la investigación descriptiva como “la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento. Los resultados de este tipo de investigación se ubican en un nivel intermedio en cuanto a la profundidad de los conocimientos se refiere”.

Tomando en cuenta lo anterior, esta investigación sería de tipo descriptiva, pues se enfoca en el estudio y análisis de los procedimientos a seguir para el diseño de armaduras metálicas según la teoría de los Estados Limites.

4.2 Diseño de la investigación

Arias, F. (2012) considera que “el diseño de investigación es la estrategia general que adopta el investigador para responder al problema planteado. En atención al diseño, la investigación se clasifica en: documental, de campo y experimental” .

El autor describe la investigación de campo como “aquella que consiste en la recolección de datos directamente de los sujetos investigados o de la realidad donde ocurren los hechos sin manipular o controlar variable alguna”. Considerando lo

anterior, esta investigación se clasifica como una investigación de campo proyectiva de diseño no experimental, debido a que los datos necesarios para cumplir los objetivos y proponer una solución al problema planteado se obtienen de las instalaciones de la Universidad de Oriente, sin modificar variable alguna.

4.3 Fases de la metodología de trabajo

La finalidad del desarrollo de esta metodología, es recopilar información sobre estructuras existentes, para ofrecer una propuesta de diseño para la construcción del techo del auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar. Para ello, se busca cumplir con las siguientes fases:

4.3.1 Fase I: Planificación del trabajo

En esta fase se recopiló toda la información bibliográfica necesaria sobre el tema a estudiar, se inspeccionó el área de interés y luego se procedió con la revisión de planos, estudios, proyectos y trabajos existentes, con características similares. Se elaboró un plan de trabajo para organizar el estudio, para luego iniciar el proyecto.

4.3.2 Fase II: Investigación de Campo y Documental

Es esta fase, se llevó a cabo la exploración de campo que consistió en realizar la observación y medición de las dimensiones del edificio principal de la Escuela de Ciencias de la Salud, de la Universidad de Oriente en Ciudad Bolívar, que será utilizado como modelo para el nuevo edificio servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra, así como el análisis de información referente al tema de investigación.

4.3.3 Fase III: procesamiento y análisis de la información

En esta fase se realizó la transcripción y organización de la información, la cual sirve como base para establecer los procedimientos y criterios aplicables al diseño de armaduras metálicas para techos y plantear el diseño para el proyecto en cuestión.

4.3.4 Fase IV: soluciones, conclusiones y recomendaciones

Comprende la síntesis de toda la metodología utilizada para la realización del proyecto de diseño del techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra, y a continuación fueron elaboradas la propuesta, conclusiones y recomendaciones, para terminar con la redacción del informe final, Figura 4.1.


 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES Fecha de Inicio 01/10/2023 Fecha de Culminación 31/01/2024												
MES	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.								
Actividades												
Fase I: Planificación del trabajo												
<ul style="list-style-type: none"> Recopilación bibliográfica Consulta de planos Planificación del proyecto 	■	■										
Fase II: Investigación Documental												
<ul style="list-style-type: none"> Desarrollo de anteproyecto 			■	■								
<ul style="list-style-type: none"> Determinar la geometría curva de la armadura del proyecto en cuestión 				■	■							
<ul style="list-style-type: none"> Describir las ventajas y desventajas del uso de armaduras para cubrir grandes luces. 					■	■						
Fase III: Procesamiento y análisis de información												
<ul style="list-style-type: none"> Analizar la metodología de cálculo de la Teoría de los Estados Límites para elementos estructurales de acero 								■				
<ul style="list-style-type: none"> Proponer un sistema de techo curvo para el proyecto estipulado 								■	■	■		
Fase IV: Evaluación, conclusiones y recomendaciones.												
<ul style="list-style-type: none"> Análisis e interpretación de resultados 											■	
<ul style="list-style-type: none"> Síntesis de conclusiones y recomendaciones 												■
<ul style="list-style-type: none"> Entrega del proyecto final 												■

Figura 4.1 Flujoograma de la metodología de trabajo. Realizado por Ramos, José (2023).

4.4 Población y Muestra

4.4.1 Población

Arias, F. (2012) define población como “un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Ésta quedó delimitada por el problema y por los objetivos del estudio”.

Para esta investigación, se tomará como población el edificio de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.

4.4.2 Muestra

Arias, F. (2012) establece que “la muestra es un subconjunto representativo y finito que se extrae de la población accesible”. En el caso de la presente investigación, la muestra será el techo curvo del anfiteatro del proyecto del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.

4.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

4.5.1 Técnicas de Recolección de Datos

Arias, F. (2012) cita que “Las técnicas de recolección de datos son las distintas formas o maneras de obtener la información. Son ejemplos de técnicas; la observación directa, la encuesta en sus dos modalidades: oral o escrita (cuestionario), la entrevista no estructurada, el análisis documental, análisis de contenido, etc.”.

“La observación es una técnica que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad, en función de unos objetivos de investigación preestablecidos” Arias, F. (2012).

Las técnicas de recolección de datos para esta investigación serán la observación directa, porque visualizaremos y obtendremos datos directamente de estructuras existentes, la entrevista no estructurada, y la revisión bibliográfica, debido a que recopilaremos información de diversas fuentes como otros trabajos de grado sobre temas relacionados, libros físicos y digitales, planos, publicaciones, además del uso de consultas mediante Internet; con el fin de obtener datos oportunos que puedan ser útiles para el avance la investigación.

4.5.2 Instrumentos de Recolección de datos

Arias, F. (2012) establece que “Un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital), que se utiliza para obtener, registrar o almacenar información”.

Los instrumentos utilizados para recolección de datos para esta investigación serán: libreta de anotaciones y lápiz, computadora personal, teléfono inteligente, software de diseño asistido por computadora (CAD) y software de análisis estructural.

CAPITULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1 Determinación de la geometría de la armadura del techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.

Para el diseño y construcción del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar; se tomará como base el diseño del edificio de aulas de la Escuela de Ciencias de la Salud de la Universidad de Oriente del mismo núcleo; por lo tanto, la luz a cubrir por las armaduras de techo en el anfiteatro será de 24 metros, espaciadas a 6 metros una de otra, empezando en el eje (2) y terminando en el eje (6), como se observa en el plano de planta del edificio en cuestión, Figura 5.1.

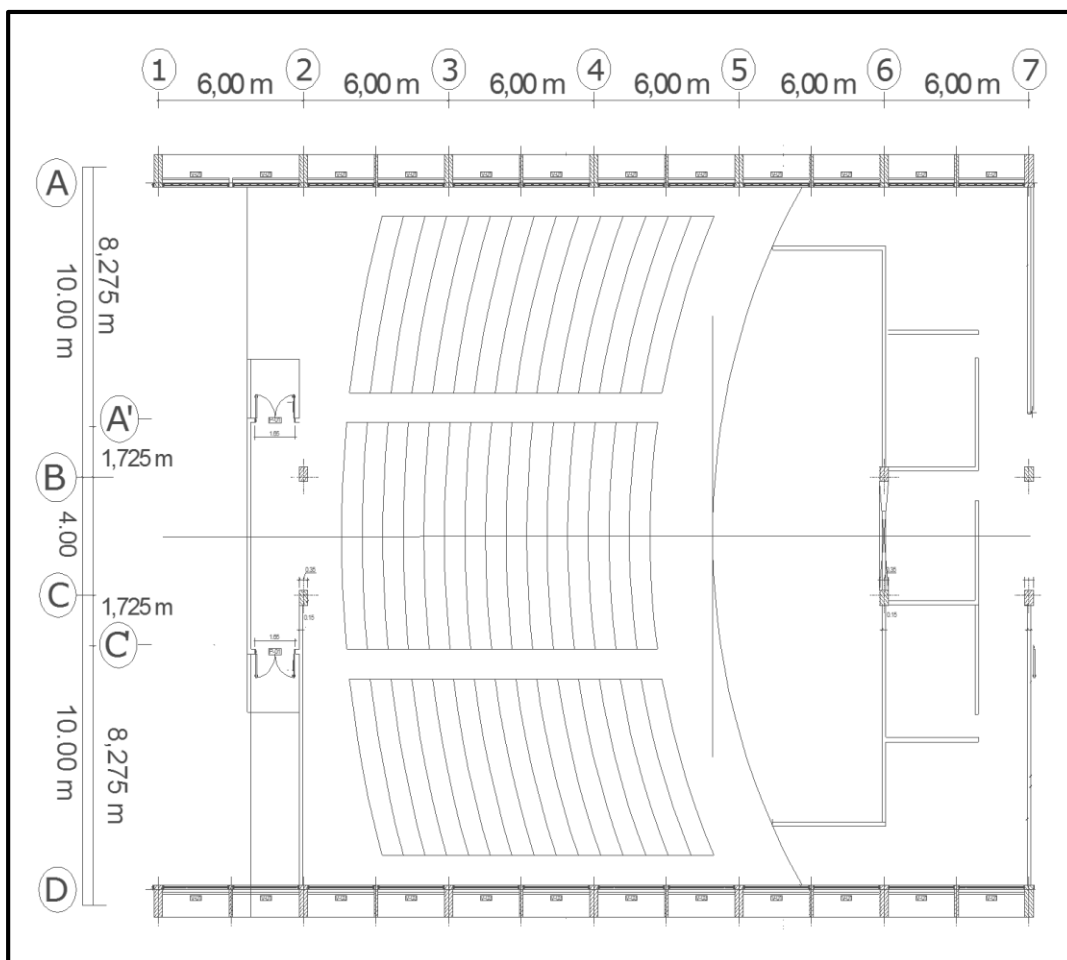


Figura 5.1 Plano de planta del anfiteatro del edificio de aulas de la Escuela de Ciencias de la Salud, Núcleo Bolívar.

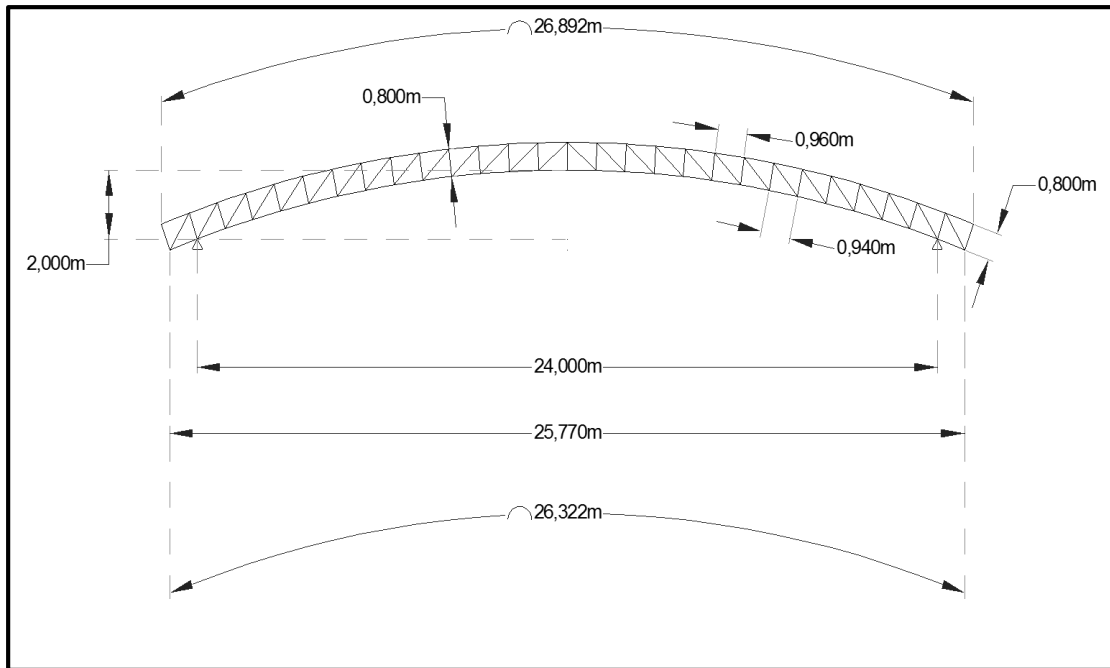


Figura 5.2 Diseño y dimensiones de la armadura propuesta.

La armadura estaría conformada por una curva circular de 24 metros de luz entre apoyos, 2 metros de flecha, 37 metros de radio y 26,322 metros de longitud, y por otra de 25,770 metros de luz, 2,8 metros de flecha y 26,678 metros de longitud, espaciadas 0,8 metros entre ellas, con una distancia constante entre correas de 0,960 metros.

5.2 Descripción de las ventajas y desventajas del uso de armaduras para cubrir grandes luces

Las armaduras están compuestas de elementos rectos y unidos en sus extremos por conexiones articuladas para formar una configuración estable. Cuando las cargas se aplican a una armadura en sus nodos, sus elementos se estiran o se acortan, por lo tanto, los elementos de una armadura ideal están siempre en tensión o compresión uniforme.

Las armaduras reales son generalmente construidas uniendo elementos a placas de refuerzo en conexiones atornilladas o soldadas. Aunque las uniones sean rígidas y puedan causar algo de flexión en los elementos de la armadura cuando está sujeta a cargas, en la mayoría de los casos esos esfuerzos secundarios de flexión son pequeños, y la suposición de que los nodos están articulados proporciona diseños satisfactorios.

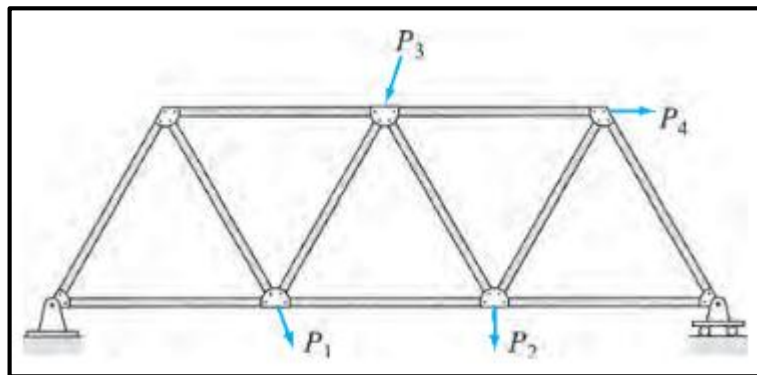


Figura 5.3 Representación de una armadura plana

Cuando se requiere que la luz o claro de una estructura sea grande y su profundidad, o peralte, no es un criterio importante para el diseño, se puede elegir una armadura. Las armaduras consisten en elementos delgados, por lo general colocados en forma triangular. Las armaduras planas se componen de elementos ubicados en el mismo plano y se utilizan para el soporte de puentes y techos, en tanto que las armaduras espaciales tienen elementos que se extienden en tres dimensiones y son adecuadas para grúas y torres.

Debido a la disposición geométrica de sus elementos, las cargas que hacen que toda la armadura se deforme se convierten en fuerzas de tracción o compresión en los elementos. En consecuencia, una de las principales ventajas de una armadura en

comparación con una viga es que utiliza menos material para soportar una carga determinada, Figura 5.4.



Figura 5.4 Armadura de puente

Además, una armadura se construye a partir de elementos largos y delgados, que pueden colocarse de varias maneras para soportar una carga. La mayoría de las veces resulta económicamente factible usar una armadura para cubrir claros que van desde 9 metros (30 pies) hasta 122 metros (400 pies), aunque en ocasiones se han empleado armaduras para cubrir claros de mayor longitud.

La principal desventaja del uso de armaduras en relación a las vigas para el objetivo de cubrir luces largas es la mayor complejidad de diseño de una armadura, al estar formadas por varios elementos, aparte de requerir el diseño de las conexiones entre estos, mientras más largo el tramo a cubrir, la armadura estará compuesta por un mayor número de elementos, haciendo más extenso el cálculo y construcción de la misma.

5.3 Definición de cubiertas de techo livianas

Existen diversos materiales con los cuales se fabrican elementos para techar estructuras, siendo los más comunes las tablas de madera, losas de concreto macizo, losas de concreto aligerado, losas nervadas de bloques macizos o huecos de concreto o arcilla, láminas de metal compuestas de aleaciones de hierro galvanizado, de zinc o aluminio, láminas de polímeros como lo son el policloruro de vinil (PVC) y el policarbonato (PC), entre otros.

Los techos conformados por losas de concreto macizas o aligeradas son naturalmente las más pesados, debido a las dimensiones con las que deben ser fabricados los elementos de concreto, y suelen utilizarse para cubrir estructuras cerradas convencionales como edificios de todo tipo y viviendas unifamiliares, por otro lado, las láminas metálicas de hierro galvanizado, zinc o aluminio, suelen fabricarse en espesores desde 0,5 hasta 2 milímetros, sus pesos oscilan aproximadamente entre los 8 y 15 kilogramos por metro cuadrado, y suelen utilizarse como techo para estructuras abiertas o semiabiertas como galpones, hangares, estacionamientos y canchas.

Por otra parte, las láminas de materiales sintéticos, polímeros como el policloruro de vinil (PVC), policarbonato (PC), polipropileno (PP), se fabrican en espesores de 1 a 10 milímetros, solidas o huecas, y son aún más livianas que las láminas metálicas, pesando la mayoría menos de 7 kilogramos por metro cuadrado, algunas menos de 5 kilogramos y su principal uso suele ser para servir de techo en situaciones donde se requiere la mayor ligereza y economía del material, aparte de menor acumulación de calor y mejor aislamiento acústico, como en el caso de viviendas particulares prefabricadas, pequeños galpones comerciales, canchas, piscinas, kioskos, entre otros.

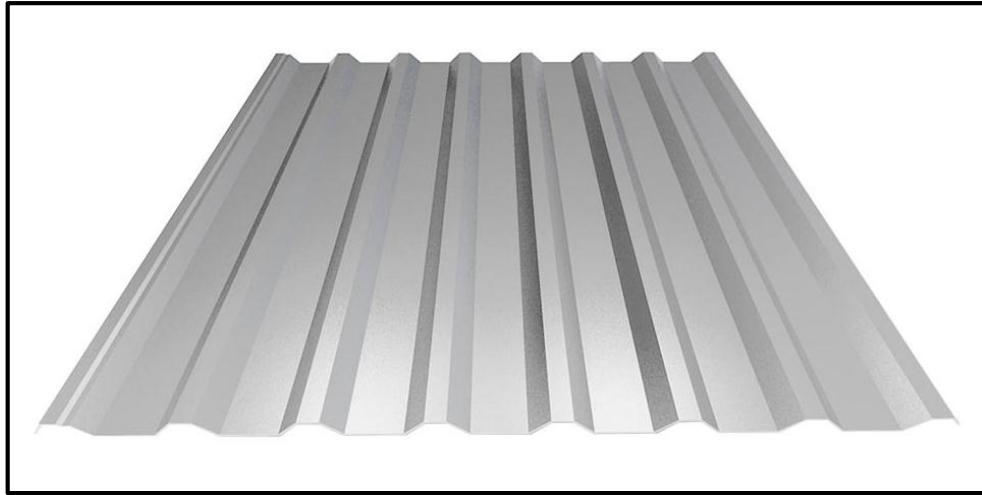


Figura 5.5 Lámina de aluminio para techos



Figura 5.6 Lamina de PVC para techos



Figura 5.7 Techo de armaduras curvas con láminas de PVC

5.4 Análisis de la metodología de cálculo de la Teoría de los Estados Límites para elementos estructurales de acero.

5.4.1 Propiedades Mecánicas del Acero

Según sus propiedades mecánicas, los aceros se clasifican en: acero común (acero dulce), aceros de alta resistencia y aceros especiales.

Las propiedades mecánicas de los aceros dependen de su composición química, de sus aleaciones, de su proceso de laminación, forma de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y el tipo de solicitaciones a que sean sometidos. Las siguientes propiedades, sin embargo, son comunes a todos los aceros según Tabla 5.1:

Tabla 5.1 Propiedades del acero estructural

Propiedades del acero estructural	
Peso específico	7.850 Kg/m ³
Módulo de elasticidad longitudinal (Módulo de Young)	2,1 x 10 ⁶ Kg/cm ²
Módulo de elasticidad transversal (Módulo de corte)	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$ (en rango elástico) $\nu = 0,5$ (en rango plástico)
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha = 11,7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Las unidades de fuerza expresadas aquí en Kg corresponden a kgf del sistema técnico MKS (metros-kilogramos fuerza-segundos). Igualmente para momentos, Kgm corresponde a m kgf.

El acero común, también conocido por acero dulce o acero al carbono, fue por muchos años el material más usado en la construcción de puentes y edificios. Es un acero con bajo contenido de carbono (entre el 0,12 y el 0,6% en peso). La variación en el contenido de carbono resulta decisiva en las propiedades mecánicas de los diferentes aceros. Por otra parte, las aleaciones también contribuyen a mejorar la resistencia.

Los aceros de alta resistencia son aquellos que han incrementado notablemente su punto de cedencia, por contenidos elevados de carbono (entre el 1,4 y el 1,7% en peso) o por aleaciones adecuadas, si bien su ductilidad se ve drásticamente disminuida. En algunos casos, las elevadas resistencias se logran mediante tratamientos térmicos y templados, o por trabajos en frío.

Los aceros especiales se fabrican con sofisticadas aleaciones, para cubrir necesidades específicas, y no todos son adecuados para su aplicación estructural. Por

ejemplo, los aceros de los cascos de submarinos, naves espaciales o los usados para la construcción de máquinas de alta precisión.

Las propiedades mecánicas representan la resistencia de un miembro estructural de acero bajo sollicitaciones estáticamente aplicadas y se obtienen del diagrama de esfuerzos versus deformación de la Figura 5.8 y 5.9, para un acero de bajo contenido de carbono, conocido por acero dulce o acero común, y otro de alta resistencia, con elevado contenido de carbono.

Estos diagramas grafican el comportamiento de un espécimen de acero, o probeta, sometido en laboratorio a esfuerzos gradualmente crecientes hasta la rotura, en tracción o compresión en ausencia de pandeo. En cada caso, las elongaciones producidas se miden, para las diferentes fuerzas aplicadas, con strain gages o extensómetros conectados al elemento que se analiza.

Entre las propiedades del acero se pueden enumerar: El esfuerzo de cedencia F_y , límite de proporcionalidad F_p , el esfuerzo límite o de agotamiento F_u , La ductilidad, el módulo de elasticidad E , el módulo de endurecimiento E_{st} , el coeficiente de Poisson ν , o el módulo de corte G .

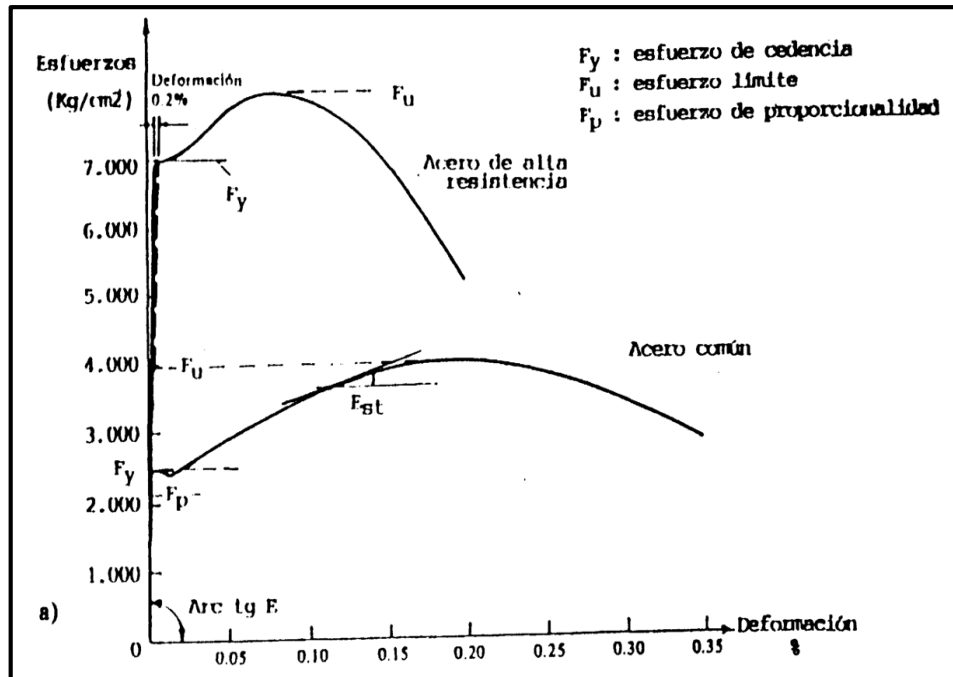


Figura 5.8 Curvas de esfuerzo-deformación

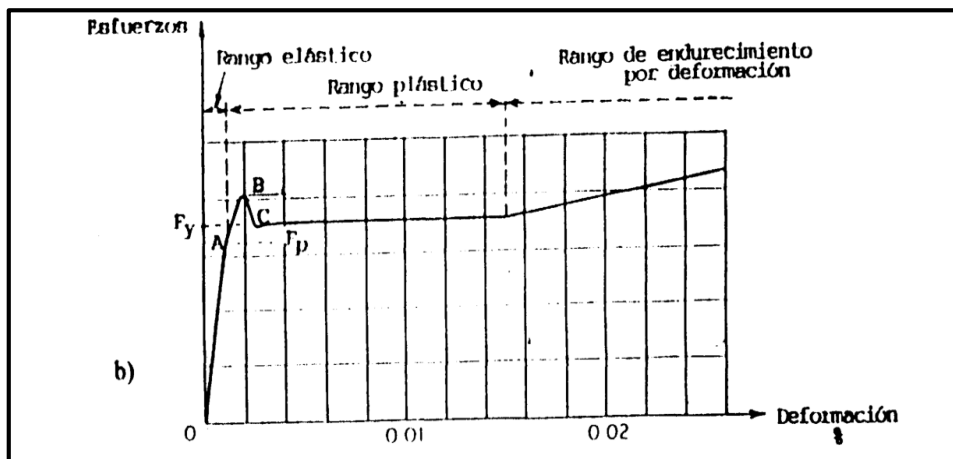


Figura 5.9 Ensayos normativos de tracción uniaxial

Otras propiedades mecánicas de los aceros son: La tenacidad, la dureza, la soldabilidad, la formabilidad, la durabilidad y resistencia a la corrosión, la resistencia al impacto, la fresabilidad y trabajabilidad, la resistencia a la fatiga, la resistencia a la fractura frágil, la sensibilidad a entalladura, el creep, la relajación.

También interesa al ingeniero estructural conocer el comportamiento de las secciones de acero bajo los siguientes efectos: Efecto del trabajo en frío, los esfuerzos residuales, la concentración de esfuerzos, el efecto de la temperatura.

5.4.2 Esfuerzo de Cedencia F_y

En los aceros elasto-plásticos, como por ejemplo los de bajo contenido de carbono, el esfuerzo de cedencia F_y es el valor para el cual las deformaciones se incrementan notablemente sin aumento de la carga exterior aplicada. El diagrama de esfuerzos-deformaciones exhibe un punto superior de cedencia (punto B de la Figura 5.9) y otro inferior (punto C de la Figura 5.9) presentando luego una porción plana o meseta bien definida, que se designa por rango o intervalo plástico. El punto B se alcanza cuando un acero dulce se carga rápidamente, y el C corresponde al valor de la carga aplicada en forma lenta.

En los aceros de alta resistencia (aceros tratados, templados y aleados) no se evidencia un escalón de cedencia definido, sino que el diagrama esfuerzos-deformaciones muestra una curva ascendente continua hasta llegar al punto correspondiente al valor del esfuerzo de agotamiento F_u . Por ello, en estos casos, el esfuerzo de cedencia se define como el punto específico de la curva que resulta de trazar una paralela, desde el comienzo del diagrama, desfasada un valor del 0,2% en las abscisas, correspondiente a la deformación unitaria.

El punto de intersección de esta recta con la curva esfuerzos-deformaciones, se adopta como el valor representativo del F_y del acero. En general, el valor de F_y está asociado en forma inversamente proporcional a la ductilidad del acero. Por ello, los aceros de alta resistencia son en general de comportamiento frágil, a diferencia de los aceros dulces, con bajo contenido de carbono, que evidencian un comportamiento dúctil. Por ello los aceros dulces tienen una gran reserva de deformación plástica que les permite resistir sobrecargas imprevistas y aun impactos repentinos, sin romper.

5.4.3 Límite de proporcionalidad F_p

Es el esfuerzo máximo para el cual es válida la ley de Hooke, referente a los esfuerzos directamente proporcionales a las deformaciones. En el diagrama de la Figura 5.9, el límite de proporcionalidad corresponde al punto A. F_p indica el rango de esfuerzos donde rige la suposición de acción elástica. En esta zona son válidas todas las leyes de la elasticidad, como por ejemplo la Ley de Navier (e hipótesis de Bernoulli), según la cual, en secciones sometidas a flexión, las secciones planas antes de la deformación, se mantienen planas luego de producida esta: la ley de pequeñas deformaciones (o deformaciones virtuales), la ley de superposición de causas y efectos, etc.

Su determinación no es exacta, sino que depende la precisión del equipo de medición del ensayo. En general se acepta:

$$F_p \cong 0,87 F_y \quad (5.1)$$

5.4.4 Esfuerzo de agotamiento F_u

Es el esfuerzo correspondiente a la carga máxima en la prueba de tracción monoaxial. La relación F_u/F_y mide la reserva de resistencia bajo determinadas condiciones de carga. F_u es el valor correspondiente al punto de tangencia de una horizontal trazada a la curva representativa del rango de endurecimiento por deformación del diagrama esfuerzos-deformaciones, Figura 5.8.

5.4.5 Módulo de elasticidad longitudinal E

Este módulo, conocido por Modulo de Young, resulta la relación entre el esfuerzo que se aplica y la deformación elástica resultante. En el diagrama esfuerzos-deformaciones de Figura 5.8, E corresponde a la pendiente de la curva en rango elástico. Para todos los aceros, E tiene un valor prácticamente constante $E = 2,1 \cdot 10^6$ Kg/cm².

5.4.6 Cargas o acciones

En virtud del carácter aleatorio de algunas de las cargas que solicitan una estructura, generalmente resulta difícil determinar con exactitud su magnitud, especialmente a priori del cálculo. Tal es el caso, por ejemplo, del peso propio de la estructura, el cual se debe asumir de forma aproximada al comenzar el diseño, para luego ser verificado al finalizar el mismo. Cuando resulta gran discrepancia entre ambos valores, o si el peso propio ha sido subestimado, el cálculo debe rehacerse.

En otros casos, las acciones pueden determinarse con gran aproximación, como ocurre con ciertas cargas permanentes cuyo peso y ubicación son conocidos de forma precisa. Es aconsejable adoptar siempre con la mayor exactitud los valores correctos de cargas y acciones según las características de la estructura y su uso, de modo de no

excederse en su determinación, lo cual redundaría en estructuras sobredimensionadas, ni estimarlas por defecto, dando por resultado estructuras débiles.

Las cargas y acciones que actúan en los edificios se pueden clasificar en: acciones permanentes, acciones variables y acciones extraordinarias.

5.4.7 Acciones permanentes

Se designan por acciones permanentes el peso propio de la estructura y todos los restantes componentes fijos del edificio, soportando en forma invariable en el tiempo, tales como las placas y losas de concreto armado, los sobrepisos, los pisos, los cielorrasos, las paredes de mampostería, los tabiques diversos anclados, las aislaciones, los revestimientos, las instalaciones sanitarias, eléctricas, de gas y aire acondicionado, las maquinarias fijas adheridas a pisos o paredes, y todos los restantes elementos estructurales, no estructurales u ornamentales, cuyo conjunto conforma un edificio en forma inamovible.

5.4.8 Acciones variables

Son todas las cargas y acciones no contempladas en las acciones fijas. Dentro de esta clasificación se pueden mencionar: las cargas variables gravitacionales, los empujes laterales de tierra, granos o fluidos, los efectos reológicos, las acciones térmicas, los asentamientos diferenciales, las presiones y succiones del viento y la acción sísmica.

5.4.9 Acciones variables gravitacionales

Son las cargas debidas a la ocupación y uso de las diferentes áreas de una construcción, de acuerdo con el destino previsto. Contempla el peso de las personas, los vehículos, los muebles, adornos, y accesorios, materiales de trabajo, etc.

5.4.10 La presión del viento

El comportamiento de una estructura bajo la acción del viento es análogo al de un objeto estacionario inmerso en agua que fluye. El viento es esencialmente aire en movimiento y todo edificio representa un obstáculo que obstruye su libre paso, desviándolo de la dirección original. Al chocar contra las paredes a barlovento, la energía cinética del movimiento del aire se transforma en energía potencial de presión, mientras se produce succión en las caras a sotavento. La intensidad de estas presiones y succiones depende de la velocidad del viento, de la densidad de la masa del aire y de orientación, forma y dimensiones de las áreas expuestas.

La correcta determinación de las acciones del viento sobre un edificio resulta un complejo problema aerodinámico. Para simplificarlo, es práctica usual el convertir la acción dinámica derivada del empuje de las ráfagas de viento, en fuerzas estáticas equivalentes, que actúan siempre perpendiculares a la cara opuesta. En la actualidad, la tendencia al diseño de edificios altos, esbeltos y livianos, da por resultado estructuras flexibles y proclives a sufrir severas oscilaciones debidas al viento.

5.4.11 Criterios de diseño

El criterio de diseño estructural consiste en seleccionar las secciones óptimas de los miembros, con sus correspondientes uniones y conexiones, entre un conjunto de alternativas para cada caso en particular. Para ello se pueden emplear métodos que tomen en consideración el comportamiento de la estructura en rango puramente elástico, o métodos que permiten la incursión de algunas secciones del sistema en rango inelástico.

5.4.11.1 Diseño en rango elástico

Las normas que permiten el diseño de las estructuras aceptando su comportamiento en rango elástico exclusivamente, se basan en las cargas de servicio actuantes en los diferentes niveles del edificio, y en los esfuerzos admisibles de trabajo, que resultan una fracción de los esfuerzos de cadencia. En este caso, todos los miembros de la estructura deben cumplir con las hipótesis básicas de las leyes de la elasticidad que se enumeran a continuación:

1. Es válida la ley de Hooke, que implica la proporcionalidad entre los esfuerzos y las deformaciones.
2. Los valores del módulo de elasticidad longitudinal E , del módulo de corte G y del coeficiente de Poisson ν , permanecen constantes durante la respuesta del sistema bajo las cargas aplicadas.
3. Es válido el principio de superposición entre causas y efectos.
4. En flexión, las secciones planas antes de la deformación continúan planas luego de producida ésta, según la ley de Navier e hipótesis de Bernoulli. Igual criterio rige para las secciones circulares solicitadas a torsión no restringida.
5. Se desprecia la influencia de los esfuerzos residuales o los efectos derivados de las concentraciones de esfuerzos en el diseño.
6. Es válido el principio de las deformaciones virtuales, para el cual su magnitud es muy pequeña en relación a las dimensiones de los miembros solicitados. Por ello las ecuaciones de equilibrio se plantean en el cuerpo sin deformar, con un análisis de primer orden.

Los criterios elásticos han sido usados durante muchos años con éxito en el diseño de las estructuras de acero. Surge entonces la pregunta ¿Por qué en la actualidad se prefiere la aplicación del criterio de los estados límites? La respuesta es muy amplia.

Ante todo, este último criterio permite tener una visión más general del problema, cuando un sistema estructural, bajo cargas superiores a las previstas en el análisis, plastifica algunas de sus secciones en una redistribución interna de esfuerzos, de modo de recurrir a su energía de reserva de deformación para continuar resistiendo y mantener la estructura en pie.

Las estructuras de acero, en especial las de bajo contenido de carbono, tienen una suficiente ductilidad que les permite comportarse de la forma indicada, y ofrecer un factor de seguridad adecuado para la más desfavorable combinación de las cargas exteriores actuantes.

De modo que tanto los criterios elásticos como los de estados límites nos permiten diseñar estructuras suficientemente seguras. En algunos casos, además, estos últimos criterios permiten un cierto ahorro de material según el tipo de estructura, en especial cuando las cargas vivas son pequeñas comparadas con las permanentes.

5.4.11.2 Diseño para los estados límites

La norma de Estructuras de Acero para Edificaciones, Método de los Estados Límites, Covenin-Mindur 1618-98, se basa en la consideración de los estados límites de utilidad estructural. El estado límite es la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural, no es más apta para satisfacer la función prevista.

Entre los límites de utilidad estructural se pueden mencionar: el límite de resistencia, el límite de deformabilidad, la fractura frágil, el colapso plástico, las vibraciones excesivas, la fatiga, la inestabilidad, el volcamiento, el deterioro, los efectos que sobrepasan las máximas condiciones aceptables de servicio y confort, etc.

Por lo tanto, el objetivo del análisis y diseño según la teoría de los estados límites, es mantener la estructura alejada de la probabilidad de superar la frontera de utilidad, asegurando, tanto en forma local como global, la estabilidad, la resistencia y la rigidez de sus miembros, para cualquier combinación prevista de las solicitaciones que se pueden presentar durante la vida útil de la edificación.

Además, la estructura debe tener suficiente capacidad de absorción y disipación de energía para asegurar un comportamiento dúctil del sistema durante la más desfavorable posibilidad de acción de las cargas exteriores actuantes, en un tiempo aleatorio. Ello exige no solo el fiel cumplimiento de las exigencias de las mencionadas normas, sino también la óptima calidad de los materiales empleados, una correcta fabricación y ensamblaje de los miembros y una adecuada inspección y mantenimiento preventivo, para lograr los resultados deseados.

5.4.11.3 El estado límite de agotamiento resistente

Está relacionado con la seguridad y la capacidad resistente de cada miembro, sus uniones y conexiones, para lo cual deben tener una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida que se obtiene al mayorar las cargas nominales.

La capacidad resistente se define por el producto ϕR_t , siendo R_t la resistencia teórica, nominal o de diseño, y ϕ un factor de minoración de la resistencia, que varía según el tipo de solicitación actuante (que se da en la Tabla 5.2). La resistencia requerida o demanda, resulta el producto $\sum \gamma_i Q_i$, y su magnitud se selecciona para la más desfavorable combinación de las cargas factorizadas. Q_i son las acciones nominales (una carga o un momento) y γ_i es el factor de mayoración correspondiente, que resulta un factor de seguridad. El subíndice i representa el tipo de carga: permanente, variable, temperatura, viento, sismo, etc.

Los factores γ_I y φ toman en cuenta la imprecisión de la teoría, de las dimensiones de los miembros, de las características resistentes de los materiales, de la incertidumbre en la determinación de las cargas, de la calidad de la mano de obra, etc. En todos los casos:

$$Y_1 \geq 1 \quad (5.2)$$

$$\varphi \leq 1 \quad (5.3)$$

$$\Sigma \gamma_I Q_I \leq \varphi R_t \quad (5.4)$$

Dónde:

$\Sigma \gamma_I Q_I$ es la demanda sobre la estructura, sus miembros, conexiones o componentes (cargas factorizadas). φR_t es la capacidad resistente o resistencia de diseño de los miembros, conexiones o componentes (resistencia factorizada).

Tabla 5.2 Factores de minoración de resistencia

Factores de resistencia ϕ	
ϕ	CASOS
1,00	Corte en conexiones a deslizamiento crítico para agujeros estandar.
0,9	Tracción en miembros conectados mediante pernos o soldadura. Tracción o compresión paralelas al eje de las soldaduras de filete. Resistencia teórica a flexión. Corte en el alma de las vigas flexadas.
0,85	Resistencia a compresión axial en el limite del agotamiento resistente por pandeo.
0,8	Tracción normal al área efectiva en soldaduras acanaladas de penetración parcial. Corte sobre el área efectiva de soldaduras acanaladas de penetración completa.
0,75	Corte en conexiones tipo aplastamiento. Tracción en área neta efectiva de miembros. Pernos trabajando a tracción. Corte en conexiones soldadas. Corte paralelo a las superficies de contacto en soldaduras de tapón o ranura.
0,7	Resistencia a corte en agotamiento resistente a deslizamiento crítico para agujeros de ranura larga transversales a la dirección de la carga.
0,6	Resistencia a corte en agotamiento resistente a deslizamiento crítico en agujeros de ranura larga paralela a la dirección de la carga.

Los criterios generales de diseño se muestran en la figura 5.8 donde R representa la resistencia de un elemento estructural (o la capacidad) y Q el efecto de la carga (demanda). La curva en forma de campana que representa cada uno de estos parámetros según una distribución probabilística, tiene valores promedio R_m y Q_m y una desviación estándar. Una estructura es segura si:

$$R - Q \geq 0 \quad (5.5)$$

$$\ln \left(\frac{R}{Q} \right) \geq 0 \quad (5.6)$$

$$\frac{R}{Q} \geq 1 \quad (5.7)$$

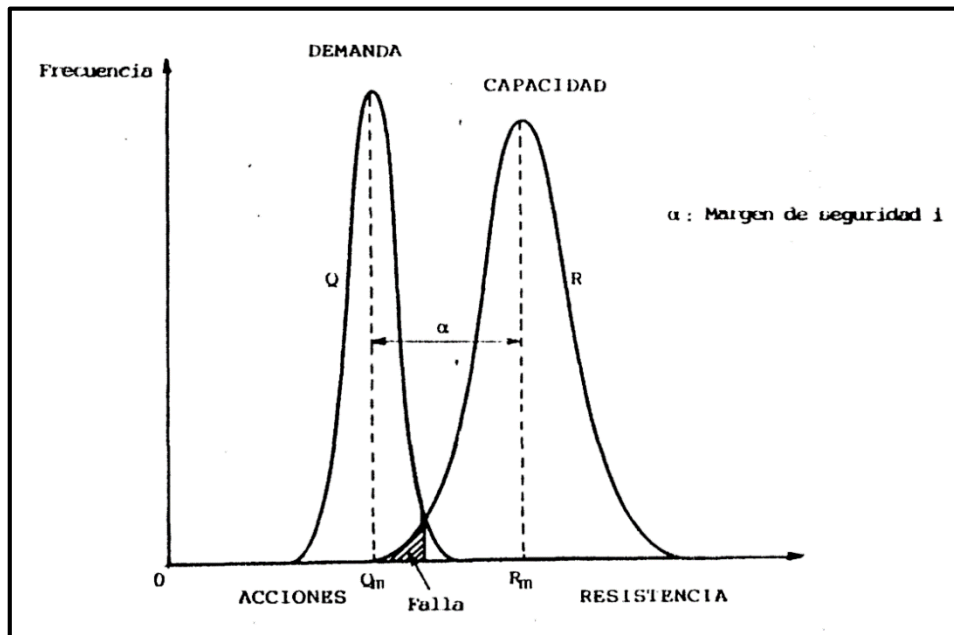


Figura 5.10 Definición de la seguridad estructural

Donde se cumple: $R < Q$ hay posibilidad de falla, (área rayada de Figura 5.10). Cuanto más pequeña sea esta área, el elemento estructural es más confiable. El resultado también puede expresarse logarítmicamente, como se ve en la Figura 5.11,

según una sola curva que combina ambas funciones. En este caso, si ocurre que $\ln(R/Q) < 0$, existe posibilidad de falla, representada según el área sombreada.

Las cargas factorizadas analizadas, pueden ser aplicadas posteriormente en un análisis elástico o inelástico de la estructura, para diseñar las secciones atas para resistir las sollicitaciones impuestas. Cuando se aplican criterios plásticos, se toma en consideración la formación de zonas plastificadas o rotulas plásticas que transforman el sistema en un cinematismo de colapso, y en las cuales no son más aplicables las teorías elásticas.

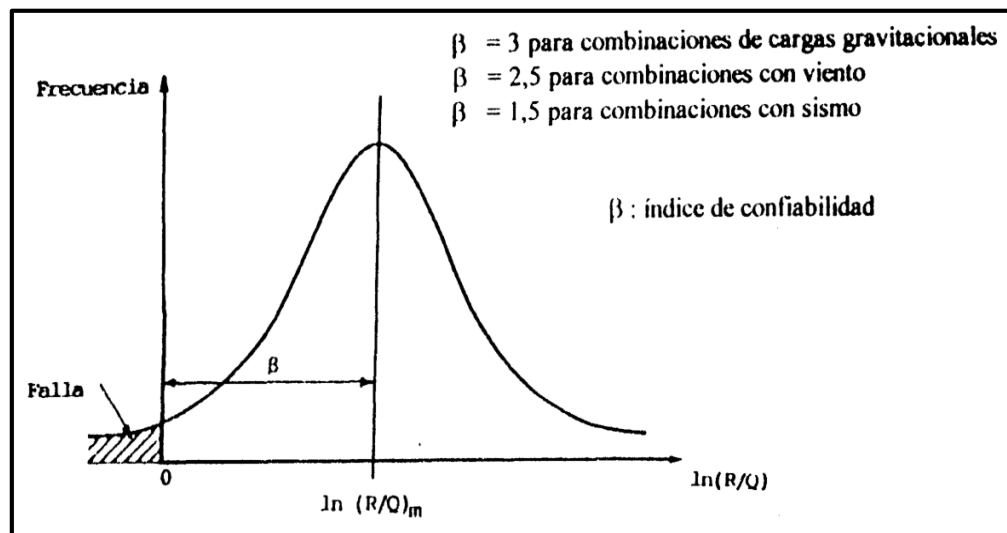


Figura 5.11 Definición del índice de confiabilidad

Los diferentes tipos de cargas y acciones que se toman en cuenta en el diseño son:

1. *CP*: acciones permanentes (cargas muertas) debidas al peso propio de la estructura de acero, losas, placas, paredes, cerramientos, sobrepisos, cielorrasos,

y todas las partes del edificio adheridas a ellos en forma permanente y con carácter invariable en el tiempo.

2. *CV*: acciones variables gravitacionales (cargas vivas) por uso ocupacional de personas, objetos móviles, equipamientos desplazables, vehículos, incluyendo impactos por choques o colisiones.
3. *CVI*: acciones variables sobre techos y cubiertas (excluyendo el agua pluvial empozada).
4. *H*: acciones debidas a empujes laterales de tierra, granos, o agua subterránea.
5. *F*: acciones debidas a fluidos donde se conoce su variación en la altura, peso unitario y la presión que ejercen.
6. *T*: acciones reológicas o térmicas, asentamientos diferenciales o sus combinaciones.
7. *P*: cargas debidas al empozamiento de aguas pluviales.
8. *W*: acción del viento.
9. *S*: acción del sismo.

La demanda sobre los miembros estructurales, sus conexiones y sus juntas, se definirá por la más desfavorable combinación de las cargas factorizadas según se indica a continuación. El signo \pm indica que las cargas pueden actuar independientemente en uno u otro sentido en forma aleatoria. El efecto más desfavorable puede corresponder a una combinación donde no actué la totalidad de las acciones consideradas.

Combinaciones de cargas:

$$1,4 CP \quad (5.8)$$

$$1,2 CP + 1,6 CV + (0,5 CV1) \quad (5.9)$$

$$1,2 CP + 1,6 CV1 + (0,5 CV \text{ o } 0,8 W) \quad (5.10)$$

$$1,2 CP + 1,3 W + 0,5 CV + (0,5 CV1) \quad (5.11)$$

$$0,9 CP \pm 1,3 W \quad (5.12)$$

$$0,9 CP \pm S \quad (5.13)$$

5.4.12 Diseño de miembros en flexión

Las vigas son miembros estructurales que resisten flexión como principal sollicitación, si bien ocasionalmente también pueden soportar limitados esfuerzos axiales, corte o torsión.

Según su ubicación en el edificio, las vigas se denominan: a) viguetas o vigas secundarias, b) vigas principales o de carga, c) dinteles, d) correas, e) Largeros, f) vigas de encadenado.

Las correas son las vigas del techo de los galpones o las construcciones de limitada altura, que soportan las láminas onduladas de cerramiento, o el entramado donde apoyan las tejas o entablonados de madera que cubren superior de las viviendas. Las correas usualmente están solicitadas a flexión biaxial cuando las cubiertas son inclinadas. Soportan las cargas de la cubierta y del viento, y las transmiten a las armaduras.

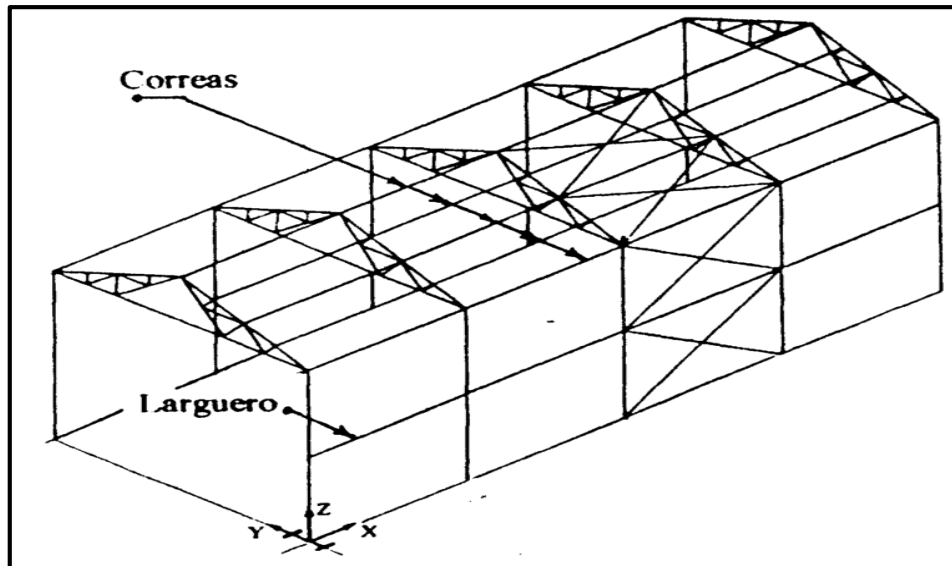


Figura 5.12 Correas y largueros de galpones

Las secciones transversales de las vigas metálicas pueden ser: perfiles doble T, canales dobles, secciones tubulares, entre otros.

Según la forma de sustentación las vigas pueden ser isostáticas o hiperestáticas. Las vigas isostáticas simplemente apoyadas, con o sin volados, son de resolución directa, según los criterios de la estática, y sus diagramas de características se trazan de acuerdo a la teoría elemental de flexión. Las vigas hiperestáticas son aquellas cuyos vínculos a tierra superan los necesarios para que se hallen estáticamente determinadas. Pueden ser vigas de un tramo con uno o dos extremos empotrados, o vigas continuas sobre apoyos intermedios.

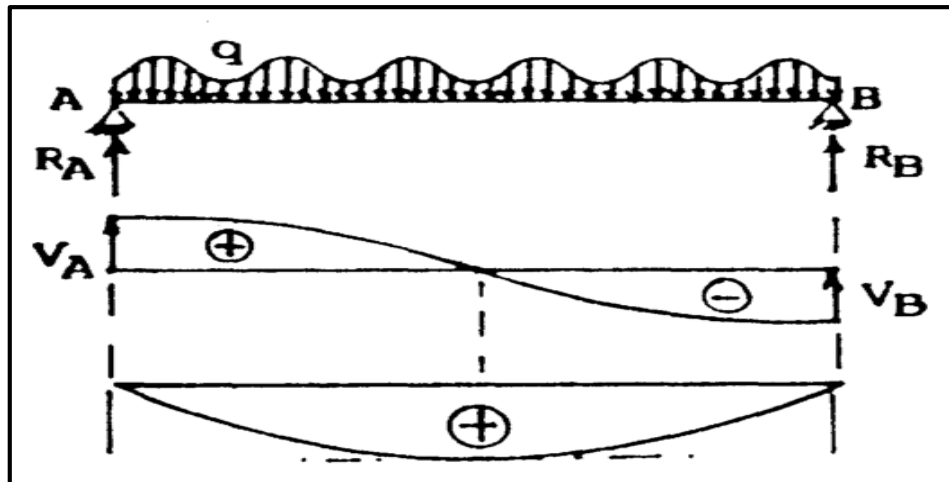


Figura 5.13 Diagramas de carga, fuerza cortante y momento flector de una viga.

5.4.12.1 Tipos de flexión

Según la dirección de las cargas exteriores, en relación a los ejes principales de inercia de una sección, la flexión se puede clasificar en: flexión normal, y flexión biaxial u oblicua.

Se conoce por flexión normal la producida por cargas cuya resultante coincide con uno de los ejes principales de inercia, y flexión oblicua cuando esto no sucede.

Los ejes principales de inercia de una sección son los ejes baricentricos ortogonales a los cuales corresponden los momentos de inercia máximos y mínimos y su producto de inercia es nulo. Todo eje de simetría resulta principal de inercia. En una sección como la de la Figura 5.14, si la resultante de las cargas coincide con el eje de menor inercia Y, la sección resiste con su eje de mayor inercia X, y se aprovecha al máximo su capacidad resistente.

Por el contrario, si las cargas entran por el eje X, Figura 5.15, la sección resiste con su eje de menor inercia Y, no resultando eficaz. El esquema de Figura 5.17 corresponde al de la flexión oblicua o biaxial, con cargas inclinadas respecto a los ejes principales. Es el caso típico de miembros que resisten cargas gravitacionales conjuntamente con acciones laterales como las debidas al viento o sismo. Usualmente este caso se resuelve descomponiendo las cargas según los ejes principales de inercia.

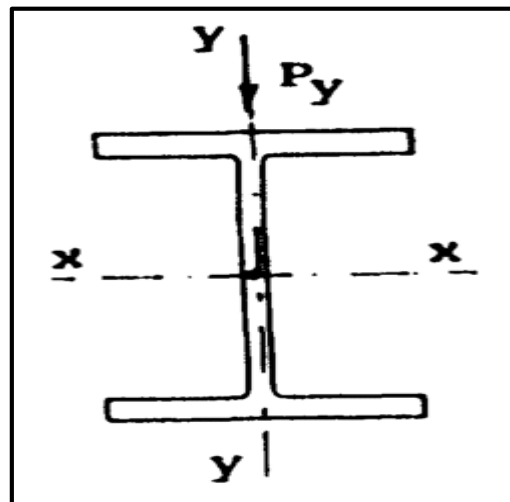


Figura 5.14 Flexión recta o normal

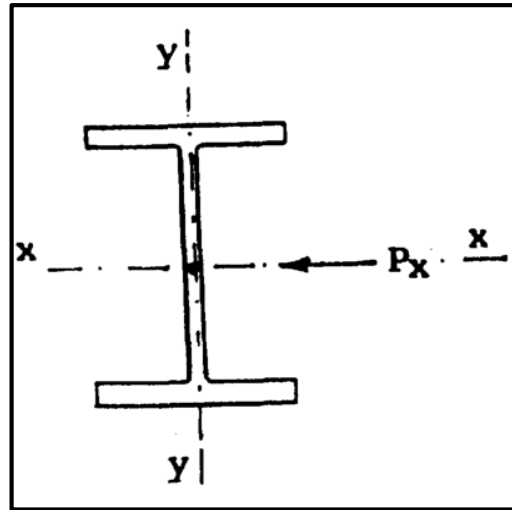


Figura 5.15 Flexión recta o normal

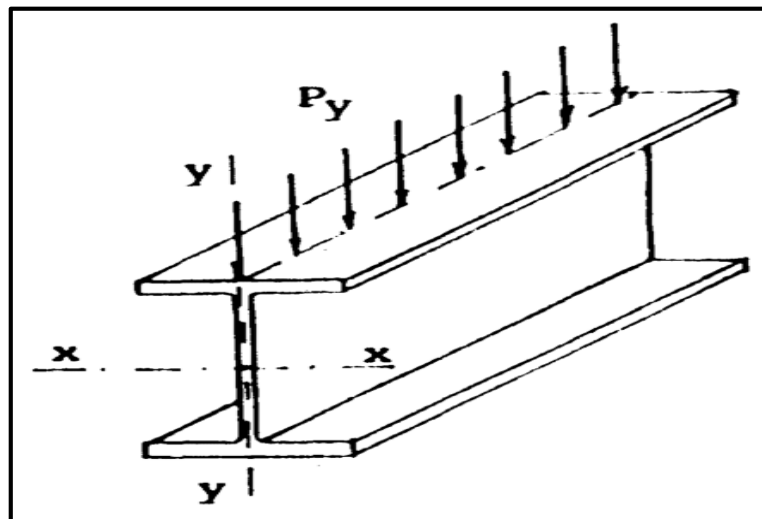


Figura 5.16 Flexión recta o normal

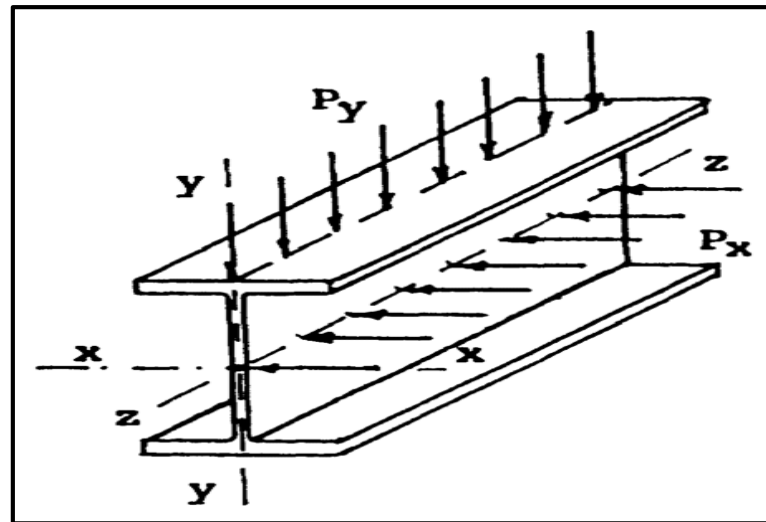


Figura 5.17 Flexión biaxial u oblicua

Según el tipo de solicitaciones que se presenten en las vigas, la flexión puede a su vez clasificarse en: flexión pura, flexión simple o plana, flexión compuesta, flexión general, flexo torsión.

Se conoce por flexión pura el caso donde actúa únicamente un momento flector constante como se indica en la Figura 5.18. La flexión es simple o plana si soporta momento flector y corte simultáneamente, como se muestra en la Figura 5.19, y resulta compuesta cuando presenta momento flector y esfuerzo axial, como en el caso de la Figura 5.20. Por último, la flexión general se caracteriza por la simultaneidad de momentos flectores, corte y esfuerzos axiales Figura 5.21. Adicionalmente, a todas estas flexiones puede sumarse la torsión, como en la Figura 5.22, dando lugar a la flexo-torsión.

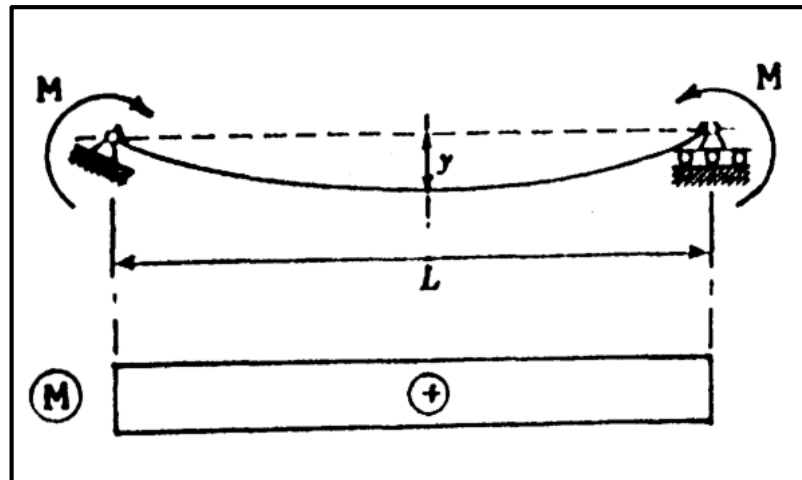


Figura 5.18 Flexión pura

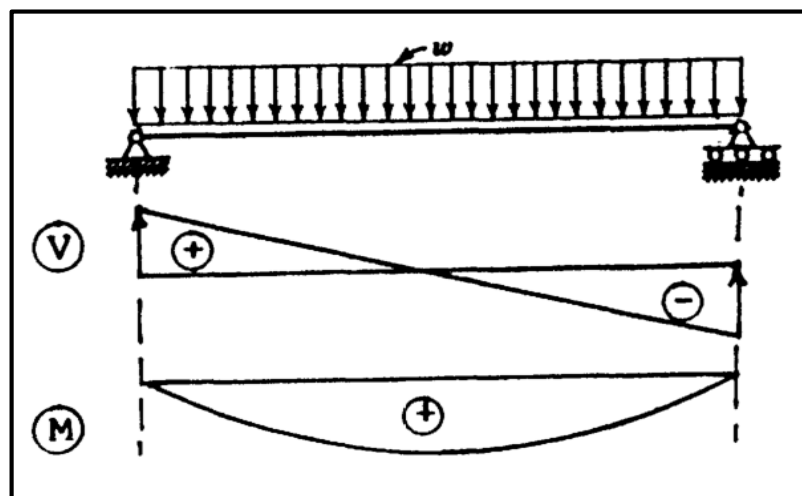


Figura 5.19 Flexión simple o plana

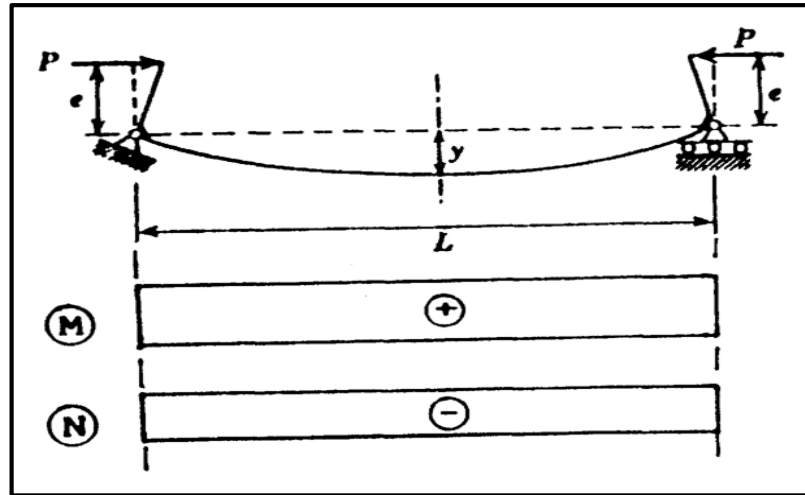


Figura 5.20 Flexión compuesta

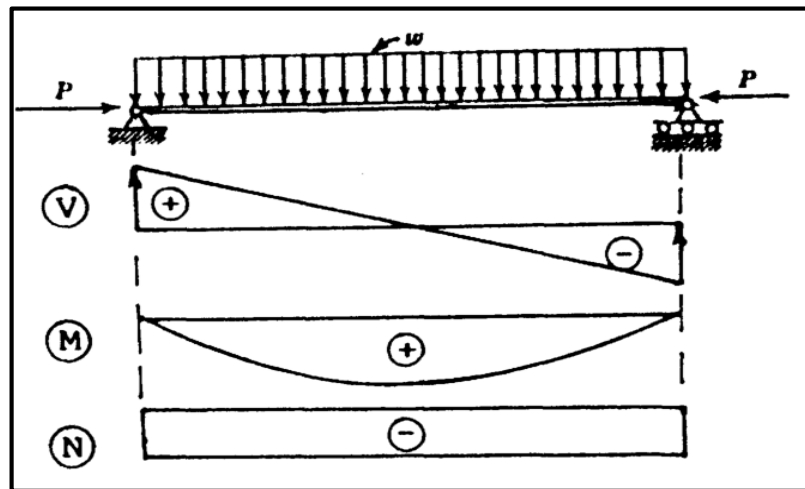


Figura 5.21 Flexión general

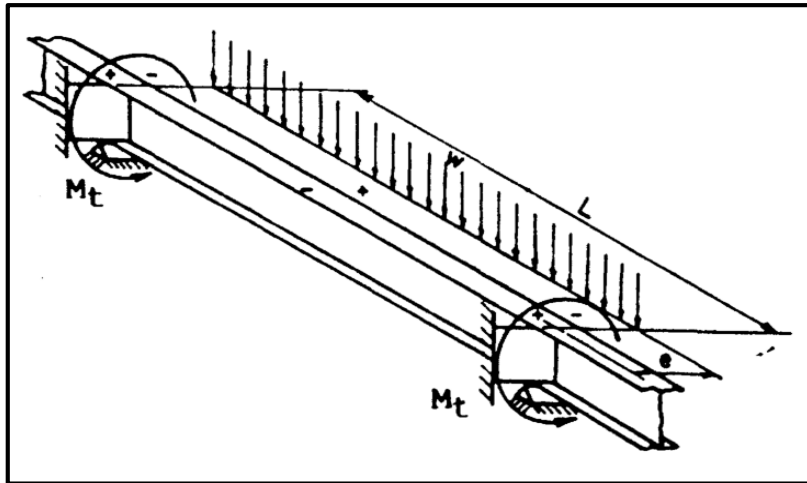


Figura 5.22 Flexo-torsión

En flexión, cuando las cargas que solicitan una viga no están contenidas en un eje principal de inercia, pero no producen torsión en el miembro, la flexión resultante es biaxial. La flexión biaxial es la superposición de la flexión simple en dos direcciones perpendiculares y las cargas aplicadas se descomponen según los ejes principales de inercia, según se observa en la Figura 5.23.

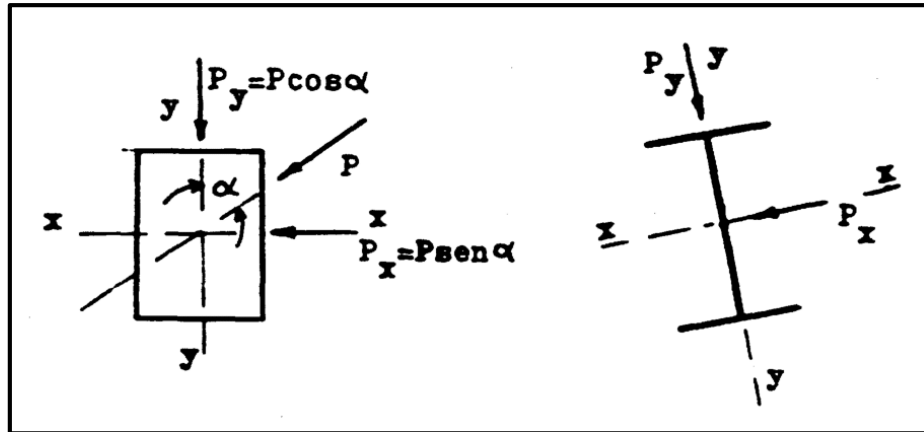


Figura 5.23 Flexión biaxial

La tensión admisible en flexión, para una sección compacta I flexada según su eje fuerte es:

$$F_b = 0,66 F_y \quad (5.14)$$

Y en secciones I o H compactas, flectadas alrededor de su eje de inercia menor, o en barras macizas rectangulares, cuadradas o redondas, el esfuerzo admisible en flexión es:

$$F_b = 0,75 F_y \quad (5.15)$$

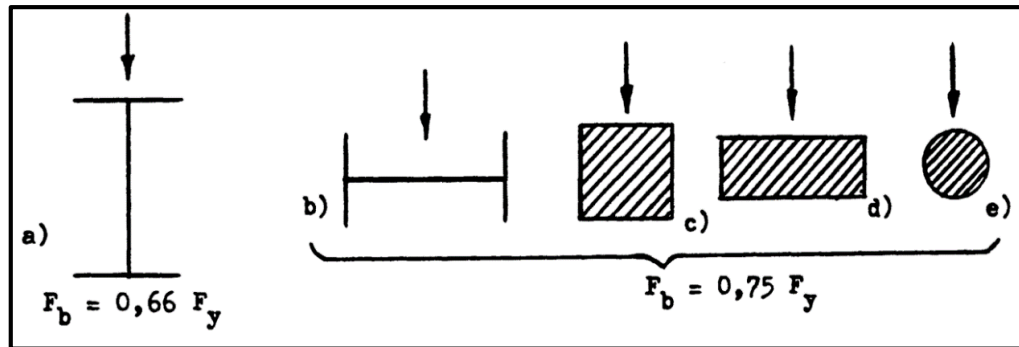


Figura 5.24 Esfuerzos admisibles de flexión de secciones compactas

En la sección utilizada para resistir la flexión biaxial impuesta se debe cumplir:

$$\frac{M_x}{F_{bx} S_x} + \frac{M_y}{F_{by} S_y} \leq 1 \quad (5.16)$$

Donde M_x y M_y son los momentos flectores correspondientes a los ejes x e y , respectivamente, S_x y S_y los módulos de sección y F_{bx} y F_{by} los esfuerzos admisibles en flexión en los respectivos ejes.

El diseño para estado límite de servicio exige la verificación de las flechas máximas en los miembros flexados de las estructuras. Las vigas que soportan pisos y techos se dimensionan con las debidas consideraciones a las flechas o deformaciones producidas por las cargas de uso previstas durante el montaje, la construcción y posterior uso de los edificios, de modo de mantener sus valores dentro de los límites aceptados por las respectivas normas.

Generalmente las limitaciones que se imponen a la flexibilidad de las estructuras suelen referirse a las características de los elementos no estructurales de la

construcción, tales como revestimientos de paredes o tabiques susceptibles o no de agrietarse, frisos y recubrimientos de techo, posibles deformaciones de la carpintería de cerramientos adjuntos o conectados a la estructura que pueden ocasionar roturas de vidrios o traba de puertas, etc.

El AISC limita la deflexión vertical de las vigas que soportan techos o losas frisados susceptibles de agrietarse a $L/360$ y a $L/300$ en el caso de no susceptibles. Estos valores corresponden a las flechas máximas producidas por las cargas variables de servicio.

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{1}{300} \quad (5.17)$$

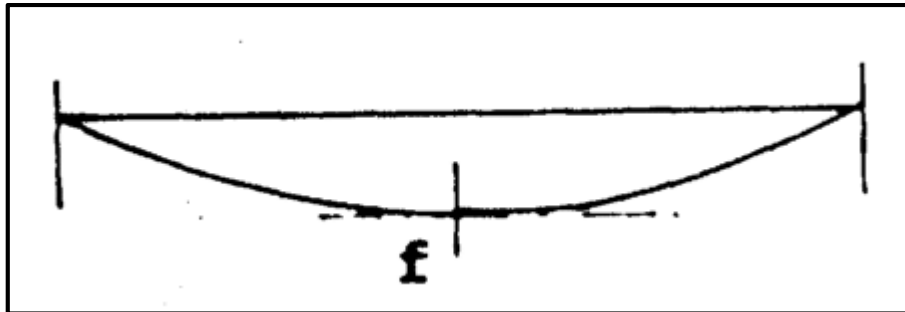


Figura 5.23 Flecha o deflexión de una viga

5.4.13 Diseño de miembros en tracción

Los miembros estructurales que resisten solo tracción se conocen por tensores o tirantes. Algunos ejemplos de ellos son las cadenas, las barras delgadas, las varillas, los alambres y las cuerdas, cables y torones de acero.

Todos los miembros de acero soportan bien la tracción axial y su diseño es relativamente sencillo, basado en la condición de que las conexiones deben ser más resistentes que el cuerpo de los miembros, de modo de lograr una suficiente seguridad de conjunto.

Los criterios de diseño de los miembros solicitados a tracción por fuerzas que actúan a lo largo de su eje baricéntrico involucran la consideración de tres condiciones básicas para asegurar la resistencia, ductilidad y estabilidad de los mismos: capacidad resistente, esbeltez limitada, deformaciones compatibles.

5.4.13.1 Capacidad resistente a tracción

La capacidad resistente a tracción de los miembros estructurales será el menor valor de $\phi_t N_t$ que se obtenga de considerar los estados límites de cedencia en la sección del área total A y la fractura en la sección neta efectiva A_e . N_t es la capacidad resistente teórica a tracción normal y ϕ_t el correspondiente valor del factor de minoración de la capacidad resistente. Se debe cumplir:

Cedencia de la sección en el área total:

$$\phi_t N_t = \phi_t F_y A \geq P_u \quad (5.18)$$

Para $\phi_t = 0,9$

Fractura en la sección del área efectiva A_e :

$$\phi_t N_t = \phi_t F_u A_e \geq P_u \quad (5.19)$$

Para $\phi t = 0,75$

Donde F_y es el esfuerzo de cedencia del material, y F_u el esfuerzo límite o de agotamiento. A es el área total o área gruesa de la sección, y A_e el área efectiva, para el caso de miembros conectados mediante pernos o remaches.

5.4.13.2 Esbeltez limitada

La esbeltez máxima de los miembros solicitados por tracción axial no debe superar la relación:

$$\lambda = \frac{L}{r} \leq 300 \quad (5.20)$$

Este valor no es de obligatorio cumplimiento, pero se lo adopta como aconsejable. L es la longitud no arriostrada, definida como la distancia entre los baricentros de las conexiones en los extremos de los miembros en los apoyos o los soportes colocados a tal fin, y r el correspondiente radio de giro.

El radio de giro que se debe tomar en el diseño será el mínimo de los valores considerando todos los ejes no arriostrados.

5.4.13.3 Deformaciones compatibles

El alargamiento Δ_L de un miembro que soporta tracción, en régimen de servicio, se obtiene de la relación:

$$\Delta_L = \frac{P L}{E A} \quad (5.21)$$

Donde P es la fuerza axial aplicada, L la longitud del miembro y EA su rigidez axial. $E = 2,1 * 10^6$ y A es el área de la sección transversal libre de deformarse.

En todos los casos, la elongación producida debe ser compatible con las condiciones de vínculo existentes, y con la capacidad de deformación de los miembros vinculados, en especial cuando existe la posibilidad de figuración o rotura de partes estructurales o no estructurales de la construcción, por causa de un alargamiento excesivo de los tensores a ellas conectados. Por esta razón, en la mayoría de los casos, se debe limitar el valor de delta Δ_L , de modo de evitar inconvenientes en el comportamiento de la estructura.

5.4.14 Diseño de miembros en compresión

Los miembros estructurales comprimidos son los que soportan fuerzas axiales que tienden a producir el acortamiento de sus fibras en el sentido longitudinal. Cuando la sollicitación es compresión pura, se conocen por puntales, mientras que las columnas son miembros que soportan compresión como principal sollicitación, pero pueden además resistir corte, flexión y torsión.

Constituyen elementos básicos en la mayoría de las estructuras y su resistencia depende fundamentalmente de su esbeltez, de la calidad del acero utilizado, y de su forma de apoyo. Para describir el comportamiento de un miembro estructural comprimido, no se hace en general referencia directa a su longitud, sino a su esbeltez λ que resulta la relación entre su longitud efectiva y su radio de giro mínimo.

$$\lambda = \frac{K L}{r_{min}} \quad (5.22)$$

El pandeo es la perturbación repentina del estado original del equilibrio, produciendo la falla por inestabilidad. Es el resultado de la bifurcación del equilibrio, que ocasiona en una estructura o en un miembro aislado, el cambio súbito de una configuración estable a otra inestable, bajo la acción de una carga crítica.

Según la magnitud de los esfuerzos normales longitudinales originados, el pandeo se clasifica en elástico e inelástico. El pandeo elástico es el que ocurre cuando los esfuerzos no han alcanzado el límite de proporcionalidad del acero, y el pandeo inelástico, cuando lo superan.

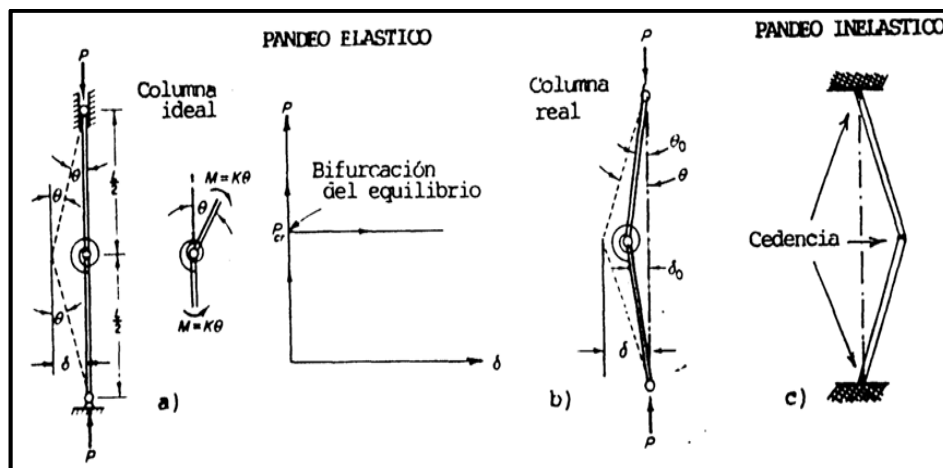


Figura 5.26 Modelos para pandeo elástico e inelástico

Según el modo de falla el pandeo se analiza de acuerdo al tipo de sollicitación que resiste el miembro, según sea pandeo en miembros comprimidos (columnas), miembros flexados (vigas) o flexo-comprimidos (vigas-columnas). Para miembros cargados en compresión axial se puede producir pandeo general o global de tipo flexional, torsional, y flexo-torsional.

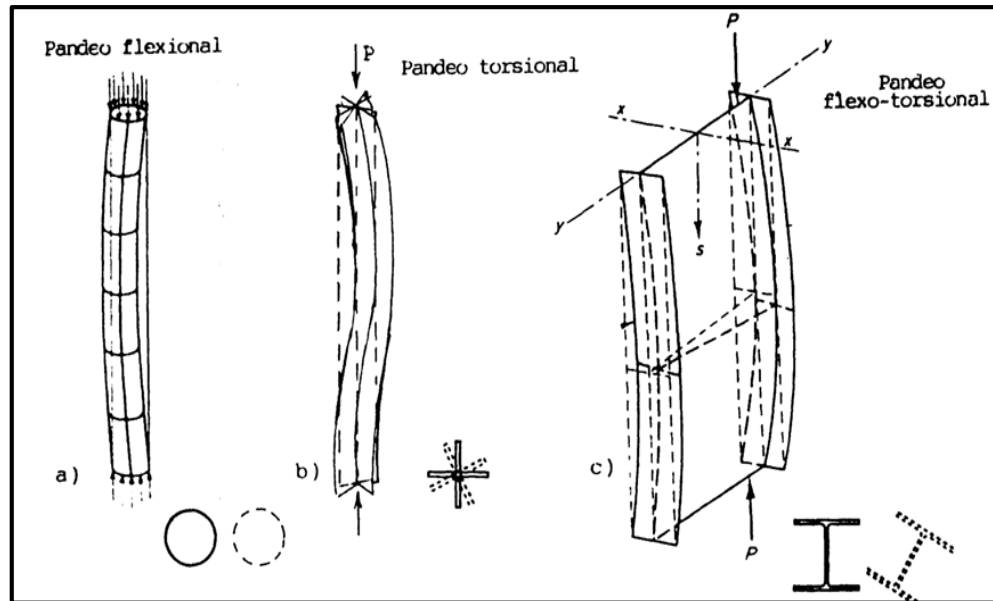


Figura 5.27 Diferentes tipos de pandeo general o global

L representa la longitud efectiva de la columna doblemente articulada, cuyos extremos pueden girar sin desplazarse. En columnas con otras condiciones de apoyo en sus extremos, L corresponde a la distancia entre puntos de inflexión, o puntos de momento nulo en el miembro deformado por flexión.

La longitud efectiva de pandeo resulta la distancia entre los puntos de inflexión del eje deformado de la columna, por lo cual el factor K se obtiene como el cociente entre la distancia entre puntos de inflexión y la longitud real del miembro.

Por ello, K es un factor que modifica la luz real del miembro, asimilándola a la de pandeo. Conociendo la elástica de deformación en una barra, según sus condiciones de apoyo, se conoce también la ubicación de los puntos de inflexión, o puntos de momento nulo.

Tabla 5.3 Factores K de longitud efectiva en columnas

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendado para K , cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Representación esquemática de las condiciones de apoyo						
		Rotación impedida	Rotación libre		Rotación impedida	Rotación libre
		Rotación libre	Rotación impedida		Rotación libre	Rotación impedida
		Rotación impedida	Rotación libre		Rotación impedida	Rotación libre
		Rotación libre	Rotación impedida		Rotación libre	Rotación impedida

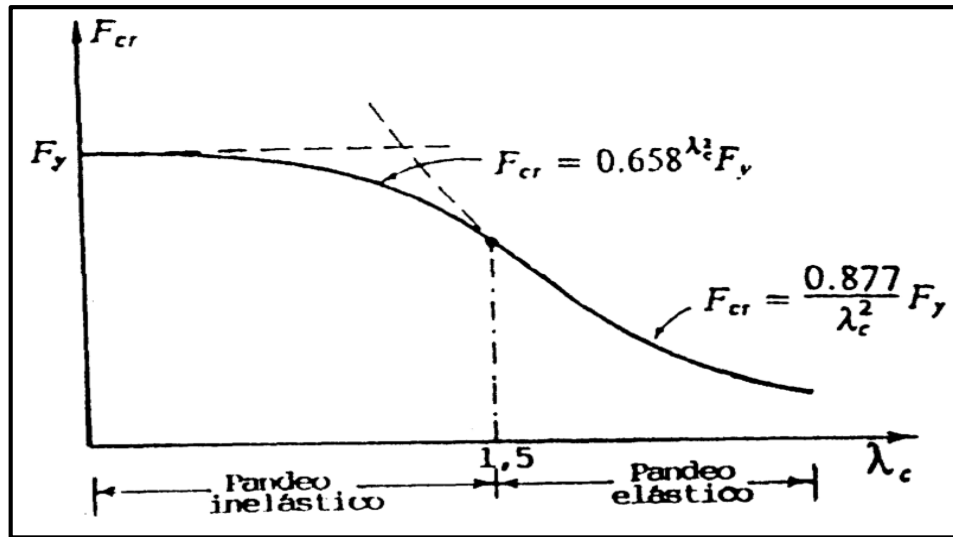


Figura 5.28 Curva de la columna en función de F_{cr} y λ_c , para cualquier tipo de acero estructural

Esta curva donde $\lambda_c = 1,5$ (Figura 5.28) marca la frontera entre el comportamiento inelástico, para $0 \leq \lambda_c \leq 1,5$ y el pandeo elástico para: $\lambda_c > 1,5$. Las ecuaciones representativas del pandeo en los rangos elástico e inelástico corresponden a los criterios de pandeo global flexional.

5.4.14.1 Capacidad resistente a compresión por pandeo flexional

La capacidad resistente por pandeo flexional de los miembros solicitados a compresión axial, es:

$$\varphi_c N_t \geq N_u \quad (5.23)$$

Dónde:

N_t es la resistencia teórica a compresión axial del miembro: $N_t = A F_{cr}$.

$\varphi_c = 0,85$.

N_u es la demanda de resistencia para las cargas axiales factorizadas.

A es el área total de la sección transversal del miembro.

Para hallar F_{cr} se debe calcular el parámetro de esbeltez reducida λ_c :

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5.24)$$

KL es la longitud efectiva entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro, y r es el radio de giro con respecto al plano de pandeo, que controla el diseño.

Si $\lambda_c \leq 1,5$:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (5.25)$$

El miembro se comporta en rango inelástico, con plastificación parcial de la sección.

Pero si $\lambda c > 1,5$:

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda c^2} \right) F_y \quad (5.26)$$

El comportamiento corresponde al del pandeo elástico.

5.4.15 Criterios para el diseño de conexiones de perfiles tubulares en armaduras

Las conexiones tubo a tubo en armaduras se definen como conexiones que consisten en uno o más miembros denominados de rama que son soldados directamente a un cordón continuo que pasa a través de la conexión, la clasificación de esas conexiones como en forma de K- (que incluye N-), Y- (que incluye T-), o cruz (X-) se basa en el método de transferencia de fuerza en la conexión y no en la apariencia física de la misma, entonces:

(a) Cuando la carga de punzonamiento ($Pr \sen\theta$) en una rama es equilibrada por corte en el cordón, la conexión es clasificada como una conexión en T cuando la rama es perpendicular al cordón y como una conexión en Y en caso contrario.

(b) Cuando la carga de punzonamiento ($Pr \sen\theta$) en una rama esta esencialmente equilibrada (dentro del 20%) por cargas en otras ramas en el mismo lado de la conexión, la conexión debe clasificarse como conexión en K. El espaciamiento relevante es aquel entre las ramas principales cuyas cargas son equilibradas. Se puede considerar la conexión en N- como una conexión en K-.

(c) Cuando la carga de punzonamiento ($Pr \sen\theta$) es transmitida a través del cordón y es equilibrada por ramas en el lado opuesto, la conexión debe ser clasificada, como conexión en cruz.

(d) Cuando el espaciamiento en una conexión en K- (o N-) es grande y excede el valor permitido por el límite de excentricidad establecido, entonces la conexión debe ser tratada como dos conexiones en Y- independientes.

(e) Cuando una conexión tiene más de una rama principal, o ramas en más de un plano, la conexión debe clasificarse como una conexión general o multiplanar.

Cuando las ramas transmiten parte de su carga como en conexiones en K- y otra parte como en conexiones en T-, Y-, o en cruz, la resistencia nominal debe ser determinada por interpolación sobre la proporción de cada una en el total.

En el caso de armaduras fabricadas con perfiles de sección tubular en las cuales los miembros están conectados por soldadura, las excentricidades dentro de los límites de aplicación están permitidas sin consideración de los momentos resultantes del diseño de la conexión.

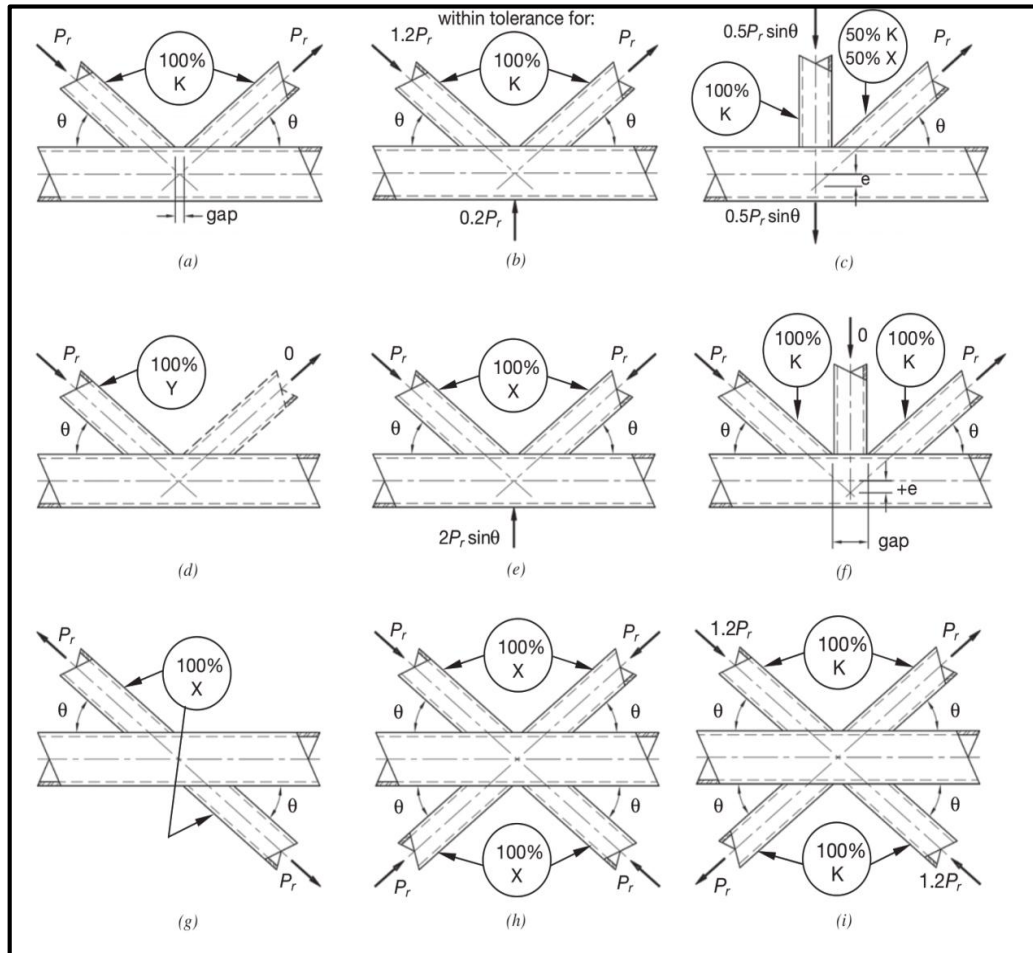


Figura 5.29 Ejemplos de clasificación de conexiones de perfiles tubulares

5.4.15.1 Definición de parámetros de diseño de conexiones de perfiles tubulares en armaduras

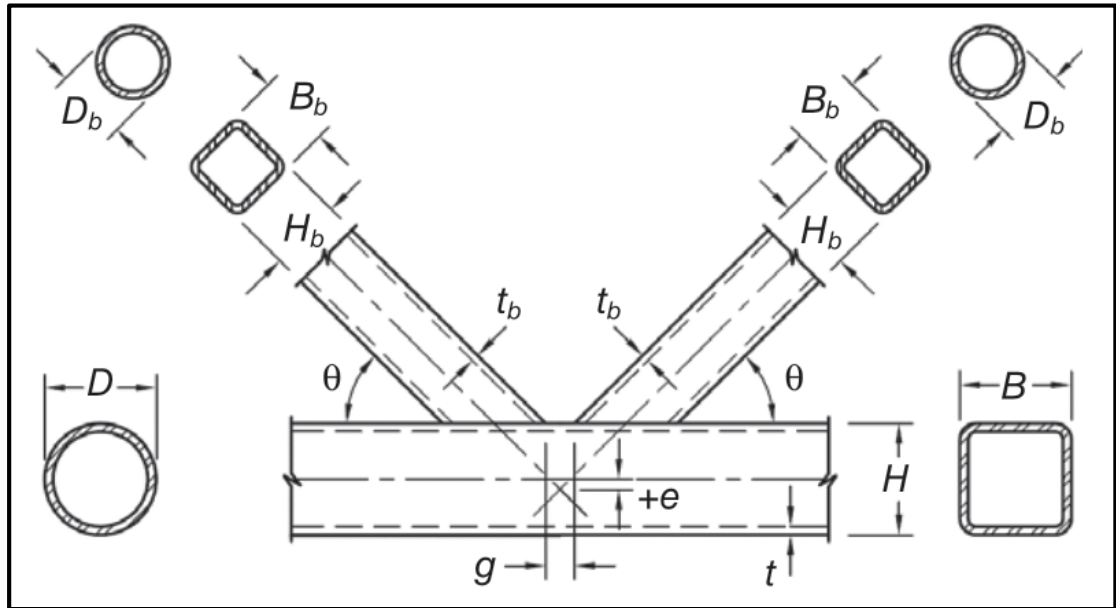


Figura 5.30 Dimensiones de conexiones de perfiles tubulares

- A_g : área bruta de la sección transversal, cm^2 (mm^2).
- B : ancho total del miembro principal de sección tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm).
- B_b : ancho total de un miembro rama tubular rectangular o plancha, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm).
- B_e : ancho efectivo de un miembro rama tubular rectangular o plancha, cm (mm).
- D : diámetro exterior del miembro principal, tubo redondo, cm (mm).
- D_b : diámetro exterior de una rama, tubo redondo, cm (mm).

- F_u : esfuerzo de agotamiento mínimo especificado del material del tubo, kgf/cm^2 .
- F_y : esfuerzo de cedencia mínimo especificado del material del miembro tubular principal, kgf/cm^2 .
- F_{yb} : esfuerzo de cedencia mínimo especificado del material de un miembro rama tubular o plancha de conexión, kgf/cm^2 .
- H : altura total del miembro principal tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm).
- H_b : altura total del miembro rama tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm).
- t : espesor de diseño de la pared del miembro principal tubular, cm (mm).
- t_b : espesor de diseño de la pared del miembro rama tubular o espesor de la plancha, cm (mm).
- e : excentricidad en la conexión de armadura, siendo positivo cuando se aleja de las ramas, cm (mm).
- g : excentricidad entre los encuentros de las ramas en una conexión en K con excentricidad, despreciando las soldaduras, cm (mm).
- l_b : longitud de apoyo de la carga, medido paralelo al eje del miembro tubular, (o medido a través del ancho del tubo en el caso de planchas de tapa cargadas), cm (mm).

$$l_b = \frac{H \times b}{\text{Sen}\theta} \quad (5.27)$$

- b : razón de ancho; la razón entre el diámetro de la rama y del cordón para tubos redondos o la razón entre el ancho total de la rama y del cordón para tubos rectangulares.

$$b = \frac{D_b}{D} \text{ o } \frac{B_b}{B} \quad (5.28)$$

- β_{eff} : razón de ancho efectiva; la suma de los perímetros de las dos ramas en una conexión en K dividida por ocho veces el ancho del cordón.

$$\beta_{eff} = \frac{[(Bb + Hb)_{rama\ en\ compresion} + (Bb + Hb)_{rama\ en\ tension}]}{4B} \quad (5.29)$$

- γ : razón de esbeltez del cordón; la razón entre el diámetro y dos veces el espesor de pared para tubos redondos o la razón entre el ancho y dos veces el espesor de pared = $B/2t$ para tubos rectangulares.

$$\gamma = \frac{D}{2t} \text{ o } \frac{B}{2t} \quad (5.30)$$

- η : el parámetro de longitud de carga, aplicable solamente para tubos rectangulares; la razón entre la longitud de contacto de la rama con el cordón en el plano de conexión y el ancho del cordón.

$$\eta = \frac{lb}{B} \quad (5.31)$$

- θ : ángulo agudo entre la rama y el cordón (grados).
- ζ : Razón de excentricidad; la razón de la excentricidad entre ramas de una conexión en K con excentricidad y el ancho del cordón, para tubos rectangulares.

$$\zeta = \frac{g}{B} \quad (5.32)$$

La resistencia disponible ϕP_n de las conexiones de armaduras entre secciones tubulares rectangulares debe ser tomada como el menor valor de los estados límites aplicables.

5.4.15.2 Límites de aplicabilidad para diseño de conexiones de perfiles tubulares en armaduras

- Excentricidad de la junta (para conexiones en K-). La máxima dimensión para la excentricidad e deberá ser controlada por el límite e/H . Si la excentricidad es mayor, debe tratarse como dos conexiones individuales en Y-:

$$e = \frac{\text{Sen}\theta b1 * \text{Sen}\theta b2}{\text{Sen}(\theta b1 + \theta b2)} \left[\frac{Hb1}{2\text{Sen}\theta b1} + \frac{Hb2}{2\text{Sen}\theta b2} + g \right] - \frac{H}{2} \quad (5.33)$$

$$-0,55 \leq e/H \leq 0,25 \quad (5.34)$$

- Esbeltez de la pared del cordón (para conexiones en T-, Y- X-, y K- espaciadas):

$$\frac{B}{t} \text{ y } \frac{H}{t} \leq 35 \quad (5.35)$$

- Esbeltez de la pared del miembro rama: Bb/tb y $Hb/tb \leq 35$ (para ramas en tracción o compresión en conexiones en T-, Y-, X-, y K- espaciadas):

$$\frac{Bb}{tb} \text{ y } \frac{Hb}{tb} \leq 35 \quad (5.36)$$

- Esbeltez de la pared, para ramas en compresión en conexiones en T-, Y- X-, y K-espaciadas):

$$\frac{Bb}{tb} \text{ y } \frac{Hb}{tb} \leq 1,25\sqrt{E/Fyb} \quad (5.37)$$

- Relación de ancho (para conexiones en T-, Y- y X-):

$$\frac{Bb}{B} \text{ y } \frac{Hb}{B} \geq 0,25 \quad (5.38)$$

- Relación de aspecto:

$$0,5 \leq H/B \leq 2,0 \text{ y } 0,5 \leq Hb/Bb \leq 2,0 \quad (5.39)$$

- Resistencia del material:

$$Fy \leq 3.656 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.40)$$

$$Fyb \leq 3.656 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.41)$$

- Ductilidad:

$$Fy/Fu \leq 0,8 \quad (5.42)$$

$$Fyb/Fub \leq 0,8 \quad (5.43)$$

5.4.15.3 Estados Límites para conexiones en T-, Y-, y X-

- Estado límite de plastificación de pared del cordón, cuando $\beta \leq 0,85$

$\varphi t = 1,0$:

$$PnSen\theta = Fyt^2 \left[\frac{2n}{(1 - \beta)} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta}} \right] Qf \quad (5.44)$$

- Estado límite de cedencia por corte (punzonamiento), cuando $0,85 < \beta \leq 1 - 1/\gamma$

o $B/t < 10$:

$\varphi = 0,95$

$$\beta eop = \frac{5\beta}{\gamma} \leq \beta \quad (5.45)$$

$$PnSen\theta = 0,6FytB(2n + 2\beta eop) \quad (5.46)$$

- Estado límite de cedencia local de las paredes del cordón, cuando $\beta = 1,0$

$\varphi = 1,0$:

$$PnSen\theta = 2Fyt(5k + N) \quad (5.47)$$

- Estado límite de cedencia local de las paredes del cordón, cuando $\beta = 1,0$, rama en compresión, para conexiones en T- o Y-:

$\varphi = 0,75$

$$PnSen\theta = 1,6t^2 \left[1 + \frac{3N}{H - 3t} \right] \sqrt{EFy} Qf \quad (5.48)$$

- Estado límite de cedencia local de las paredes del cordón, cuando $\beta = 1,0$, ramas en compresión, para conexiones en X-:

$$\varphi = 0,90$$

$$PnSen\theta = \left[\frac{48t^3}{H - 3t} \right] \sqrt{EFy} Qf \quad (5.49)$$

- Estado Limite de cedencia local de rama/ramas debido a distribución desigual de carga, cuando $\beta \geq 0,85$:

$$\varphi = 0,95$$

$$beoi = \frac{10}{B/t} \left[\frac{Fyt}{Fyb tb} \right] Bb \leq Bb \quad (5.50)$$

$$Pn = Fyb tb (2Hb + 2beoi - 4tb) \quad (5.51)$$

5.4.15.4 Estados Limites para conexiones en K- excéntricas

- Estado límite de Plastificación de pared del cordón, para todo β :

$$\varphi = 0,90$$

$$PnSen\theta = Fyt^2 [9,8Beff\sqrt{Y}] Qf \quad (5.52)$$

- Estado Limite de Cedencia por corte (punzonamiento), cuando $Bb < B - 2t$:

$$\varphi = 0,90$$

$$PnSen\theta = 0,6FytB(2n + \beta + \beta eop) \quad (5.53)$$

No verificar en ramas cuadradas

- Estado Limite de cedencia local de rama/ramas debido a distribución desigual de carga. No verificar en ramas cuadradas o si $B/t \geq 15$:

$$\varphi = 0,95$$

$$beoi = \frac{10}{B/t} \left[\frac{Fyt}{Fyb tb} \right] Bb \leq Bb \quad (5.54)$$

$$Pn = Fyb tb (2Hb + Bb + beoi - 4tb) \quad (5.55)$$

Para cordones en tracción: $Qf = 1$

Para cordones en compresión, para conexiones en T-, Y-, y X-:

$$Qf = 1,3 - \frac{0,4U}{B} \leq 1,00 \quad (5.56)$$

Para cordones en compresión, para conexiones en K- espaciadas:

$$Qf = 1,3 - \frac{0,4U}{B_{eff}} \leq 1,00 \quad (5.57)$$

Donde Pr y Mr son determinados en el lado de la junta que tiene la mayor carga a compresión. Pr y Mr refieren a la resistencia axial y flexural requerida del cordón. En método de los Estados Limites, $Pr = Pu$; $Mr = Mu$.

5.4.16 Pernos

Los pernos son elementos mecánicos de conexión, con cabeza cuadrada o hexagonal formados por un vástago cilíndrico con roscado exterior en su extremo libre, que se insertan a través de agujeros pasantes en placas o piezas a unir y se ajustan con tuercas o arandelas de apriete en su extremo sobresaliente de rosca. Según sus características mecánicas los pernos se clasifican en grados: A 307, A 325 y A 490.

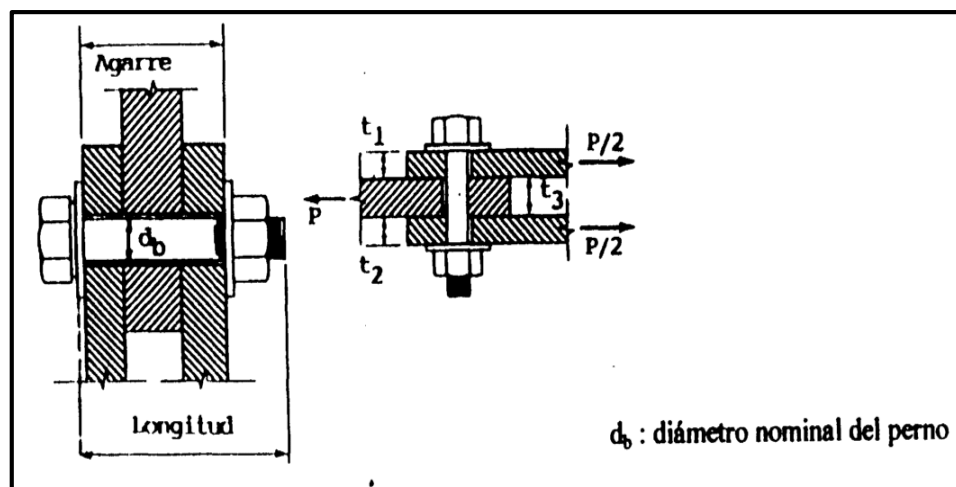


Figura 5.31 Perno de cabeza hexagonal

Los pernos A 307 son conectores normales sin tornear, elaborados con acero de bajo contenido de carbono. Se usan en miembros secundarios de edificios industriales con cargas estáticas de limitada magnitud, o construcciones provisionales, de corta vida y de fácil desarme.

Los pernos A 325 y A 490 son de alta resistencia, elaborados con aceros de medio carbono aleados, templados y revenidos. Tienen un uso específico estructural, con campo de aplicación en juntas o nodos de pórticos de edificios, puentes, armaduras de techo y galpones.

Tabla 5.4 Esfuerzos de agotamiento a tracción F_u de los pernos estructurales

Pernos estructurales		
GRADO	DIÁMETRO NOMINAL	ESFUERZO DE AGOTAMIENTO EN TRACCIÓN F_u (Kg/cm ²)
A 307	$\frac{1}{4}'' < d \leq \frac{3}{4}''$	5.424
	$\frac{3}{4}'' < d \leq 1 \frac{1}{2}''$	4.250
A 325	$\frac{1}{4}'' < d \leq 1''$	8.500
	$1'' < d \leq 1 \frac{1}{2}''$	7.400
A 490	$\frac{1}{4}'' < d \leq 1 \frac{1}{2}''$	10.600

Los pernos se instalan en agujeros con un sobre diámetro de $1/16 = 2\text{mm}$ con relación a su diámetro y se aprietan con llaves de torsión manual o con llaves de impacto. Se exige que los pernos de alta resistencia sean ajustados hasta que los miembros conectados queden perfectamente apretados entre la cabeza el perno y la tuerca, para ello se aprieta la tuerca hasta media vuelta más allá del punto donde se desarrolla algo de resistencia. Esta es la condición de “Apriete Ajustado”. A partir de ese momento se le aplica un giro adicional que depende de la longitud del vástago, indicado en la Tabla 5.5, hasta lograr el “Apriete final”. Para estar completamente tensados los pernos A 325 y A 490 deben apretarse por lo menos al 70% de la tracción mínima especificada en la Tabla 5.6.

Tabla 5.5 Apriete final en los pernos

<u>Longitud del vástago</u>	<u>Apriete final</u>
4 d	1/3 de vuelta
4 d a 8 d	1/2 vuelta
8 d a 12 d	2/3 a 3/4 de vuelta
> 12 d	control con llave calibrada

Tabla 5.6 Fuerzas mínimas de tracción T_b en los pernos

Diámetro del perno d , mm	d , pulgadas	Pernos A 325	Pernos A 490
		T_b (Kg)	T_b (Kg)
13	1/2	5.440	6.800
16	5/8	8.620	10900
19	3/4	12.700	15.900
22	7/8	17.700	22.200
25	1	23.100	29.000
29	1 1/8	25.400	36.300
32	1 1/4	32.200	46.300
35	1 3/8	38.600	54.900
38	1 1/2	46.700	67.100

Los agujeros para pernos se obtienen mediante taladrado, sopleteado, punzonado o escariado, según su forma y dimensiones, los agujeros se clasifican en: Normales, agrandados, de ranura corta, de ranura larga.

Las dimensiones nominales de los agujeros d depende del diámetro nominal del perno que alojan, y sus valores se indican en la Tabla 5.7.

Los diferentes tipos de agujeros se grafican en la tabla 5.7. El método de obtener estos agujeros, en función del espesor de las planchas, se indica en la Tabla 5.8.

Tabla 5.7 Dimensiones nominales de agujeros

Diámetro nominal del perno d_b mm plg.	Dimensiones nominales de los agujeros d_h (mm)			
	Normales (diámetro)	Agrandados (diámetro)	Ranura corta (ancho x largo)	Ranura larga (ancho por largo)
13 (1/2)	14,3	15,9	14,3 x 17,5	14,3 x 31,8
16 (5/8)	17,5	20,6	17,5 x 22,2	17,5 x 39,7
19 (3/4)	20,6	23,8	20,6 x 25,4	20,6 x 47,6
22 (7/8)	23,8	27,0	23,8 x 28,6	23,8 x 55,6
25 (1)	27,0	31,8	27,0 x 33,3	27,0 x 63,5
29 ($\geq 1 \frac{1}{8}$)	$d_b + 2$ mm	$d_b + 8$ mm	$(d_b + 2\text{mm}) \times (d_b + 9,5\text{mm})$	$(d_b + 2 \text{ mm}) \times (2,5 d_b)$



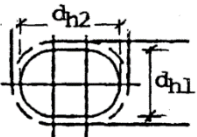
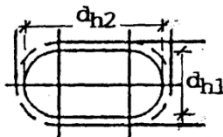
			
Normales	Agrandados	De ranura corta	De ranura larga

Tabla 5.8 método de perforación de los agujeros

Espesor de las planchas t (mm)	Agujeros
$t \leq d + 3$ mm	Punzonados
$t > d + 3$ mm	Taladrados, subpunzonados y escariados
$t > 13$ mm (Acero A 514)	Taladrados

Designado por Δ_L la variación en la longitud del miembro por efecto de una diferencia de temperatura, resulta:

$$\Delta_L = L \Delta_t \alpha_t \therefore d_2 \geq 2 \Delta_L + 2 \text{ mm} \quad (5.58)$$

Δ es el coeficiente de dilatación térmica del acero, dado en la Tabla 1.1. La diferencia de temperatura usualmente se adopta:

$$\Delta_t = \pm 20 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (5.59)$$

El espesor de las planchas a conectar determina en cada caso la longitud necesaria de los pernos. De la longitud total de la rosca y la longitud de apriete depende si la rosca se halla o no incluida en los planos de corte: Cuando se halla incluida, el área de la sección transversal de la barra recalcada del cuerpo roscado, es menor que en el cuerpo sin rosca, por lo cual la resistencia a corte por aplastamiento disminuye.

La Tabla 5.9 da las dimensiones de los pernos de alta resistencia A 325 y A 490, para el diseño de conexiones.

Donde d_b es el diámetro nominal del perno, L la longitud total, c longitud del cuerpo, a longitud de apriete, b longitud de rosca, T agarre, e espesor de la arandela.

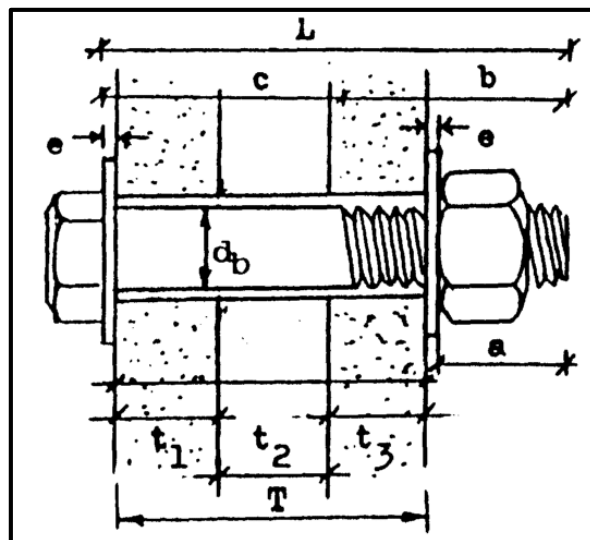


Figura 5.32 Longitud de los pernos

Tabla 5.9 Longitudes de los pernos de alta resistencia A 325 y A 490

d_b		a mínimo		b mínimo	
mm	pulgadas	mm	pulgadas	mm	pulgadas
13	1/2	18	11/16	25	1
16	5/8	22	7/8	32	1 1/4
19	3/4	25	1	35	1 3/8
22	7/8	29	1 1/8	40	1 1/2
25	1	32	1 1/4	45	1 3/4
29	1 1/8	40	1 1/2	50	2
32	1 1/4	42	1 5/8	50	2
35	1 3/8	45	1 3/4	55	2 1/4
40	1 1/2	50	1 7/8	55	2 1/4

La experiencia en la construcción de estructuras metálicas y el amplio uso de los conectores mecánicos, ha llevado a definir ciertas distancias máximas y mínimas en el espaciamiento de los conectores para materializar uniones de planchas o perfiles laminados y armados. Estas distancias se conocen por:

1. Paso s : es la separación centro a centro de los agujeros, medida paralelamente al eje del miembro y a la dirección de la carga aplicada.
2. Gramil g : es la separación centro a centro de los agujeros, medida normalmente al eje del miembro y a la dirección de la carga aplicada.
3. Distancia al borde L_e : es la distancia entre el centro del agujero de la fila extrema y el borde adyacente de la plancha, medida paralela o perpendicularmente al eje del miembro y a la dirección de la carga aplicada.

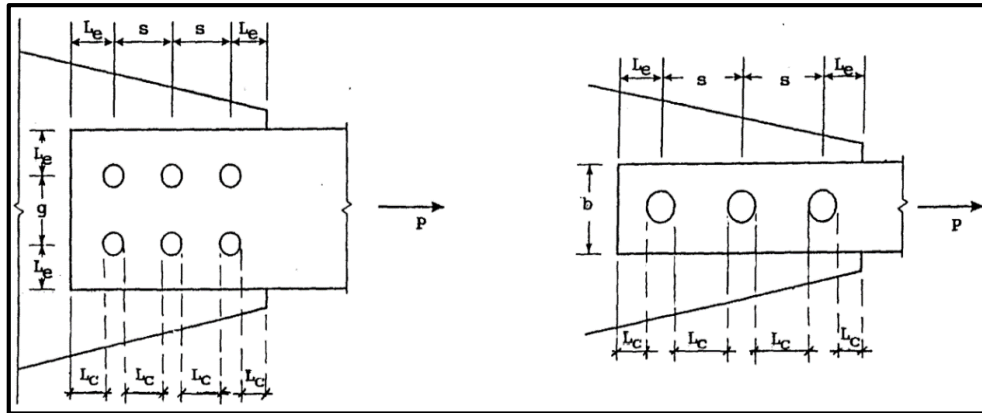


Figura 5.33 Espaciamiento entre conectores

Es práctica usual el colocar los conectores a una distancia mínima del borde de la placa igual o mayor a 1,5 o 2 veces el diámetro del perno, de modo que el metal en esa zona ofrezca una resistencia a corte por lo menos igual al de los conectores.

También se debe cumplir una distancia máxima a los bordes:

$$L_e \leq 12 t \quad (5.60)$$

$$L_e \leq 15 \text{ cm} \quad (5.61)$$

La separación mínima longitudinal s entre los centros de agujeros de pernos en las uniones de elementos en contacto continuo formados por una plancha y un perfil o dos planchas, no será menor que 2,7 veces el diámetro nominal de los mismos.

Donde db es el diámetro nominal del perno, es decir el diámetro en la parte sin rosca y t el espesor de la plancha o perfil.

5.4.16.1 Área total o Área gruesa y área neta

El área total o área gruesa de la sección transversal de un miembro estructural, se obtiene sumando las áreas parciales de cada una de sus partes componentes, en ausencia de perforaciones. En cada caso, las áreas resultan del producto de su espesor t por el ancho b respectivos, el cual se mide perpendicularmente al eje del miembro. En el caso de los ángulos, el área gruesa es el resultado del producto del espesor t por la suma de sus lados menos el espesor.

La presencia de agujeros en las uniones, disminuye el área total inicial del miembro, ocasionando un incremento en los esfuerzos, con concentraciones de éstos en los bordes de los huecos. Los esfuerzos se suponen, sin embargo, uniformemente distribuido en las secciones netas calculadas, en rango elástico, para simplificar el análisis.

El área neta de la sección transversal de un miembro es el área total o área gruesa, menos el área de las ranuras, muescas y agujeros. Al calcular las áreas netas de los miembros a tracción o corte, el diámetro da de los agujeros que se adopta en el análisis es el siguiente, siendo db el diámetro nominal del perno:

$$da = db + 3mm \quad (5.62)$$

En la fabricación de las estructuras metálicas empernadas, los agujeros se suelen perforar $1/16''$ mayor que el diámetro del perno, pero al punzonarlos se destruye algo más del material circundante, usualmente otro $1/16''$ adicional. Por ello al calcular las áreas netas, el diámetro de los agujeros se adopta igual al diámetro nominal del perno db más $1/8''$ o 3mm.

Para obtener el área neta, el área que se resta por agujero del área gruesa es rectangular, e igual al producto $da * t$, donde t es el espesor de la plancha. Suponiendo agujeros iguales en tamaño, de diámetro da , dispuestos en fila recta, el área neta resulta:

$$A_n = A - m da t \quad (5.63)$$

Donde A es el área total o área gruesa, m el número de agujeros en la fila, da el diámetro de los agujeros y t el espesor del perfil o plancha. El área neta nunca se tomará mayor al 85% del área gruesa de la sección trasnversal del miembro:

$$A_n \leq 0,85 A \quad (5.64)$$

5.4.16.2 Área neta efectiva

Diferentes factores influyen el comportamiento de una conexión, determinando su eficiencia. Entre ellos, se pueden mencionar la ductilidad del material, la distribución de los conectores, su espaciamento, y el retraso de cortante.

El retraso de cortante representa la reducción de la resistencia de una conexión, cuando solo algunos de los elementos que forman los miembros están conectados entre sí mediante pernos, remaches o soldadura. De esta manera, hay elementos que no presentan ningún vínculo, dando como consecuencia que, debido a la unión parcial, en la vecindad de la conexión, los elementos resultan sobrecargados, mientras las restantes áreas, más alejadas, no alcanzan los esfuerzos previstos en el diseño. Por lo tanto, no es posible lograr el 100% de efectividad. Para tomar en cuenta este efecto, se acepta afectar el área neta calculada A_n por un factor de reducción $C_t \leq 1$, de modo de obtener el área neta efectiva A_e :

$$A_e = C_t A_n \quad (5.65)$$

La Figura 5.34 da algunos ejemplos de valores de C_t a adoptar en un conjunto de conexiones usuales en la práctica.

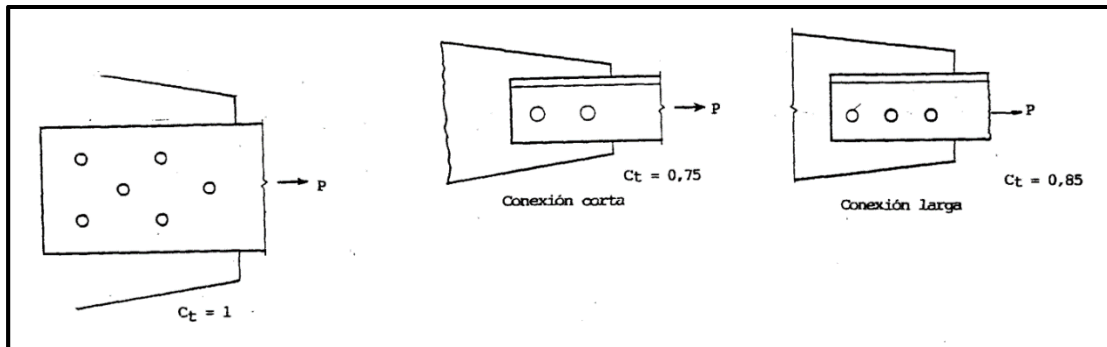


Figura 5.34 Valores de C_t para hallar el área neta efectiva

5.4.16.3 Capacidad resistente a corte en deslizamiento crítico

La condición de deslizamiento crítico implica que el deslizamiento está impedido, es decir que no puede existir ningún tipo de corrimiento relativo entre las planchas conectadas, debido a la gran fricción producida por el estricto ajuste de los pernos con las llaves calibradas. La capacidad resistente de los pernos en conexiones tipo deslizamiento crítico se verificará para: el estado limite bajo cargas de servicio, el estado limite en agotamiento resistente.

Caso I) Deslizamiento crítico bajo carga de servicio, $\phi v = 1$:

$$\phi v F_v A_b \eta n \geq P \quad (5.66)$$

Donde P es la carga de servicio actuante en la conexión, n el número de pernos y n el número de planos de corte. F_v es el esfuerzo admisible a corte en régimen de servicio, para los pernos de alta resistencia. En forma similar, para:

$$P_{iv} = F_v A_b \quad (5.67)$$

Se obtiene:

$$\phi_v P_{iv} \eta n \geq P \quad (5.68)$$

Caso II) Deslizamiento crítico en agotamiento resistente

La resistencia teórica a deslizamiento crítico en agotamiento resistente $\phi_v R_{str}$, referida a las cargas mayoradas, debe cumplir:

$$\phi_v R_{str} \geq P_u \quad (5.69)$$

En agujeros estándar, $\phi_v = 1$ y la capacidad resistente nominal resulta:

$$R_{str} = 1,13 \mu T_b \eta n \quad (5.70)$$

T_b es la tracción mínima en el conector, dada en la Tabla 5.6, y representa la fuerza normal aplicada entre las partes conectadas. η es el número de pernos y n el número de planos de corte de la conexión. μ es el coeficiente de fricción estática, o factor medio de deslizamiento para superficies A, B o C, cuya clasificación se detalla:

$\mu = 0,33$ en Superficies Clase A. son las superficies libres de cascarilla de laminación, no pintadas o superficies limpias, sometidas a tratamientos con chorros de arena y a las que se ha aplicado un protector Clase A.

$\mu = 0,5$ en Superficies Clase B. son las superficies limpias, sometidas a tratamientos con chorros de arena y no pintadas, o superficies limpias sometidas a tratamientos de chorros de arena y a las que se ha aplicado un protector Clase B.

$\mu =$ en Superficies Clase C. Son las superficies galvanizadas en caliente y las superficies rugosas.

En la generalidad de los casos, se considera que las superficies son de Clase A, lo cual da mayor margen de seguridad a la conexión.

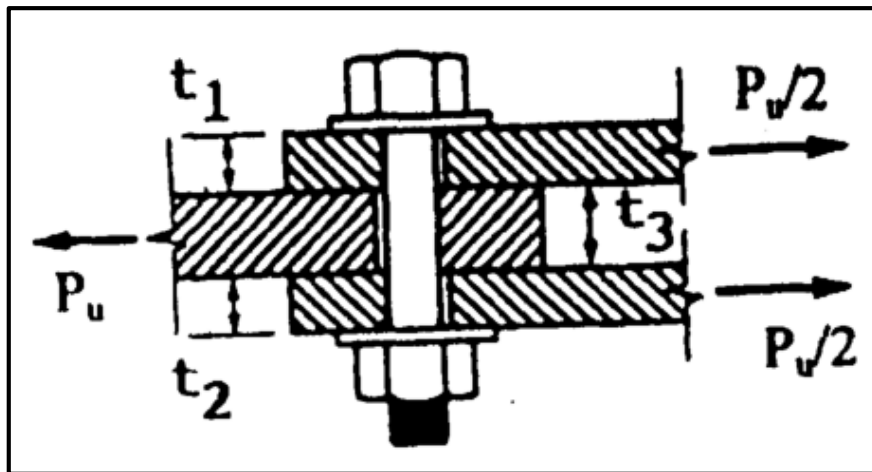


Figura 5.35 Perno trabajando a corte por deslizamiento crítico

5.4.16.4 Capacidad resistente a corte por aplastamiento

La capacidad resistente a corte por aplastamiento, para cargas factorizadas, y $\phi_v = 0,75$, se obtiene:

$$\phi_v F_v A_b \eta n \geq P_u \quad (5.71)$$

Donde F_v es la capacidad teórica a corte dada en la Tabla 5.10 y A_b es el área nominal del perno, es decir el área de la sección transversal del vástago no roscado, indicada en Tabla 5.11, η es el número de pernos de la conexión y n el número de planos de corte, adoptando:

$$P_{iv} = F_v A_b \quad (5.72)$$

Se obtiene:

$$\phi_v P_{iv} \eta n \geq P_u \quad (5.73)$$

Los valores de P_{iv} se leen en la Tabla 5.11

Tabla 5.10 Capacidad resistente en los pernos

Descripción de los conectores	Tracción Factor de resistencia $\phi = 0,75$	Corte en conexiones tipo aplastamiento Factor de resistencia $\phi = 0,75$	Corte en conexiones tipo deslizamiento crítico Factor de resistencia $\phi = 1$
	Capacidad nominal F_t (Kg/cm ²)	Capacidad nominal F_v (Kg/cm ²)	Capacidad nominal F_v (Kg/cm ²)
Pernos A 307 (CR) y (SR)	3.160	1.690	
Pernos A 325 (CR)	6.330	3.370	
Pernos A 325 (SR)	6.330	4.220	1.195
Perno A 490 (CR)	7.940	4.220	
Pernos A 490 (SR)	7.940	5.720	1.480

Dónde: (CR) es con rosca incluida en el plano de corte y (SR) sin rosca incluida en el plano de corte.

Tabla 5.11 Parámetros de diseño de pernos

ϕ pulg.	d_b mm.	L_u Dist. al Borde		$3 d_b$ mm.	A_b cm ²	A 307 Aplast. P_w (Kg)	Pernos A 325			Pernos A 490		
		Ciz	Sopl. mm.				Aplastamiento (CR)	Desliz. crítico (SR)	P_w (Kg)	Aplastamiento (CR)	Desliz. crítico (SR)	P_w (Kg)
1/2	13	22	19	39	1.267	2.141	4.270	5.346	1.514	5.346	7.247	1.875
5/8	16	29	22	48	1.979	3.344	6.669	8.351	2.365	8.351	11.320	2.929
3/4	19	32	25	57	2.850	4.816	9.604	12.027	3.405	12.027	16.302	4.218
7/8	22	38	29	66	3.879	6.555	13.072	16.369	4.635	16.369	22.187	5.740
1	25	44	32	75	5.067	8.563	17.075	21.382	6.055	21.383	29.983	7.499
1 1/8	29	51	38	87	6.443	10.888	21.713	27.189	7.699	27.189	36.854	9.535
1 1/4	32	57	41	96								
> 1 1/4	2,5 ϕ	1,75 d_b	1,25 d_b									

(CR) y (SR) significa con y sin rosca en los planos de corte. A_b es el área de la sección transversal del perno, en la parte no roscada del vástago. El factor de minoración de resistencia para los pernos que trabajan a corte por aplastamiento es $\phi = 0,75$, y para los pernos a deslizamiento crítico es $\phi = 1$. η es el número de pernos y n el número de planos de corte de la conexión.

En todos los casos, P se obtiene: $P = F_v A_v$, siendo F_v el esfuerzo dado en la tabla 5.10 para los diferentes tipos de pernos.

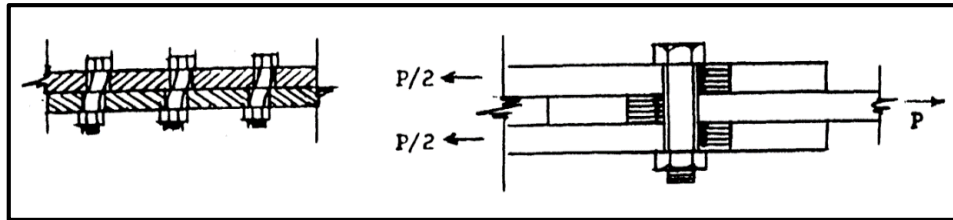


Figura 5.36 Esfuerzos de aplastamiento

5.4.16.5 Capacidad resistente de las planchas por aplastamiento

La capacidad resistente al aplastamiento en los agujeros de las planchas se debe verificar tanto en las conexiones tipo deslizamiento crítico como en las de tipo aplastamiento. La capacidad resistente al aplastamiento será $\phi_p R_n$ para $\phi_p = 0,75$.

$$\phi_p R_n n \geq Pu \quad (5.74)$$

La capacidad resistencia teórica R_n se obtiene para dos casos diferentes:

Caso I) Cuando $Le \geq 1,5 d_b$ o $s \geq 3 d_b$ con dos o más pernos en la línea de acción de la fuerza.

Dentro de este caso se deben considerar a su vez dos condiciones diferentes:

A) Cuando la deformación alrededor de los pernos sea una consideración de diseño:

$$R_n = 2,4 d_b t F_u \quad (5.75)$$

B) Cuando la deformación alrededor de los pernos no sea una consideración de diseño:

Para los pernos cercanos al borde:

$$R_n = L_e t F_u \leq 3 d_b t F_u \quad (5.76)$$

Para el resto de los pernos:

$$R_n = (s - 0,5d_b) t F_u \leq 3 d_b t F_u \quad (5.77)$$

Caso II) Cuando $L_e < 1,5 d_b$ o $s < 3 d_b$ o para una sola fila de pernos en la línea de acción de la fuerza.

Dentro de este caso se deben considerar también dos condiciones diferentes:

A) Para el agujero de un perno o para el agujero más cercano al borde cuando dos o más pernos están en la línea de la fuerza:

$$R_n = L_e t F_u \leq 2,4 d_b t F_u \quad (5.78)$$

B) Para los agujeros restantes:

$$R_n = (s - 0,5d_b) t F_u \leq 2,4 d_b t F_u \quad (5.79)$$

Donde db es el diámetro nominal del perno (de la parte no roscada del vástago), s el paso o distancia entre los centros de agujeros medida en la dirección de la fuerza, t el espesor de las planchas y Fu la resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el acero de las planchas o miembros.

5.4.16.6 Capacidad resistente por bloque de corte en los miembros

La capacidad resistente por bloque de corte en los miembros traccionados, ϕRbs está determinada por el mecanismo que controla el modo de falla. Estos mecanismos pueden ser: cedencia por corte y fractura por tracción, o, cedencia por tracción y fractura por corte. En ambos casos:

$$Av = L' t \quad (5.80)$$

$$Anv = [L' - (\eta - 0,5)da]t \quad (5.81)$$

$$At = L' e t \quad (5.82)$$

$$Ant = \left[L' e - \frac{da}{2} \right] t \quad (5.83)$$

A) Cedencia por corte y fractura por tracción, cuando:

$$Fu Ant \geq 0,6 Fu Anv \quad (5.84)$$

En este caso:

$$\phi Rbs = \phi [0,6 Fy Av + Fu Ant] \geq Pu \quad (5.85)$$

C) Cedencia por tracción y fractura por corte, cuando:

$$F_u A_{nt} < 0,6 F_u A_{nv} \quad (5.86)$$

En este caso:

$$\phi R_{bs} = \phi [0,6 F_u A_{nv} + F_y A_t] \geq P_u \quad (5.87)$$

Dónde: $\phi = 0,75$, A_v es el área total sometida a corte, A_{nv} es el área neta sometida a corte, A_t es área total sometida a tracción, A_{nt} es área neta sometida a tracción.

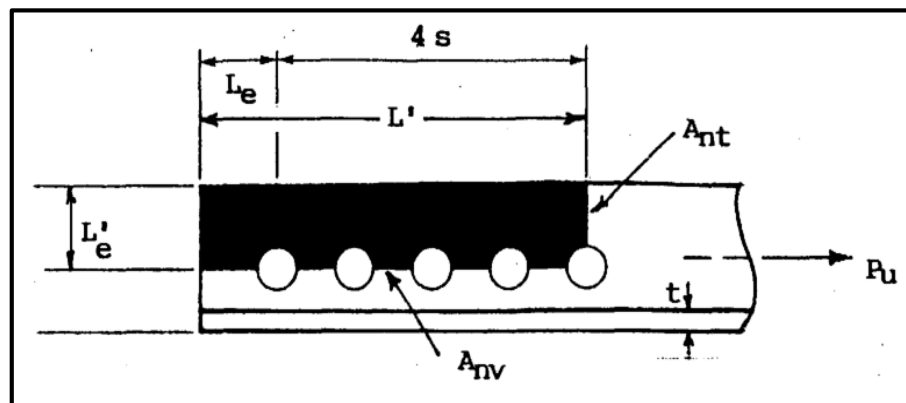


Figura 5.37 Bloque de corte en miembros traccionados

5.4.17 Soldaduras de arco

La soldadura es un proceso mediante el cual se unen elementos metálicos, calentándolos hasta el estado fluido o casi fluido y aplicando o no presión entre ellos.

El procedimiento de soldadura más común utilizado en obras de ingeniería civil es el de arco metálico, el cual consiste básicamente en calentar un electrodo hasta alcanzar el estado líquido y depositarlo como relleno sobre las superficies en contacto de las piezas a unir, Figura 5.38.

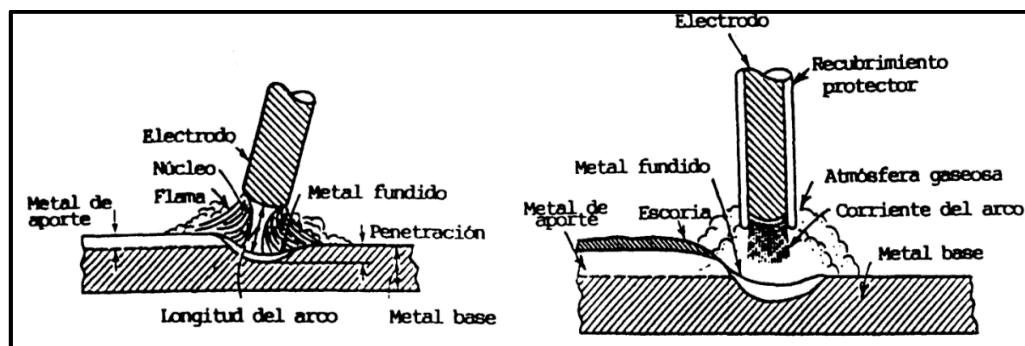


Figura 5.38 Soldaduras de arco

El metal del electrodo es el metal de aporte y las piezas a unir se conocen como el metal base. La corriente que se usa para calentar el electrodo funde simultáneamente una parte del metal base y el metal de aporte, de modo que ambos se entremezclan y al enfriarse se desarrolla continuidad del material en la junta.

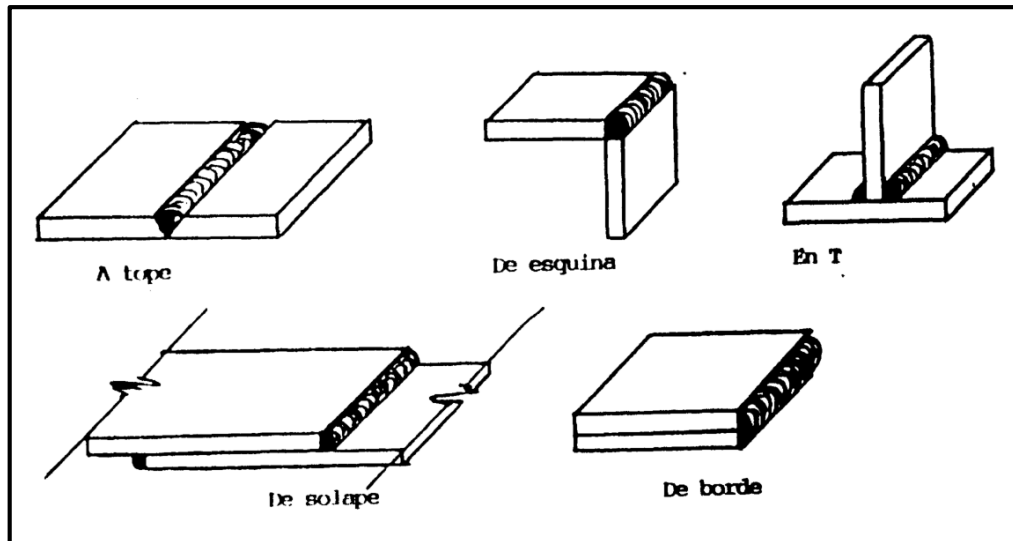


Figura 5.39 Tipos de juntas en soldaduras

Las soldaduras se clasifican en: De ranura, de filete, de tapón o de canal, de muesca o hendidura, Figura 5.40.

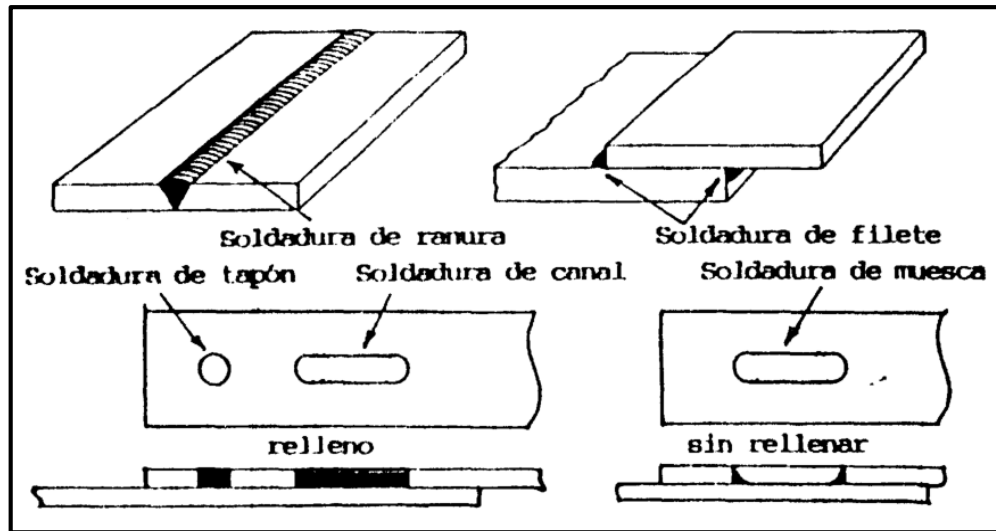


Figura 5.40 Tipos de soldaduras

Las soldaduras de ranura se usan cuando las piezas a unir están alineadas en un mismo plano o en T, y tienen sus bordes previamente preparados.

Las soldaduras de filete son las más comunes en obras de ingeniería, para juntas de solape o en T, y se caracterizan por su forma triangular, con lados iguales o desiguales.

Las soldaduras de tapón o canal se usan ocasionalmente en juntas de solape, como resistencia adicional, y van totalmente rellenas de material de aporte.

Las soldaduras de muesca son un tipo especial de soldaduras de filete, que se aplica sobre la cara interna de las hendiduras en una plancha de conexión, asegurando una mejor transferencia de los esfuerzos cortantes.

5.4.17.1 Soldaduras de filete

Las soldaduras de filete son las de sección transversal triangular, que unen las caras o los bordes de dos miembros colocados usualmente en ángulo recto, o bien las planchas solapadas. Sus dimensiones quedan definidas por la resistencia requerida, la calidad de los electrodos y el tamaño de las piezas a conectar.

El espesor efectivo de la garganta t_s es la perpendicular trazada desde la raíz de la soldadura a la hipotenusa que une los extremos de los lados, que pueden ser iguales o desiguales. Los procesos de ejecución de este tipo de cordones pueden ser: de arco metálico protegido (proceso SAP), o de arco metálico sumergido (proceso SAS), Figura 5.41.

En el proceso de arco metálico protegido, la garganta efectiva es:

$$t_s = D\sqrt{2/2} = 0,707 D \quad (5.88)$$

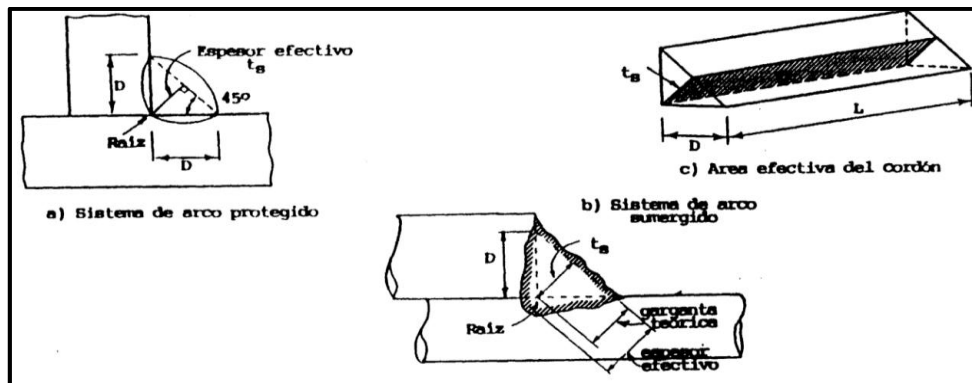


Figura 5.41 Soldaduras de filete

El área efectiva de la soldadura es el producto de la garganta efectiva t_s , por la longitud del cordón L .

$$A_e = t_s L \quad (5.89)$$

Las soldaduras de filete pueden ser ejecutadas con cordones: planos o normales, colmados o excedidos, ligeros o rebajados, Figura 5.42.

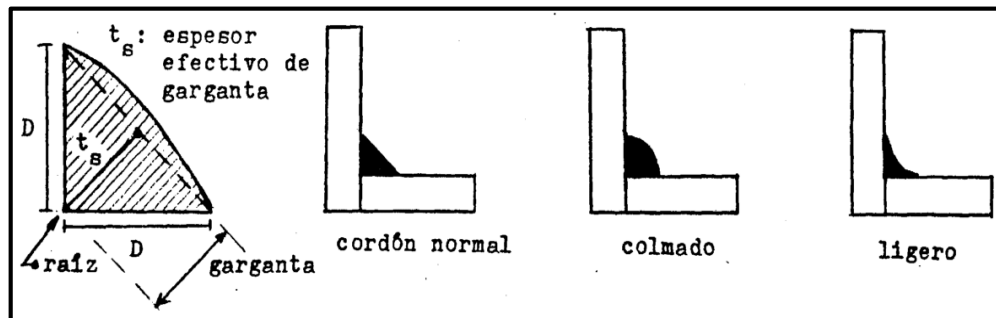


Figura 5.42 Cordones normales, colmados y ligeros

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete está referido al espesor de la plancha más gruesa a conectar.

Tabla 5.12 Tamaño mínimo de las soldaduras de filete

Espesor t de la plancha más gruesa a unir (mm)	Tamaño mínimo de las soldaduras de filete D_{\min} (mm)
Hasta 6,4 (1/4" inclusive)	3
De 6,4 a 12,7 (1/4" a 1/2")	5
De 12,7 a 19 (1/2" a 3/4")	6
Mayor de 19 (3/4")	8

El tamaño máximo de las soldaduras de filete según Tabla 5.13 es:

Tabla 5.13 Tamaño máximo de las soldaduras de filete

$t < 6 \text{ mm}$	$D_{\max} = t$
$t \geq 6 \text{ mm}$	$D_{\max} = t - 2 \text{ mm}$

5.4.17.2 Electrodo para soldar

Los electrodos a emplear para soldaduras de arco están normalizados por la American Welding Society (AWS). Al producirse el arco, la fusión del extremo del electrodo que se deposita es el metal de aporte, el cual debe elegirse con características similares a las del metal base. Esta condición se denomina compatibilidad de electrodos.

Tabla 5.14 compatibilidad de electrodos

Metal base	Electrodos	Máximo F_y del metal base (Kg/cm ²)
Sidetur AE 25, DIN ST 37, ST 42 ASTM A36, A53 Grado B, A375, A500, A501, A529 y A570 grados D y E	E60XX E70XX	$F_y \leq 2.900$
Sidetur AE 35, ASTM A242, A441, A572 grados 42 a 60, A588, DIN ST 52	E70XX	$F_y \leq 3.800$
ASTM A572 grado 65	E80XX	$F_y \leq 4.150$
ASTM A514, espesores mayores a 63 mm	E100XX	$F_y \leq 7.030$
ASTM A514 espesores iguales o menores a 63 mm	E110XX	$F_y \leq 7.030$

5.4.17.3 Capacidad resistente de las conexiones soldadas

Por lo general, los cordones de soldadura están solicitados a: Corte en el área efectiva A_e , tracción o compresión normal al área efectiva A_e , tracción o compresión paralelas al eje de la soldadura.

Tabla 5.15 Esfuerzos en el metal de aporte en soldaduras de filete

Electrodos	Resistencia límite a tracción del metal de aporte F_{EXX} (Kg/cm ²)	Esfuerzo cortante de diseño de la soldadura ϕF_w (Kg/cm ²) *
E60XX	4.220	1.899,0
E70XX	4.920	2.214,0
E80XX	5.630	2.533,5
E90XX	6.330	2.848,5
E100XX	7.030	3.163,5
E110XX	7.730	3.478,5

5.4.17.4 Capacidad resistente a corte en la soldadura

El esfuerzo cortante límite F_w de una soldadura de filete se obtiene:

$$F_w = 0,6 F_{EXX} \quad (5.90)$$

Siendo F_{EXX} la resistencia a tracción del metal de aporte, el cual depende del tipo de electrodo usado. El esfuerzo cortante de diseño es φF_w , para un factor minorante $\varphi = 0,75$:

$$\varphi F_w = 0,75 \times 0,6 F_{EXX} = 0,45 F_{EXX} \quad (5.91)$$

La capacidad teórica de carga del cordón de soldadura de filete se obtiene:

$$R_{ns} = F_w t_s L \quad (5.92)$$

Y la resistencia teórica de diseño:

$$\varphi R_{ns} = \varphi F_w t_s L \geq Pu \quad (5.93)$$

Para $\varphi = 0,75$. Los valores de φR_{ns} por longitud unitaria del cordón se indican en Tabla 5.16 para los diferentes tipos de electrodos, y se obtienen del producto: (φF_w

$t_s \times l$), en Kg/cm , de modo que para conocer la capacidad teórica de carga de toda la soldadura de longitud L , basta multiplicar este valor unitario por L , según ecuación 5.93.

Tabla 5.16 Resistencia de diseño por cortante en la soldadura (SAP)

Tamaño nominal de la soldadura D (mm)	Espesor efectivo de garganta t_g (mm)	Resistencia de diseño por cortante ϕR_n (Kg/cm)					
		E60XX	E70XX	E80XX	E90XX	E100XX	E110XX
4	2.83	537.41	626.56	716.86	806.12	895.27	984.41
5	3.54	672.24	783.75	896.71	1008.60	1119.87	1231.38
6	4.24	805.17	938.73	1074.03	1207.76	1341.32	1474.88
7	4.95	940.00	1095.93	1253.88	1410.00	1565.93	1721.85
8	5.66	1074.83	1253.12	1433.73	1612.25	1790.54	1968.83
9	6.36	1207.76	1408.10	1611.05	1811.64	2011.98	2212.32
10	7.07	1342.59	1565.29	1790.90	2013.89	2236.59	2459.29
11	7.78	1477.42	1722.49	1970.75	2216.13	2461.20	2706.27
12	8.48	1610.35	1877.47	2148.06	2415.52	2682.64	2949.76
13	9.20	1747.08	2036.88	2330.45	2620.62	2910.42	3200.22
14	9.90	1880.01	2191.86	2507.76	2820.01	3131.86	3443.71
15	10.60	2012.94	2346.84	2685.08	3019.41	3353.31	3687.21

5.4.17.5 Capacidad resistente a corte en el área A_v de los miembros

La resistencia teórica por corte F_{mb} del metal base (las planchas o perfiles conectados mediante soldadura de filete) resulta:

$$F_{mb} = 0,6 F_y \quad (5.94)$$

F_y es el esfuerzo cedente del metal base.

La resistencia teórica a corte R_{nv} en el área A_v en el metal base es:

$$\phi R_{nv} = \phi F_{mb} A_v \quad (5.95)$$

A_v corresponde al área que resiste corte en el metal base de espesor t a lo largo del perímetro de la soldadura. Por lo tanto:

$$A_v = t L \quad (5.96)$$

De modo que la capacidad teórica a corte simple en las planchas o perfiles conectados resulta:

$$\varphi R_{nv} = 0,9 F_{mb} t L = 0,54 F_y t L \geq P_u \quad (5.97)$$

Y el valor de φR_{nv} por longitud unitaria, a lo largo del cordón de soldadura se obtiene:

$$\varphi R_{nv} = 0,54 F_y t \times 1 \quad (5.98)$$

Para poder determinar la longitud necesaria del cordón. De los valores de φR_{ns} y φR_{nv} calculados, el menor de ellos controla la capacidad resistente a corte simple en la unión.

5.4.17.6 Capacidad resistente a tracción en el área total de los miembros

La capacidad resistente a tracción de los miembros conectados mediante la soldadura de filete, en el área total A (o área gruesa) de cada uno, para $\varphi t = 0,9$ es:

$$\varphi t N_t = 0,9 F_y A \geq P_u \quad (5.99)$$

Capacidad resistente a tracción en el área efectiva A_e de los miembros, para $\varphi t = 0,75$:

$$A_e = C t A \quad (5.100)$$

$$\phi_t \phi_t N t = 0,75 F_u A_e \geq P_u \quad (5.101)$$

En conexiones soldadas, el área neta y el área total son iguales, por la ausencia de perforaciones en los miembros, de modo que en estos casos solo se hará referencia al área total o área gruesa A de la sección transversal involucrada.

En perfiles conectados mediante soldadura se pueden presentar los siguientes casos:

- A) Cuando la carga de tracción se transmite directamente mediante soldadura en todos y cada uno de los elementos que forman el perfil:

$$C_t = 1 \rightarrow A_e = A \quad (5.102)$$

- B) Cuando la carga de tracción se transmite mediante soldadura frontal únicamente, a través de algunos, pero no todos los elementos de la sección transversal de un miembro, el área efectiva A_e será igual al área neta a tracción de los elementos directamente conectados A_{nt} :

$$A_e = A_{nt} \quad (5.103)$$

Si un ángulo traccionado (figura 5.43) esta soldado a una plancha en uno de sus lados mediante soldadura frontal únicamente, el área A_{nt} en este caso será:

$$A_{nt} = b \times t \quad (5.104)$$

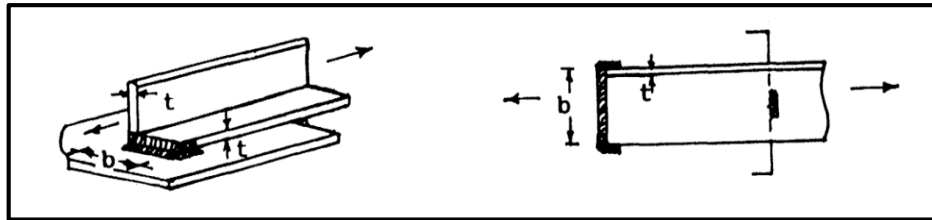


Figura 5.43 Ángulos soldados frontalmente por solo uno de sus lados

- C) Cuando las fuerzas de tracción se transmiten mediante soldadura longitudinal únicamente, o una combinación de soldadura frontal y longitudinal a través de algunos, pero no todos los elementos de la sección transversal de un miembro:

$$A_e = Ct A \quad (5.105)$$

El ángulo de la Figura 5.44 conectado mediante soldadura longitudinal únicamente o longitudinal y frontal en uno solo de sus lados, a una plancha, cumple estas condiciones.

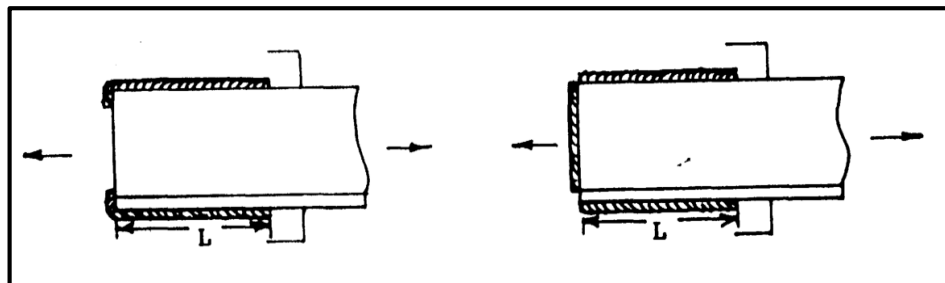
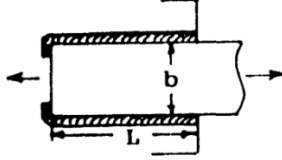


Figura 5.44 Ángulos soldados lateralmente por solo uno de sus lados y combinación de soldadura lateral y frontal

Tabla 5.17 Valores de C_t para conexiones con soldaduras laterales


Longitud del cordón lateral L	Tipo de conexión	C_t
$L \geq 2b$	Larga	1
$2b > L \geq 1,5b$	Intermedia	0,87
$1,5b > L \geq b$	Corta	0,75

5.4.17.7 Capacidad resistente por bloque de corte en los miembros

En los miembros conectados mediante soldaduras, se debe verificar la capacidad resistente por bloque de cortante, en forma similar a las uniones empernadas, se debe cumplir:

$$\phi P_{be} = \phi [F_u A_{nt} + 0,6 F_y A_v] \geq P_u \quad (5.106)$$

$$\phi P_{be} = \phi [F_y A_{nt} + 0,6 F_u A_v] \geq P_u \quad (5.107)$$

En ambos casos $\phi = 0,75$. El menor de ambos valores de ϕP_{be} controla la capacidad resistente por bloque de cortante de la conexión soldada. Las magnitudes de A_{nt} y A_v de ecuaciones 5.105 y 5.106 se obtienen de igual forma que para las conexiones empernadas.

5.4.18 Planchas de base de columnas

Las planchas de base son elementos de transición entre el perfil de la columna o viga y el apoyo, ya sean pedestales o zapatas, con el fin de distribuir las cargas en una mayor área y reducir las tensiones en el concreto de asiento.

El espesor de la placa de base de columnas depende de los esfuerzos admisibles en el concreto de asiento. Para planchas que soportan carga axial únicamente, centrada, los momentos flectores y esfuerzos de corte de pequeña magnitud que se originen, se desprecian.

El área necesaria de la placa base se obtiene:

$$A = \frac{P}{Fp} \quad (5.108)$$

Siendo Fp el esfuerzo admisible del concreto de la base y $f'c$ la resistencia del concreto:

$$Fp = 0,35 f'c \quad (5.109)$$

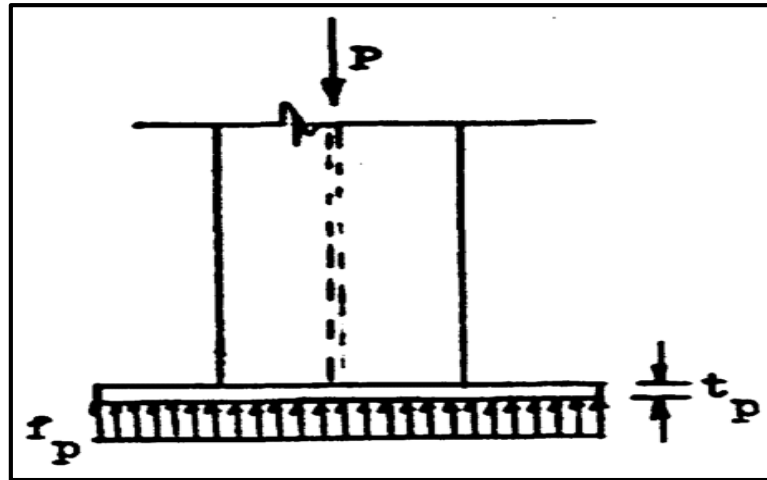


Figura 5.45 Plancha de base bajo carga axial

Para simplificar el análisis se supone que las presiones de apoyo se distribuyen uniformemente sobre toda el área de contacto, como se muestra en la figura 5.45, donde:

$$f_p = \frac{P}{B \times C} \leq F_p \quad (5.110)$$

Las secciones críticas de apoyo vienen dadas por:

$$0,8 B f \quad (5.111)$$

$$0,95 d \quad (5.112)$$

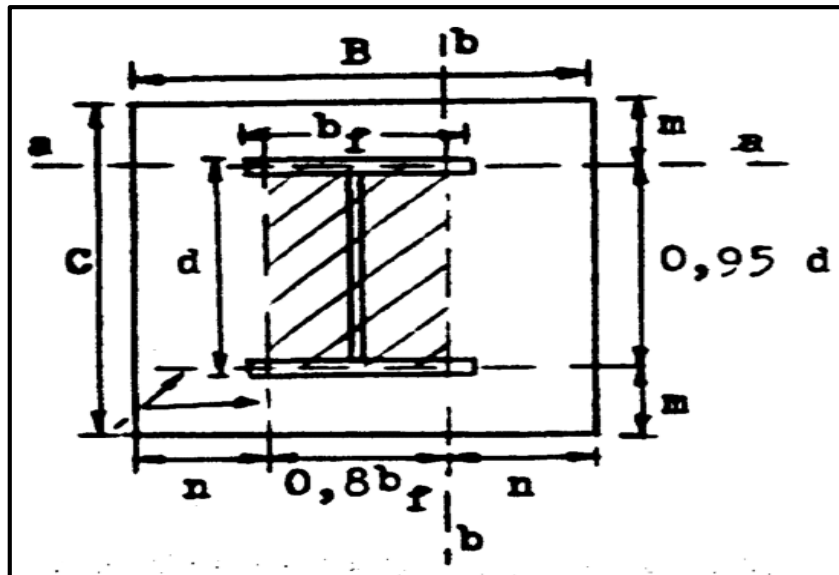


Figura 5.46 Secciones críticas de plancha de apoyo

Espesor de la plancha viene dado por:

$$t_p \geq 2 m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (5.113)$$

Si $n > m$, se debe sustituir n por m en la ecuación 5.113.

5.4.19 Hipótesis sobre la acción del viento

Las acciones por efectos del viento se analizarán considerando las siguientes hipótesis básicas:

1. Se supone, salvo experiencias que demuestren lo contrario, que el viento actúa en dos direcciones ortogonales entre sí. En general, no se considera la

superposición de efectos en direcciones ortogonales. Se elegirán las direcciones que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la construcción en conjunto o de elementos de la misma.

2. Se considera que la fuerza resultante de la acción del viento coincide con el centro de presiones de empujes o succiones del área expuesta. Según las características de la construcción, la autoridad competente podrá exigir la consideración de los efectos de torsión en planta.
3. En general, se estudiará cada construcción como si estuviese completamente aislada, despreciando los efectos de protección que puedan producirse por la existencia de construcciones vecinas. En casos especiales deberá tomarse en cuenta cualquier incremento en las succiones, los empujes o algún otro efecto desfavorable que resulte de dicha cercanía.

5.4.19.1 Velocidad del viento

La velocidad del viento se mide en *Km/h* o en *m/seg*, y los datos para cada región se obtienen de los observatorios y estaciones meteorológicas con mediciones promedio tomadas en un cierto periodo de tiempo. La velocidad básica del viento es la correspondiente al tiempo patrón de recorrido medida a *10* metros de altura sobre un terreno en planicie o campo abierto con obstrucciones no mayores a *10* metros de altura, y asociada a un periodo de retorno de *50* años.

El tiempo patrón de recorrido del viento es el tiempo que requiere un volumen de aire de *1* milla de longitud para pasar por una estación fija.

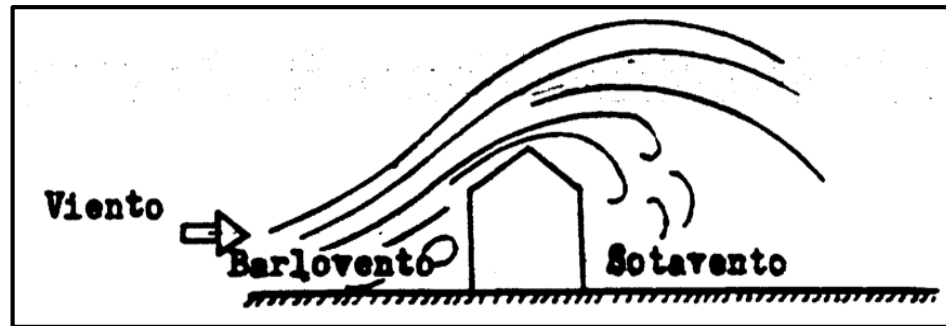


Figura 5.47 Acción del viento

El periodo de retorno es el intervalo medio de recurrencia y resulta el tiempo promedio que debe transcurrir para que sea excedida la velocidad básica del viento.

La velocidad básica del viento puede verse incrementada en regiones como las montañas, los desfiladeros, las costas marinas o las islas estrechas.

Todas las construcciones expuestas se ven afectadas en mayor o menor grado por la acción del viento. Las superficies de frente al viento se llaman “a barlovento” y las opuestas, “a sotavento”.

El viento ejerce presión sobre las fachadas a barlovento y succión en aquellas a sotavento. La dirección del viento se considera siempre perpendicular al plano sobre la cual actúa. El efecto del viento sobre una superficie depende de: la velocidad del viento, densidad del aire, temperatura, la pendiente de la superficie, la orientación con respecto a la dirección del viento, la protección que le da la cercanía de otras construcciones.

De acuerdo con la norma Covenin Mindur 2003-86, Acciones del Viento sobre las Construcciones, el efecto del viento sobre las edificaciones se evalúa tomando en

cuenta los siguientes factores: el uso de la construcción, las características de respuesta, el tipo de exposición.

5.4.19.2 Clasificación según el uso de la construcción

Según su uso, las construcciones se clasifican en tres grupos, según la Tabla 5.18:

Tabla 5.18 Clasificación de las construcciones según su uso

GRUPO A	: Construcciones de gran valor histórico o de vital funcionamiento, donde puedan reunirse más de 300 personas con cierta frecuencia, como por ejemplo hospitales, museos, institutos educacionales, bibliotecas, auditorios, cines, teatros, estadios, o estaciones de bombeo de agua, de bomberos, tanques, etc.
GRUPO B	: Viviendas en general, edificios de apartamentos, oficinas, comercios, galpones y toda construcción cuyo colapso ponga en peligro las del grupo A.
GRUPO C	: Construcciones no contempladas en los grupos anteriores, pero cuya falla pueda causarles daño.

La clasificación según el uso determina el factor de importancia eólica α que se utiliza para calcular la presión dinámica del viento sobre las fachadas y techos a barlovento y sotavento.

5.4.19.3 Clasificación según las características de respuesta

Según las características de respuesta, las construcciones se clasifican en cuatro tipos, según la Tabla 5.19:

Tabla 5.19 Clasificación de las construcciones según sus características de respuesta

TIPO I	: Construcciones cerradas, cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o con período natural de vibración menor o igual a 1 segundo, como los galpones, los teatros, los auditorios, etc.
TIPO II	: Construcciones abiertas cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o con período natural de vibración menor o igual a 1, como las torres, las antenas, los tanques elevados, las vallas, etc.
TIPO III	: Construcciones de los Tipos I y II con esbeltez mayor a 5 o con período natural de vibración mayor a 1, las cuales por su geometría estén propensas a grandes vibraciones.
TIPO IV	: Construcciones con problemas aerodinámicos particulares o formas inestables, tales como cubiertas colgantes.

La relación de la esbeltez en construcciones se designa como el cociente entre la altura del edificio y su menor dimensión en planta. Cuando la dimensión en planta varíe con la altura, se tomará la menor dimensión medida a la mitad de la altura.

5.4.19.4 Clasificación según el tipo de exposición

Según el tipo de exposición para las construcciones, la clasificación según Tabla 5.20 es:

Tabla 5.20 Clasificación de las construcciones según el tipo de exposición

TIPO DE EXPOSICION A : Grandes centros urbanos, con 50% o más de las construcciones que sobrepasan los 20 m de altura. Si el edificio está ubicado detrás de construcciones adyacentes se debe tomar en cuenta el efecto de canalización o incremento de la presión dinámica.
TIPO DE EXPOSICION B : Areas urbanas, suburbanas o boscosas con obstrucciones no mayores a 10 m de altura de promedio.
TIPO DE EXPOSICION C : Planicies, campos abiertos, sabanas y terrenos abiertos con obstrucciones dispersas cuya altura general no supere los 10 m.
TIPO DE EXPOSICION D : Areas planas del litoral, sin obstrucciones, con vientos sobre grandes masas de agua, o áreas a distancia no mayor de 500 m de la costa o 10 veces la altura de la construcción en estudio.

El tipo de exposición para los componentes y cerramientos de galpones se indica en la Tabla 5.21. Se definen como componentes y cerramientos los elementos que soportan directa o indirectamente la acción del viento y la transmisión a los sistemas resistentes.

Tabla 5.21 Clasificación de las construcciones por tipo de exposición para componentes y cerramientos

TIPO DE EXPOSICIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN		TIPO DE CONSTRUCCIÓN	A	B	C	D
			I	Cerradas	$h \leq 20\text{m}$	C
	$h > 20\text{m}$	B	B		C	D
II	Abiertas	Para todo valor de h	B	B	C	D
III	Abiertas	Para todo valor de h	B	B	C	D
	Cerradas	$h \leq 20\text{m}$	C	C	C	C
		$h > 20\text{m}$	B	B	C	D

Tabla 5.22 Factor de importancia eólica

GRUPO	α
A	1.15
B	1.00
C	0.90

Tabla 5.23 Coeficientes para el cálculo de la presión dinámica

TIPO DE EXPOSICIÓN	FACTOR β	ALTURA * z_g metros
A	3.0	460
B	4.5	370
C	7.0	270
D	10.0	200

Tabla 5.24 Coeficientes de arrastre K sobre una superficie

TIPO DE EXPOSICIÓN	COEFICIENTE K
A	0.025
B	0.010
C	0.005
D	0.003

5.4.19.5 Factor de respuesta ante ráfagas

Se definen dos factores de respuesta ante ráfagas, G_h para los sistemas resistentes al viento y G_z para los componentes y cerramientos.

δ_h es un factor de exposición que representa la intensidad de la turbulencia, evaluado a la altura media del techo para construcciones Tipo I o la altura total para construcciones Tipo II.

$$\delta_h = \frac{2,35 \sqrt{k}}{\left(\frac{h}{9}\right)^{\frac{1}{\beta}}} \quad (5.114)$$

Para los sistemas resistentes al viento de las construcciones clasificadas en los Tipos I y II, el factor de respuesta ante ráfagas G_h tiene un valor único para fachadas a barlovento, sotavento y en techos el cual se calculará mediante las formulas siguientes:

$$G_h = 0,65 + 3,65 \delta_h \geq 1 \quad (5.115)$$

5.4.19.6 Presión dinámica

El coeficiente K_h toma en cuenta la exposición a la presión dinámica del viento evaluado a una altura h a sotavento y/o en techos.

A sotavento y/o en techos:

$$K_h = 2,58 \left(\frac{h}{Z_g} \right)^{\frac{2}{\beta}} \quad (5.116)$$

Para $h \geq 4,5\text{m}$

El mínimo valor de h a tomar en la ecuación es $h = 4,5\text{m}$. Z_g es la altura del gradiente en el perfil de velocidades del viento y β es un factor de corrección. Los valores de Z_g y β se indican en la Tabla 5.23, dependiendo del tipo de exposición.

La presión dinámica q , en kgf/m^2 , para fachadas a sotavento y/o en techos en general, es constante y se evaluará a la altura h sobre el terreno según la expresión:

$$q_h = 0,00485 K_h \alpha V^2 \quad (5.117)$$

Donde α es el factor de importancia eólica, K es un coeficiente según el tipo de exposición y V es la velocidad básica del viento en km/h seleccionada de acuerdo a las normas Covenin vigentes.

La velocidad básica del viento en ningún caso se debe tomar menor a 70 Km/h .

5.4.19.7 Coeficientes de empuje y succión

Las acciones estáticas ejercidas por el viento sobre las construcciones son de dos tipos: acciones exteriores y acciones interiores. Y se expresan mediante la presión estática p_z a barlovento y p_h a sotavento, que dependen del factor de respuesta ante ráfagas G_h mencionado, y de un factor de forma C_p para empujes y succiones en las fachadas y los techos.

C_p depende de la forma geométrica de la construcción para las fachadas y del ángulo θ de inclinación de los techos a barlovento.

La presión estática P_h a sotavento y/o en techos se expresa:

$$p_h = q_h G_h C_p \quad (5.118)$$

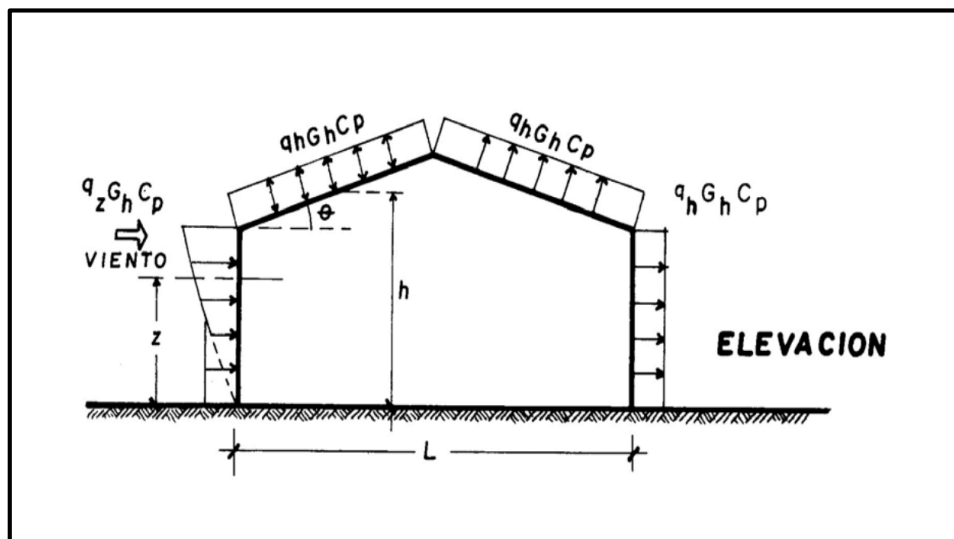
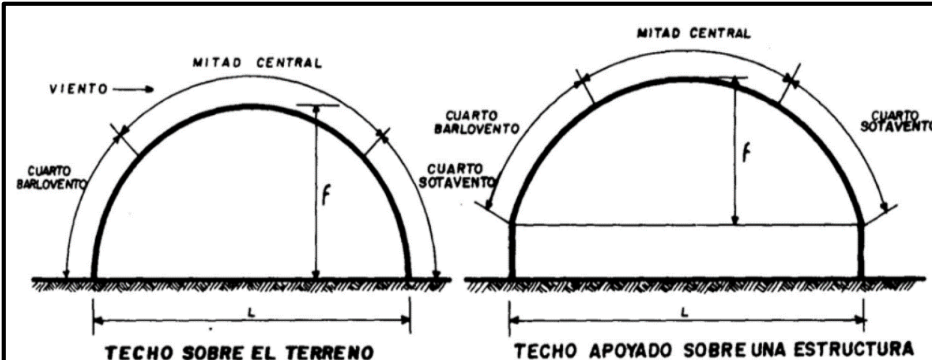


Figura 5.48 Presiones estáticas

Tabla 5.25 Coeficientes C_p para el cálculo de las acciones externas sobre los techos en arco de sistemas resistentes al viento



El diagrama muestra dos tipos de arcos de techo. El primero, 'TECHO SOBRE EL TERRENO', tiene una flecha f y una luz L . El segundo, 'TECHO APOYADO SOBRE UNA ESTRUCTURA', también tiene una flecha f y una luz L . Ambos arcos están divididos en una 'MITAD CENTRAL' y dos 'CUARTO BARLOVENTO' y 'CUARTO SOTAVENTO'. Una flecha indica la dirección del viento ('VIENTO').

UBICACIÓN DEL TECHO	RELACIÓN FLECHA/LUZ f/L	COEFICIENTES DE EMPUJE Y SUCCIÓN C_p		
		CUARTA PARTE DEL ARCO A BARLOVENTO	MITAD CENTRAL DEL ARCO	CUARTA PARTE DEL ARCO A SOTAVENTO
Sobre una estructura	$0 < f/L \leq 0.2$	-0.9	$-0.7 - (f/L)$	-0.5
	$0.2 < f/L \leq 0.3$	$1.5(f/L) - 0.3$	$-0.7 - (f/L)$	-0.5
	$0.3 < f/L \leq 0.6$	$2.75(f/L) - 0.675$	$-0.7 - (f/L)$	-0.5
Sobre el terreno	$0 < f/L \leq 0.6$	$1.4(f/L)$	$-0.7 - (f/L)$	-0.5

El signo positivo de C_p indica presión sobre la superficie sobre la cual sopla el viento, y el signo negativo, succión.

La presión estática del viento sobre el sistema resistente de las construcciones Tipo I y III cerradas, depende también de los empujes y succiones internas debida a la permeabilidad de los componentes y cerramientos de las fachadas. Este efecto se toma en cuenta a través de los coeficientes GC_{pi} , que ya incluyen los factores de respuesta ante ráfagas G_h

Los valores de los coeficientes GC_{pi} son:

- A) Cuando la permeabilidad de una de las fachadas excede en un mínimo del 10% o más a la suma de las permeabilidades de las demás fachadas. Además, se exige que en ninguna de las restantes fachadas se exceda individualmente el 20% de permeabilidad.

$$GC_{pi} = \begin{cases} + 0,75 \\ - 0,25 \end{cases} \quad (5.119)$$

- B) Cuando no se cumplen las anteriores condiciones.

$$GC_{pi} = \pm 0,25 \quad (5.120)$$

La presión estática a sotavento y/o en techos resulta:

$$Ph = qh Gh Cp - qh GC_{pi} \quad (5.121)$$

5.4.19.8 Acciones mínimas

La acción del viento en condiciones de servicio para los sistemas resistentes al viento, aplicada al área proyectada de la construcción sobre un plano vertical, perpendicular a la dirección del viento, no será inferior a:

$$p \geq 50 \text{ Kg/m}^2 \quad (5.122)$$

La fuerza total W que es la magnitud del empuje o succión que el viento produce sobre una superficie resulta de multiplicar el valor de las presiones estáticas por el área tributaria A correspondiente. La expresión general de W es:

$$W = p A = q G h C_p A \quad (5.123)$$

CAPITULO VI

GEOLOGÍA ECONÓMICA

6.1 Propuesta de armadura curva para el techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.

6.1.1 Geometría de la armadura

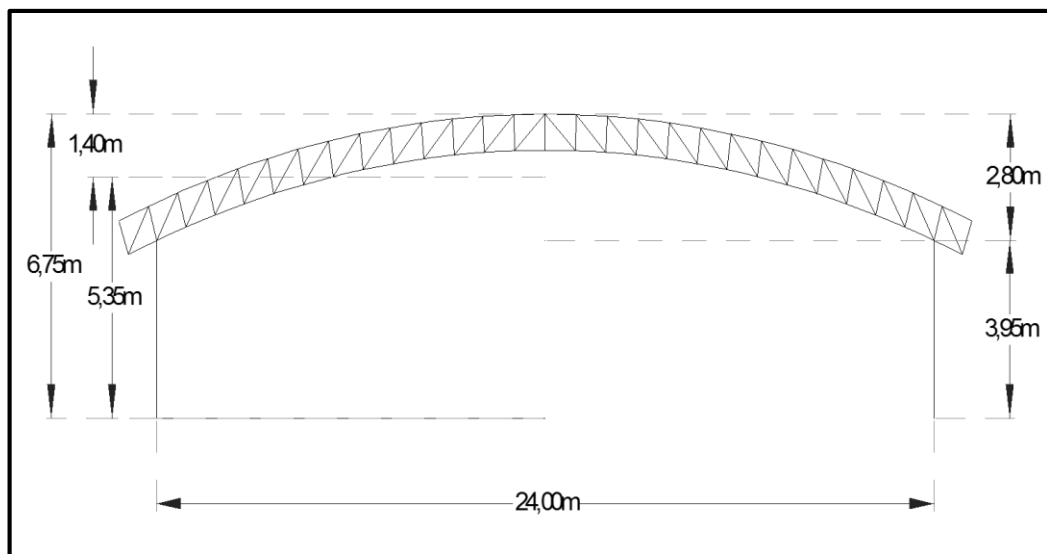


Figura 6.1 Dimensiones de la armadura propuesta apoyada sobre las columnas

6.1.2 Análisis de acción del viento sobre el techo del auditorio

Clasificación según uso de la construcción, Tabla 5.18: Grupo A.

Clasificación según las características de respuesta, Tabla 5.19: Tipo I

Clasificación de la construcción según el tipo de exposición, Tabla 5.20: Tipo B.

Clasificación de la construcción por tipo de exposición para componentes y cerramientos, Tabla 5.21: Construcción tipo I, cerrada, $h < 20m =$ Tipo C.

Factor de importancia eólica para Grupo A, Tabla 5.22: $\alpha = 1,15$.

Velocidad básica del viento para Ciudad Bolívar según norma Covenin Mindur, Acciones del Viento sobre las Construcciones 2003-86 = 77 Km/h.

Coefficientes para el cálculo de la presión dinámica, para Tipo de exposición B, Tabla 5.23: $Z_g = 370m$; $\beta = 4,5 m$.

Coefficiente de arrastre sobre superficie, para Tipo de exposición B, Tabla 5.24:

$K = 0,010$.

Factor de intensidad de turbulencia:

$$\delta_h = \frac{2,35 \sqrt{0,01}}{\left(\frac{5,35}{9}\right)^{\frac{1}{4,5}}} = 0,264 \quad (5.113)$$

Factor de respuesta ante ráfagas:

$$G_h = 0,65 + 3,65(0,264) = 1,614 \quad (5.114)$$

Coeficiente de exposición a la presión dinámica del viento en techos a barlovento y sotavento:

$$K_h = 2,58 \left(\frac{5,35 \text{ m}}{370 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{4,5}} = 0,393 \quad (5.115)$$

Presión dinámica del viento:

$$q_h = 0,00485 (0,393)(1,15)(77)^2 = 13 \text{ Kg/m}^2 \quad (5.116)$$

Coeficientes de forma C_p , Tabla 5.25:

Para $0 < z/24 \leq 0,2$:

Cuarta parte del arco a barlovento: -0,9.

Cuarta parte del arco a sotavento: -0,5.

Coeficientes de Empuje o succión interna:

Caso 2:

$$GC_{pi} = \pm 0,25 \quad (5.119)$$

Tabla 6.1 Calculo de la presión estática en Kg/m²

Superficie	h (m)	qh (Kg/m ²)	Gh	Cp	qGhCp	GCpi	qhGCpi	qGhCp-qhGCpi	qGhCp+qhGCpi	
Cuarta parte del arco	Barlovento	5,35	13	1,614	-0,9	-18,88	0,25	3,25	-22,1338	-15,6338
	Sotavento	5,35	13	1,614	-0,5	-10,49	0,25	3,25	-13,741	-7,241

En vista de que la acción estática del viento calculada es muy inferior a lo previsto, se adopta una carga de viento de $W = 50 \text{ Kg/m}^2$, según ecuación 5.121.

6.1.3 Perfiles estructurales disponibles en Venezuela

Los perfiles estructurales de producción nacional Sidetur (Siderúrgica del Turbio, S.A.) son fabricados bajo las normas Covenin vigentes, en los tipos de acero más comunes en el país como lo son los Covenin AE25, AE35, entre otros. Los perfiles estructurales tubulares nacionales Conduven Eco son fabricados siguiendo las normas internacionales de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials), ASTM A 500-03a en grados A, B y C; siendo los de grado C fabricados con acero ASTM A 572 grado 50.

Tabla 6.2 Tipos de acero estructural utilizados en el diseño

Designación	Tipo	Fy (Kg/cm ²)	Fu (Kg/cm ²)
SIDETUR	AE 25	2.500	3.700
	AE 35	3.500	5.500
ASTM	A 572 Grado 50	3.515	4.500
ASTM	A 36	2.531	4.100

6.1.4 Diseño de correas

Para el techo se utilizarán láminas de PVC (Figura 5.6) cuyo peso es de $5,6 \text{ Kg/m}^2$ con una separación entre correas de 0,960 metros. Se utilizarán perfiles estructurales Sidetur IPN 120 (Apéndice B.1) para las correas superiores que soportarán las láminas de techo y perfiles IPN 80 para las correas inferiores que soportaran las láminas del cielo raso, ambos perfiles de acero AE 35. Es necesario analizar las acciones estáticas combinadas del viento y la sobrecarga de montaje sobre las correas y diseñar para el caso más desfavorable de combinación de cargas. Las correas se analizarán como vigas continuas simplemente apoyadas en dos tramos para los distintos casos que surgen de las combinaciones de carga y se diseñara para el más desfavorable, se comprobará también que la deflexión o flecha máxima de las vigas no exceda la relación $L/300$ de ecuación 5.17. Se utilizará el software de cálculo estructural y modelado SAP 2000 para los análisis estructurales. Los nodos de la armadura se identificarán con el prefijo (S) para los del cordón superior y el prefijo (I) para los del cordón inferior, Figura 6.2.

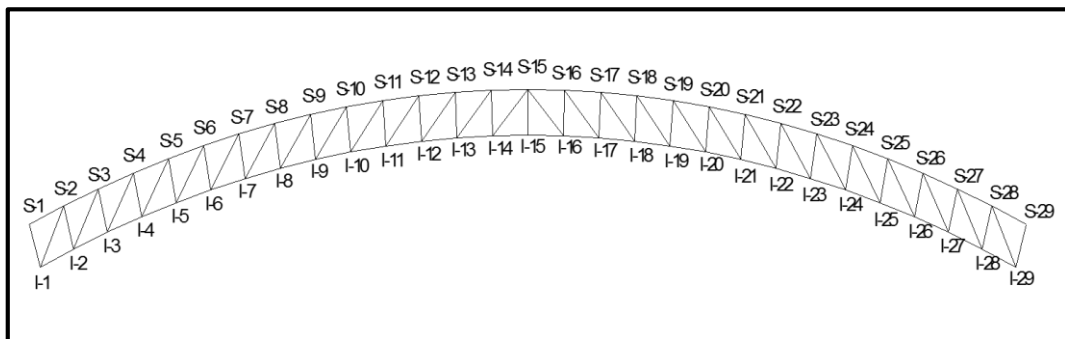


Figura 6.2 Identificación de los nodos de la armadura

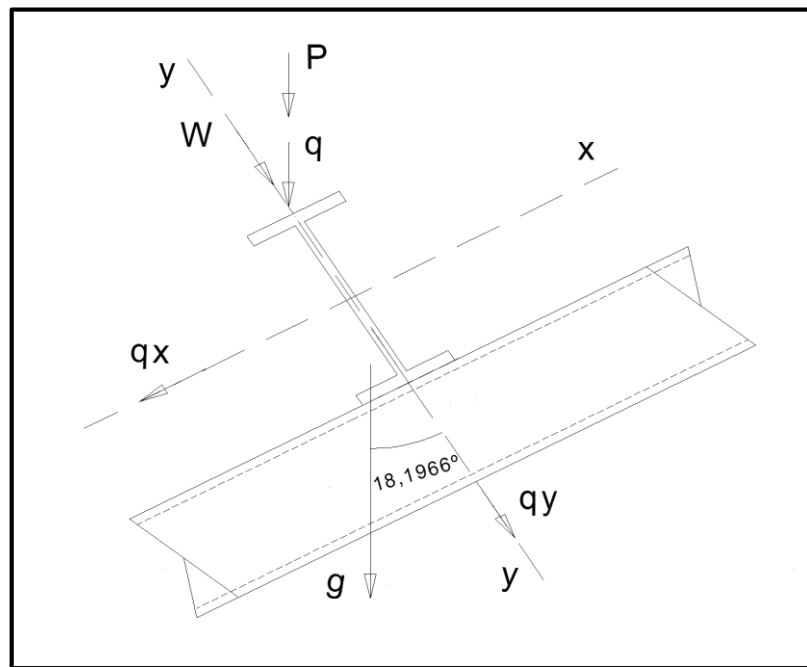


Figura 6.3 Correa de techo, nodo S-2

Cargas de diseño:

Peso de láminas de techo (*Carga Permanente*):

$$q = 5,6 \text{ Kg/m}^2 \times 0,960 \text{ m} = 5,38 \text{ Kg/m}$$

$$qx = 5,38 \text{ Kg/m} \text{ Sen}(18,1966^\circ) = 1,68 \text{ Kg/m}$$

$$q_y = 5,38 \text{ Kg/m } \text{Cos}(18,1966^\circ) = 5,11 \text{ Kg/m}$$

Carga de viento sobre la cubierta (W):

$$W = 50 \text{ Kg/m}^2 \times 0,960 \text{ m} = 48 \text{ Kg/m}$$

Carga por montaje en la mitad de la luz (Carga viva):

$$P = 100 \text{ Kg}$$

$$P_x = 100 \text{ Kg } \text{Sen}(18,1966^\circ) = 31,23 \text{ Kg}$$

$$P_y = 100 \text{ Kg } \text{Cos}(18,1966^\circ) = 95 \text{ kg}$$

Cargas factorizadas:

$$q_x = 1,2 (1,68) \text{ Kg/m} = 2,02 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

$$q_y = 1,2 (5,11) \text{ Kg/m} = 6,13 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

$$W = 1,3 (48) \text{ Kg/m} = 62,4 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

$$P_x = 1,6 (31,23) \text{ Kg} = 49,97 \text{ Kg} \quad (5.9)$$

$$P_y = 1,6 (95) \text{ Kg} = 152 \text{ Kg} \quad (5.9)$$

Se analizarán los distintos casos de combinaciones de cargas. En el cordón superior se analizará la correa correspondiente al nodo S-2 y la correa central correspondiente al nodo S-15 (Figura 6.2, Figura 6.3). En el cordón inferior se analizarán las de los nodos I-3 e I-15; se verificarán la flexión biaxial y que la deflexión máxima $\Delta_{m\acute{a}x}$ no supere la deflexión admisible, según ecuación 5.17: $L / 300 = 600 \text{ cm} / 300 = 2 \text{ cm}$.

Correa S-2:

Caso (1): Carga Permanente + Viento

$$Q_x = q_x = 2,02 \text{ Kg/m}$$

$$Q_y = q_y + W = 6,13 \text{ Kg/m} + 62,4 \text{ Kg/m} = 68,53 \text{ Kg/m}$$

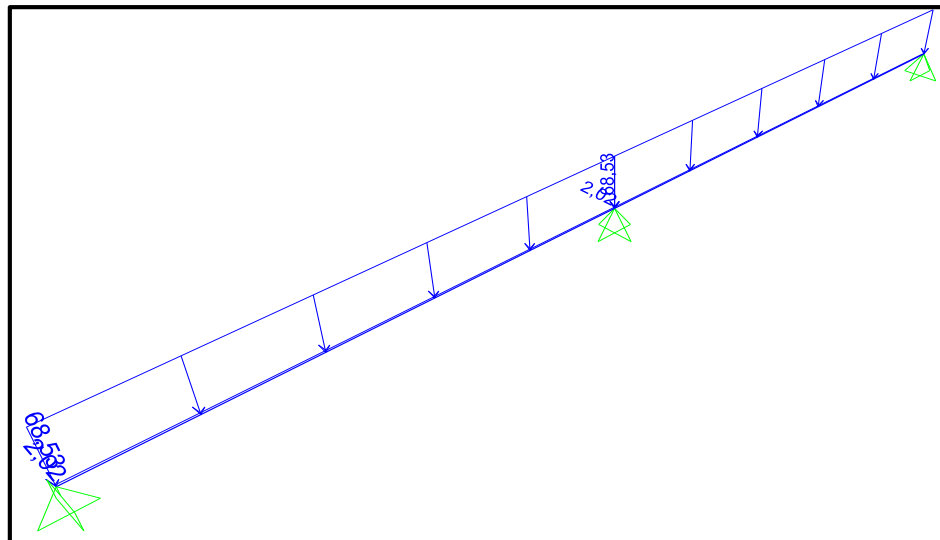


Figura 6.4 Diagrama de carga, correa S-2, caso (1), vista inclinada

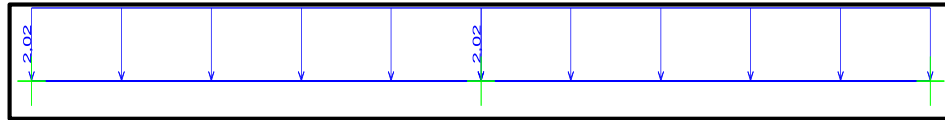


Figura 6.5 Diagrama de carga, correa S-2, caso (1), eje x

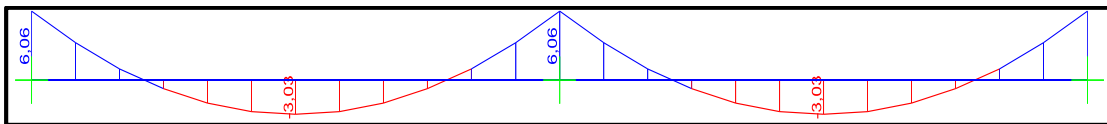


Figura 6.6 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (1), eje x

$$M_{\text{máx.}} = 6,06 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = -0,129 \text{ cm}$$

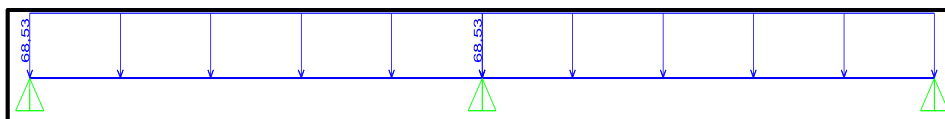


Figura 6.7 Diagrama de carga, correa S-2, caso (1), eje y

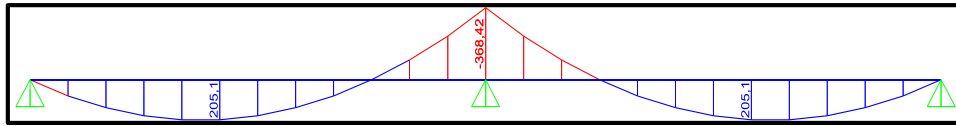


Figura 6.8 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (1), eje y

$$M_{\text{máx}} = -368,42 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = 0,843 \text{ cm}$$

Caso (2): Carga permanente + Carga de montaje

$$Q_x = q_x = 2,02 \text{ Kg}$$

$$Q_y = q_y = 6,13 \text{ Kg/m}$$

$$P_x = 49,97 \text{ Kg}$$

$$P_y = 152 \text{ Kg}$$

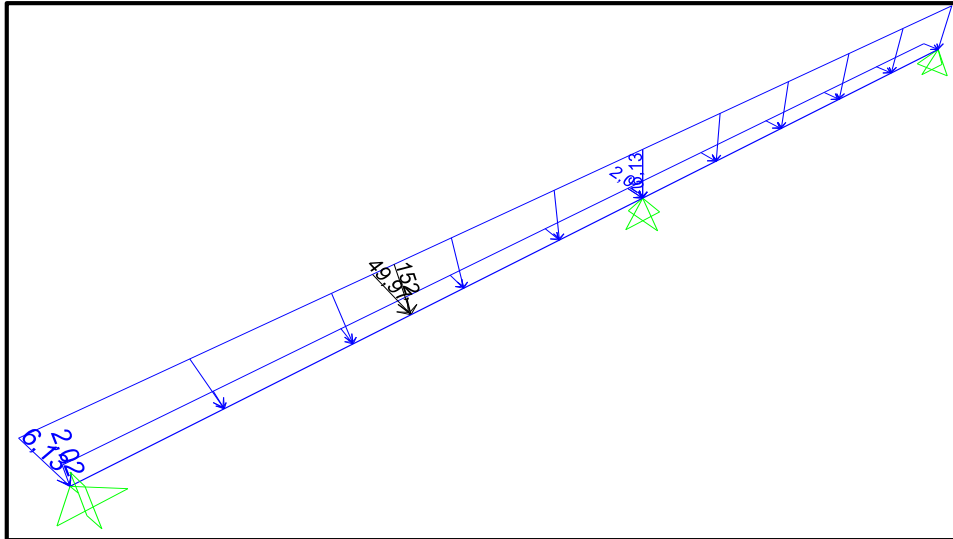


Figura 6.9 Diagrama de carga, correa S-2, caso (2), vista inclinada

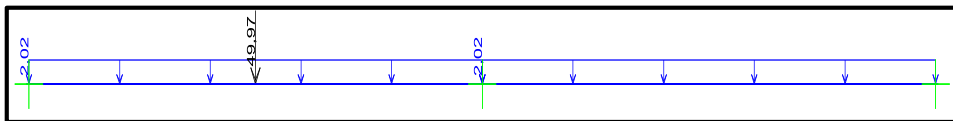


Figura 6.10 Diagrama de carga, correa S-2, caso (2), eje x

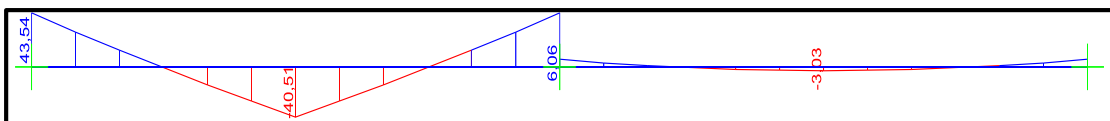


Figura 6.11 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (2), eje x

$$M_{\text{máx}} = 43,54 \text{ Kg.m}$$

$$\Delta = -1,225 \text{ cm}$$

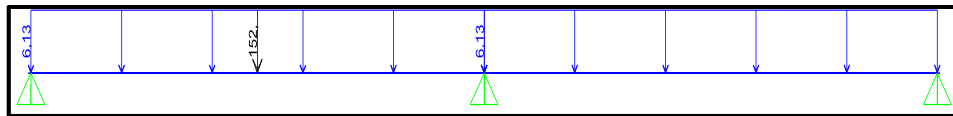


Figura 6.12 Diagrama de carga, correa S-2, caso (2), eje y

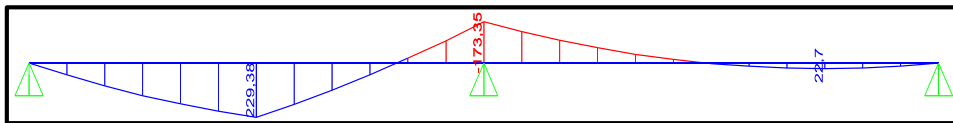


Figura 6.13 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (2), eje y

$$M_{\text{máx}} = 229,38 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = -0,923 \text{ cm}$$

Caso (3): Carga permanente + Carga de montaje en dos tramos

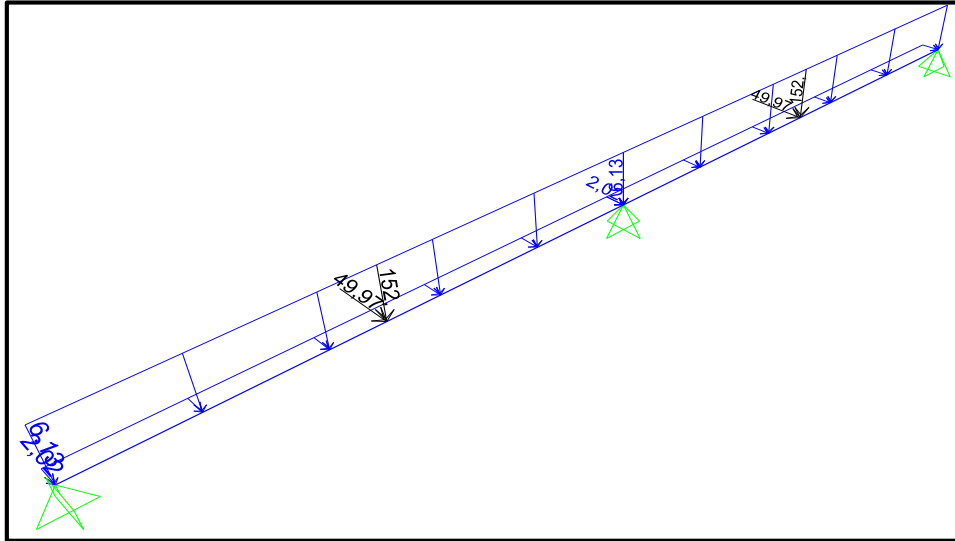


Figura 6.14 Diagrama de carga, correa S-2, caso (3), vista inclinada

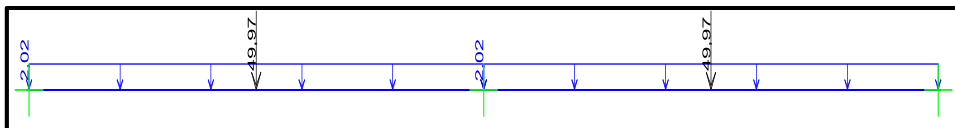


Figura 6.15 Diagrama de carga, correa S-2, caso (3), eje x

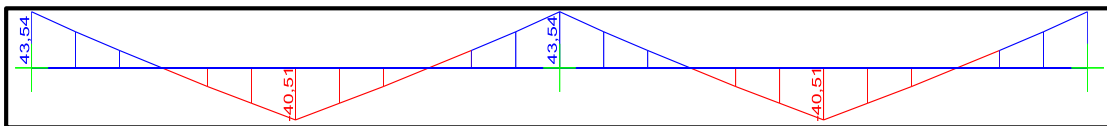


Figura 6.16 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (3), eje x

$$M_{\text{máx}} = 43,54 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = -1,225 \text{ cm}$$

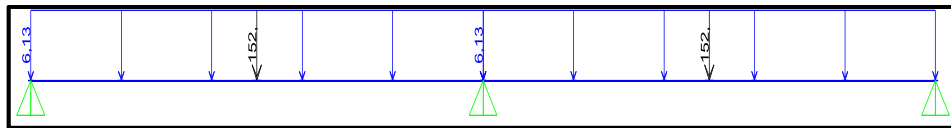


Figura 6.17 Diagrama de carga, correa S-2, caso (3), eje y

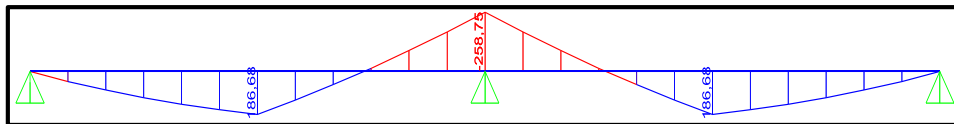


Figura 6.18 Diagrama de momentos, correa S-2, caso (3), eje y

$$M_{\text{máx}} = -258,75 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = 0,653 \text{ cm}$$

Se verifica la flexión biaxial para el caso más desfavorable de combinaciones de cargas, aquel que produce mayores momentos.

$$\frac{36.842 \text{ Kg. cm}}{0,66(3.500 \text{ Kg/cm}^2) 54,7 \text{ cm}^3} + \frac{606 \text{ Kg. cm}}{0,75(3.500 \text{ Kg/cm}^2) 7,41 \text{ cm}^3} \leq 1 \quad (5.16)$$

$$0,322725518 \leq 1$$

$$\frac{25.875 \text{ Kg. cm}}{0,66(3.500 \text{ Kg/cm}^2) 54,7 \text{ cm}^3} + \frac{4.354 \text{ Kg. cm}}{0,75(3.500 \text{ Kg/cm}^2) 7,41 \text{ cm}^3} \leq 1 \quad (5.16)$$

$$0,428618596 \leq 1$$

Correa central (S-15):

$$q = 5,38 \text{ Kg/m}$$

$$W = 48 \text{ Kg/m}$$

$$P = 100 \text{ Kg}$$

$$q = 1,2 (5,38) \text{ Kg/m} = 6,46 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

$$W = 1,3 (48) \text{ Kg/m} = 62,4 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

$$P = 1,6 (100) \text{ Kg} = 160 \text{ Kg} \quad (5.9)$$

Caso (1): Carga Permanente + Viento

$$Q_y = q + W = 6,46 \text{ Kg/m} + 62,4 \text{ Kg/m} = 68,86 \text{ Kg/m}$$

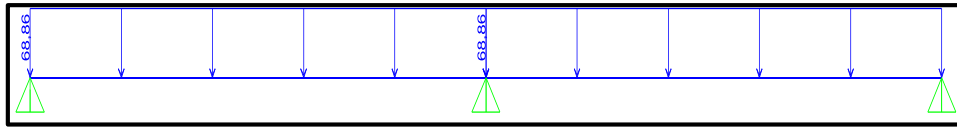


Figura 6.19 Diagrama de carga, correa S-15, caso (1)

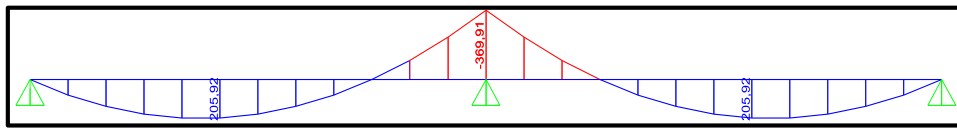


Figura 6.20 Diagrama de momentos, correa S-15, caso (1)

$$M_{\text{máx}} = 369,91 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$\Delta = 0,847 \text{ cm}$$

Caso (2): Carga permanente + Carga de montaje

$$Q_x = 0$$

$$Q_y = q = 6,46 \text{ Kg/m}$$

$$P = 160 \text{ Kg}$$

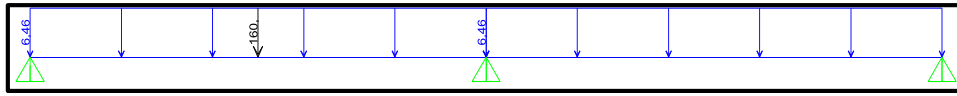


Figura 6.21 Diagrama de carga, correa S-15, caso (2)

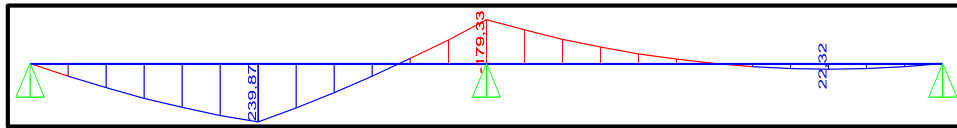


Figura 6.22 Diagrama de momentos, correa S-15, caso (2)

$$M_{\text{máx}} = 239,87 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = 0,965 \text{ cm}$$

Caso (3): Carga permanente + Carga de montaje en dos tramos

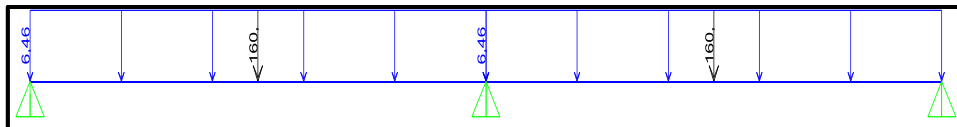


Figura 6.23 Diagrama de carga, correa S-15, caso (3)

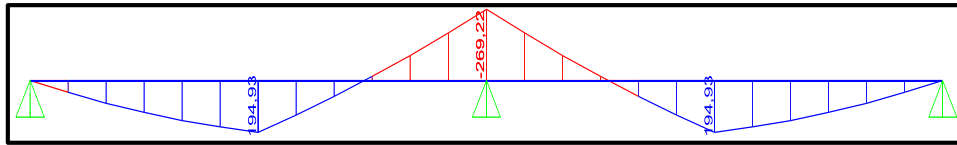


Figura 6.24 Diagrama de momentos, correa S-15, caso (3)

$$M_{\text{máx}} = -269,22 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = 0,68 \text{ cm}$$

Correas del cielo raso

Se analizarán las correas I-3 e I-15, la carga de diseño para soportar el cielo raso colgante de paneles livianos según la norma Covenin-Mindur de Criterios y Acciones mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002-88, se establece en 20 kgf/m^2 .

Correa (I-3):

Peso de láminas de cielo raso (*Carga Permanente*):

$$q = 20 \text{ Kg/m}^2 \times 0,940 \text{ m} = 18,8 \text{ Kg/m}$$

$$q_x = 18,8 \text{ Kg/m} \text{ Sen}(16,7409^\circ) = 5,42 \text{ Kg/m}$$

$$q_y = 18,8 \text{ Kg/m} \text{ Cos}(16,7409^\circ) = 18 \text{ Kg/m}$$

Cargas factorizadas:

$$q_x = 1,2 (5,42) \text{ Kg/m} = 6,5 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

$$q_y = 1,2 (18) \text{ Kg/m} = 21,6 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

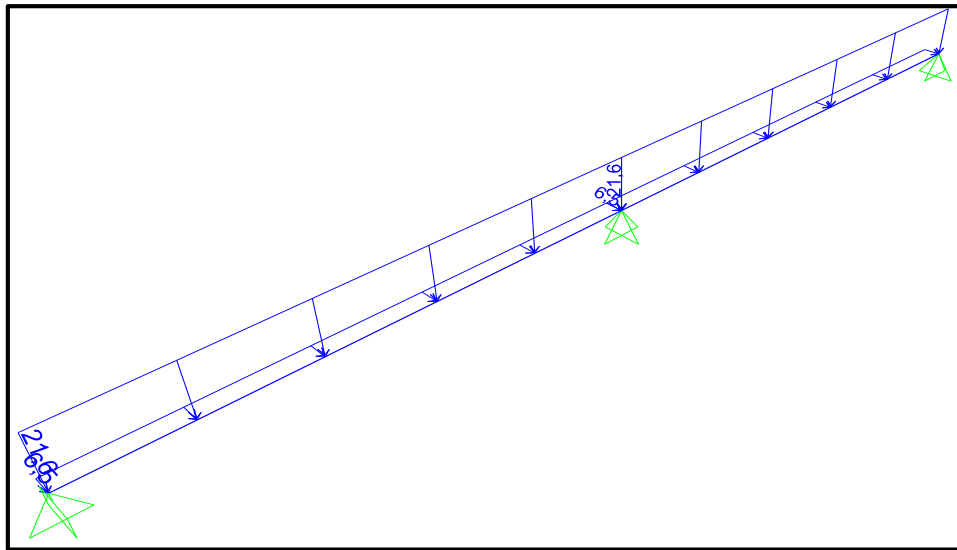


Figura 6.25 Diagrama de carga, correa I-3, vista inclinada

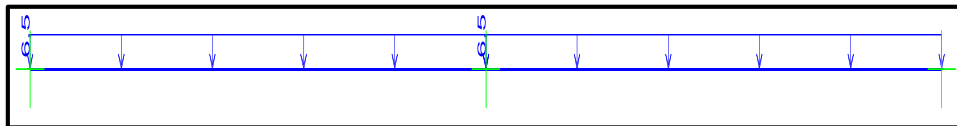


Figura 6.26 Diagrama de carga, correa I-3, eje x

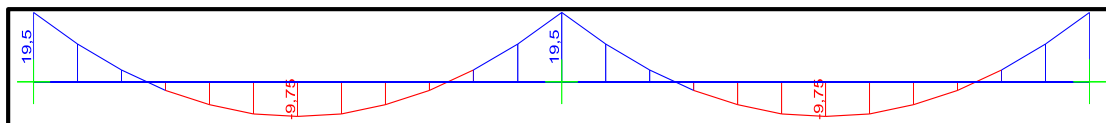


Figura 6.27 Diagrama de momentos, correa I-3, eje x

$$M_{\text{máx}} = 19,5 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = -1,427 \text{ cm}$$

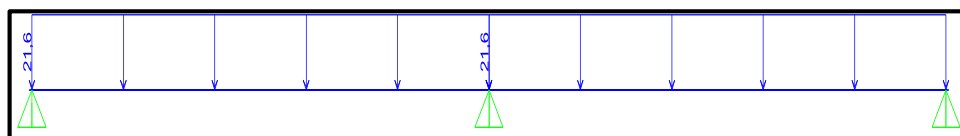


Figura 6.28 Diagrama de carga, correa I-3, eje y

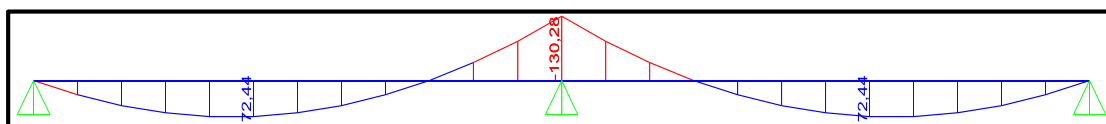


Figura 6.29 Diagrama de momentos, correa I-3, eje y

$$M_{\text{máx}} = -130,28 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = 1,242 \text{ cm}$$

Verificación de la flexión biaxial:

$$\frac{13.028 \text{ Kg. cm}}{0,66(3.500 \text{ Kg/cm}^2) 19,6 \text{ cm}^3} + \frac{1.950 \text{ Kg. cm}}{0,75(3.500 \text{ Kg/cm}^2) 2,99 \text{ cm}^3} \leq 1 \quad (5.16)$$

$$0,536193472 \leq 1$$

Correa cielo raso central (I-15):

$$q = 20 \text{ Kg/m}^2 \times 0,940 \text{ m} = 18,8 \text{ Kg/m}$$

$$Q = 1,2 (18,8) \text{ Kg/m} = 22,56 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

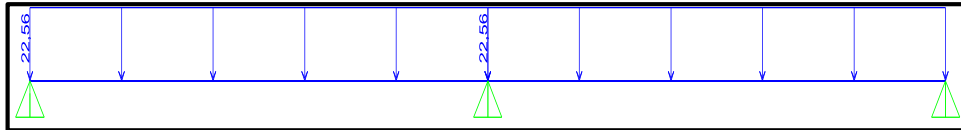


Figura 6.30 Diagrama de carga, correa I-15

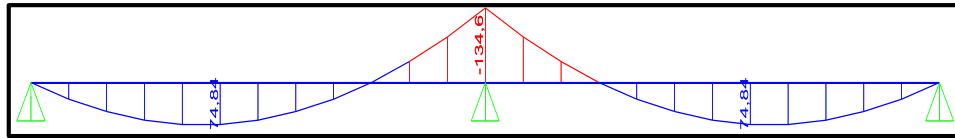


Figura 6.31 Diagrama de momentos, correa I-15

$$M_{\text{máx}} = -134,6 \text{ Kgm}$$

$$\Delta = 1,283 \text{ cm}$$

6.1.5 Análisis estructural de la armadura propuesta

Para el diseño de la armadura propuesta se utilizarán perfiles estructurales tubulares de sección cuadrada Conduven-Eco ASTM A500-03 Grado C para los elementos de la armadura, de 70x70 milímetros para los cordones superior e inferior y de 60x60 milímetros para las barras diagonales y montantes (Apéndice B.3). El desplazamiento del nodo central de la armadura en el eje Y o la flecha de la misma no deberá exceder: $L / 300 = 2.400 \text{ cm} / 300 = 8 \text{ cm}$.

Las cargas por nodo en el cordón superior serán las cargas permanentes en un lado de la armadura y cargas permanentes más la carga de viento en el otro, la estructura se considerará como simplemente apoyada en ambos extremos.

$$\text{Carga permanente (CP)} = \text{peso laminas} + \text{peso correas}$$

$$\text{Peso láminas} = 5,6 \text{ Kg/m}^2 \times 0,960 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 32,26 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso correas} = 11,1 \text{ Kg/m} \times 6\text{m} = 66,6 \text{ Kg}$$

$$CP = 32,26 \text{ Kg} + 66,6 \text{ Kg} = 98,86 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga de viento sobre la cubierta (W)} = 50 \text{ Kg/m}^2 \times 0,960\text{m} \times 6\text{m} = 288 \text{ Kg}$$

Cargas factorizadas:

$$CP = 1,2 (98,86) \text{ Kg/m} = 118,63 \text{ Kg/m} \quad (5.11)$$

$$W = 1,3 (288) \text{ Kg} = 374,4 \text{ Kg} \quad (5.11)$$

La carga por nodo en el cordón inferior de la armadura será el correspondiente al peso de las correas inferiores y las láminas del cielo raso colgante de paneles livianos, correas que estarán conformadas por perfiles Sidetur IPN 80, cuyo peso es de $6,1 \text{ Kg/m}$ (Tabla 6.3). El peso de las láminas de cielo raso según las normas Covenin-Mindur 2002-88 de Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones, se establece en 20 Kg/m^2 . La carga total por nodo será el peso total del cielo raso entre dos armaduras, dividido entre 26 tramos, más el peso de una correa.

$$\text{Carga permanente (CP)} = \text{peso cielo raso} + \text{peso correas}$$

$$\text{Peso del cielo raso} = 20 \text{ Kg/m}^2 \times 24 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 2.880 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso del cielo raso} = 2.880 \text{ Kg} / 26 \text{ tramos} = 110,77 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso correas} = 6,1 \text{ Kg/m} \times 6\text{m} = 36,6 \text{ Kg}$$

Cargas factorizadas:

$$CP = 1,2 (110,77 + 36,6) = 176,84 \text{ Kg} \quad (5.11)$$

La carga total (C) por nodo en el lado izquierdo de la armadura será:

$$C_x = W.Sen\theta$$

$$C_y = W.Cos\theta + P$$

Tabla 6.3 Cargas permanentes más viento en armadura

Barra/Nodo	Ángulo θ (°)	Seno	Coseno	W (Kg)	W.Sen θ	W.Cos θ	P (Kg)	Cx (Kg)	Cy (Kg)
1	19,6524	0,336313	0,94175	374,4	125,9156	352,5913	118,63	125,9156	471,2213
2	18,1966	0,312279	0,949991	374,4	116,9171	355,6765	118,63	116,9171	474,3065
3	16,7409	0,288044	0,957617	374,4	107,8437	358,5319	118,63	107,8437	477,1619
4	15,2851	0,263622	0,964626	374,4	98,70015	361,156	118,63	98,70015	479,786
5	13,8293	0,23903	0,971012	374,4	89,49285	363,547	118,63	89,49285	482,177
6	12,3736	0,214285	0,976771	374,4	80,22841	365,7031	118,63	80,22841	484,3331
7	10,9178	0,1894	0,9819	374,4	70,91155	367,6233	118,63	70,91155	486,2533
8	9,4621	0,164395	0,986395	374,4	61,54955	369,3061	118,63	61,54955	487,9361
9	8,0063	0,139282	0,990253	374,4	52,14718	370,7506	118,63	52,14718	489,3806
10	6,5506	0,114081	0,993471	374,4	42,71179	371,9557	118,63	42,71179	490,5857
11	5,0948	0,088804	0,996049	374,4	33,24818	372,9208	118,63	33,24818	491,5508
12	3,639	0,06347	0,997984	374,4	23,76311	373,6451	118,63	23,76311	492,2751
13	2,1833	0,038097	0,999274	374,4	14,26335	374,1282	118,63	14,26335	492,7582
14	0,7277	0,0127	0,999919	374,4	4,755037	374,3698	118,63	4,755037	492,9998
15	0	0	1	374,4	0	374,4	118,63	0	493,03

Tabla 6.4 Cargas permanentes por nodo lado derecho de la armadura

Barra/Nodo	Ángulo Θ (°)	P (Kg)
16	0,7277	118,63
17	2,1833	118,63
18	3,639	118,63
19	5,0948	118,63
20	6,5506	118,63
21	8,0063	118,63
22	9,4621	118,63
23	10,9178	118,63
24	12,3736	118,63
25	13,8293	118,63
26	15,2851	118,63
27	16,7409	118,63
28	18,1966	118,63
29	19,6524	59,16

Para mayor comodidad las barras de la armadura serán identificadas por números y prefijos que indiquen su ubicación en la misma: Cordón superior (S-i), cordón inferior (I-i), diagonales (D-i) y montantes (M-i), Figura 6.33.

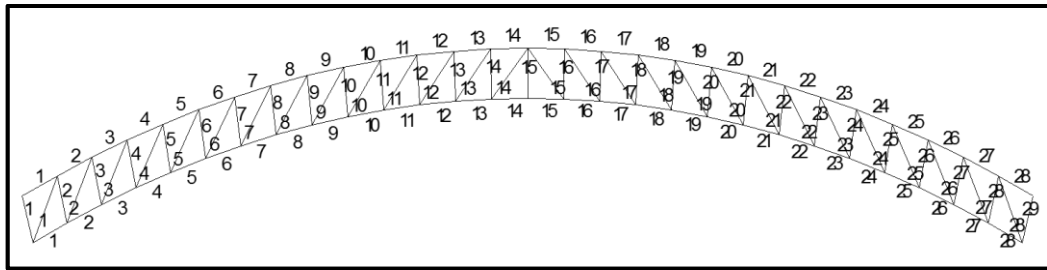


Figura 6.33 Identificación de barras de la armadura

Se realizará por separado el análisis de la armadura estando sometida a todas las cargas de diseño y el análisis de la misma sin considerar las cargas de diseño y sometida a una variación de temperatura de $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$, con el objeto de conocer los desplazamientos producidos por el efecto de dilatación térmica. En ambos casos considerando el peso propio de la armadura y factorizado a 1,2 veces con la opción interna del software SAP 2000.

6.1.5.1 Resultados del análisis

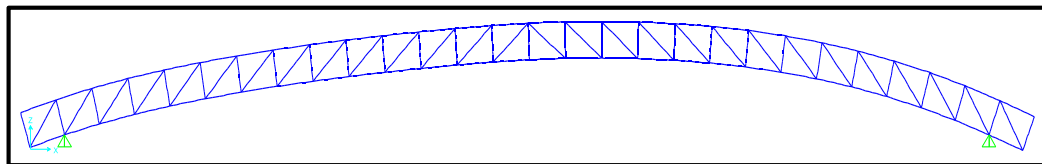


Figura 6.34 Representación gráfica deformada de la armadura

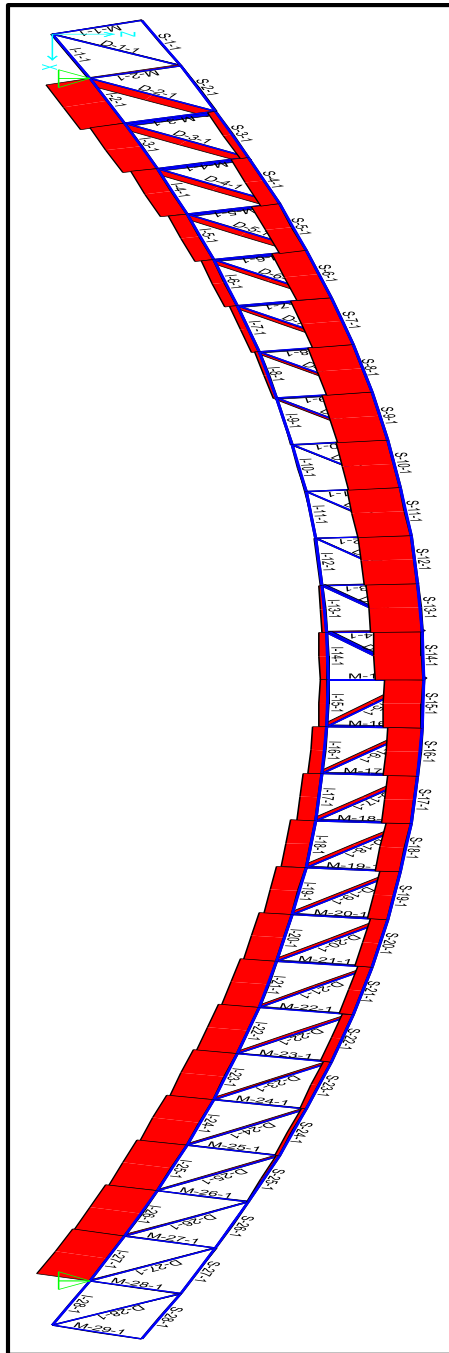


Figura 6.35 Gráfica de distribución de esfuerzos axiales sobre las barras de la armadura

El desplazamiento en el eje Y del nodo central de la armadura (I-15) es $3,56 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$ (Apéndice A.2), la elongación del cordón inferior debido al efecto de dilatación térmica producida por un aumento de temperatura de $+20 \text{ }^\circ\text{C}$ es de $1,3 \text{ cm}$.

6.1.6 Verificación de los miembros sometidos a tracción

Se debe comprobar que los miembros sometidos a fuerzas de tracción que conforman la armadura soporten la fuerza axial producida por las cargas aplicadas. En este caso la barra (M-3), Figura 6.33, Apéndice A.1 es el miembro que soporta la mayor fuerza axial a tracción.

Barra (M-3), $P_u = 2.191,97 \text{ Kg}$

Cedencia de la sección en el área total:

$$0,9 (3.515 \text{ Kg/cm}^2)(5,02 \text{ cm}^2) = 15.880,77 \text{ Kg} \geq 2.191,97 \text{ Kg} \quad (5.18)$$

$$15.880,77 \text{ Kg} \geq 2.191,97 \text{ Kg}$$

Fractura en la sección del área efectiva A_e :

$$0,75 (4.500 \text{ Kg/cm}^2)(5,02 \text{ cm}^2) = 16.942,5 \text{ Kg} \quad (5.19)$$

$$16.942,5 \text{ Kg} \geq 2.191,97 \text{ Kg}$$

6.1.7 Verificación de los miembros sometidos a compresión

Se debe comprobar que los miembros sometidos a fuerzas de compresión que conforman la armadura soporten la fuerza axial requerida, en este caso, las barras (S-

11) (D-2), (M-14), y (I-27), Figura 6.33, Apéndice A.1, son los miembros que soportan mayor carga a compresión.

Barra (S-11), $P_u = -14.887,68 \text{ Kg}$:

$$\lambda_c = \frac{1 \times 96 \text{ cm}}{2,74 \text{ cm} \times \pi} \sqrt{\frac{3.515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{\frac{2,1 \text{E}^6 \text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 0,456 \quad (5.24)$$

$$F_{cr} = (0,658^{(0,456)^2}) 3.515 \text{ Kg/cm}^2 = 3.222,02 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.25)$$

$$0,85(5,92 \text{ cm}^2) \left(3.222,02 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \geq 14.887,64 \text{ Kg} \quad (5.23)$$

$$16.213,21 \text{ Kg} \geq 14.887,64 \text{ Kg}$$

Barra (M-14), $P_u = -814,43 \text{ Kg}$:

$$\lambda_c = \frac{1 \times 80 \text{ cm}}{2,34 \text{ cm} \times \pi} \sqrt{\frac{3.515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{\frac{2,1 \text{E}^6 \text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 0,445 \quad (5.24)$$

$$F_{cr} = (0,658^{(0,445)^2}) 3.515 \text{ Kg/cm}^2 = 3.235,41 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad (5.25)$$

$$0,85(5,02 \text{ cm}^2) \left(3.235,41 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \geq 830,43 \text{ Kg} \quad (5.23)$$

$$13.805,5 \text{ Kg} \geq 814,43 \text{ Kg}$$

Barra (D-2), $P_u = -4.068,82 \text{ Kg}$:

$$\lambda_c = \frac{1 \times 124 \text{ cm}}{2,34 \text{ cm} \times \pi} \sqrt{\frac{3.515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{\frac{2,1 \text{E}^6 \text{ Kg}}{\text{cm}^2}}} = 0,69 \quad (5.24)$$

$$F_{cr} = (0,658^{(0,69)^2}) 3.515 \text{ Kg/cm}^2 = 2.879,94 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.25)$$

$$0,85(5,02 \text{ cm}^2)(2.879,94 \text{ Kg/cm}^2) \geq 4.068,82 \text{ Kg} \quad (5.23)$$

$$12.288,70 \text{ Kg} \geq 4.068,82 \text{ Kg}$$

Barra (I-27), $P_u = -15.530,07 \text{ Kg}$:

$$\lambda_c = \frac{1 \times 94 \text{ cm}}{2,74 \text{ cm} \times \pi} \sqrt{\frac{3.515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{\frac{2,1 \text{ E}^6 \text{ Kg}}{\text{cm}^2}}} = 0,447 \quad (5.24)$$

$$F_{cr} = (0,658^{(0,447)^2}) 3.515 \text{ Kg/cm}^2 = 3.232 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.25)$$

$$0,85(5,92 \text{ cm}^2) \left(3.232 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \geq 15.530,07 \text{ Kg} \quad (5.23)$$

$$16.263,42 \text{ Kg} \geq 15.530,07 \text{ Kg}$$

6.1.8 Diseño de conexiones

Según los criterios para las conexiones en armaduras con perfiles tubulares, de acuerdo a las especificaciones de Estados Limites de las normas AISC - 2010, los elementos de las conexiones deben cumplir una serie de requerimientos, se procede a verificar los límites de aplicabilidad para el diseño de conexiones y luego se calcula la resistencia disponible de las conexiones más desfavorables según los estados limites aplicables.

Excentricidad de las juntas e :

$$e = \frac{\text{Sen}(90^\circ) * \text{Sen}(40,0909^\circ)}{\text{Sen}(90^\circ + 40,0909^\circ)} \left[\frac{60\text{mm}}{2\text{Sen}(90^\circ)} + \frac{60\text{mm}}{2\text{Sen}(40,0909^\circ)} + 0\text{mm} \right] - \frac{70\text{mm}}{2} \quad (5.33)$$

$$e = 29,47 \text{ mm}$$

$$-0,55 \leq 29,47 \text{ mm}/70 \text{ mm} \leq 0,25 \quad (5.34)$$

$$0,55 \leq 0,421 \leq 0,25$$

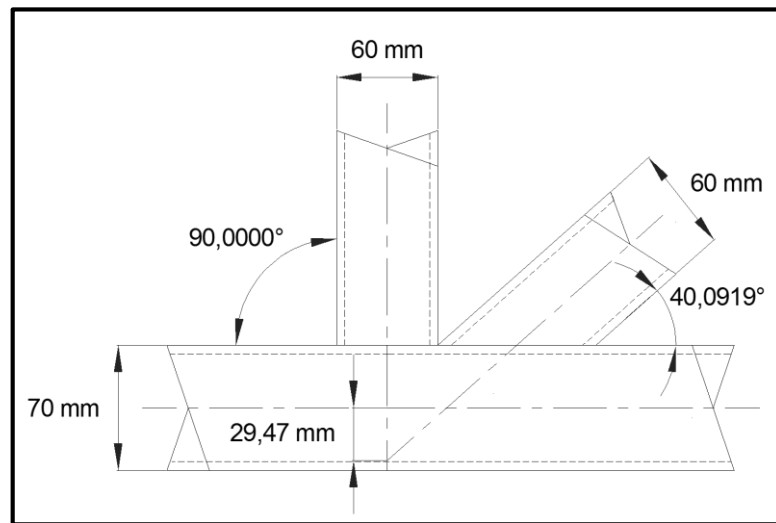


Figura 6.36 Detalle y dimensiones de las juntas de la armadura

Debido a que la excentricidad de las juntas excede el límite de aplicabilidad para ser consideradas como conexiones en forma de K-, las cargas en cada nodo se transmiten como conexiones en T- y otra en Y- independientes una de la otra, cada junta de nodo será tratada de forma separada como una conexión en T- y otra en Y-.

Angulo de miembro rama: $\theta = 90^\circ$ para barras montantes, $\theta = 40,0919^\circ$ para diagonales.

Esbeltez de la pared del cordón:

$$\frac{70 \text{ mm}}{2,25 \text{ mm}} = 31,11 \leq 35 \quad (5.35)$$

Esbeltez de la pared de la rama:

$$\frac{60 \text{ mm}}{2,25 \text{ mm}} = 26,67 \leq 35 \quad (5.36)$$

$$\frac{60 \text{ mm}}{2,25 \text{ mm}} \leq 1,25 \sqrt{\frac{2,1E^6 \text{ Kg/cm}^2}{3.515 \text{ Kg/cm}^2}} \quad (5.37)$$

$$26,67 \leq 30,55$$

Relación de ancho β :

$$\frac{60 \text{ mm}}{70 \text{ mm}} \geq 0,25 \quad (5.38)$$

$$0,86 \geq 0,25$$

Relación de aspecto:

$$0,5 \leq 70\text{mm}/70\text{mm} \leq 2,0 \quad (5.39)$$

$$0,5 \leq 1 \leq 2,0$$

$$0,5 \leq 60 \text{ mm}/60 \text{ mm} \leq 2,0 \quad (5.39)$$

$$0,5 \leq 1 \leq 2,0$$

Resistencia del material:

$$3.515 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3.656 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.40)$$

$$3.515 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3.656 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.41)$$

Ductilidad:

$$3.515 \text{ Kg/cm}^2 / 4.500 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,8 \quad (5.42)$$

$$0,78 \leq 0,8$$

$$3.515 \text{ Kg/cm}^2 / 4.500 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,8 \quad (5.43)$$

$$0,78 \leq 0,8$$

6.1.8.1 Diseño de conexión tipo T-

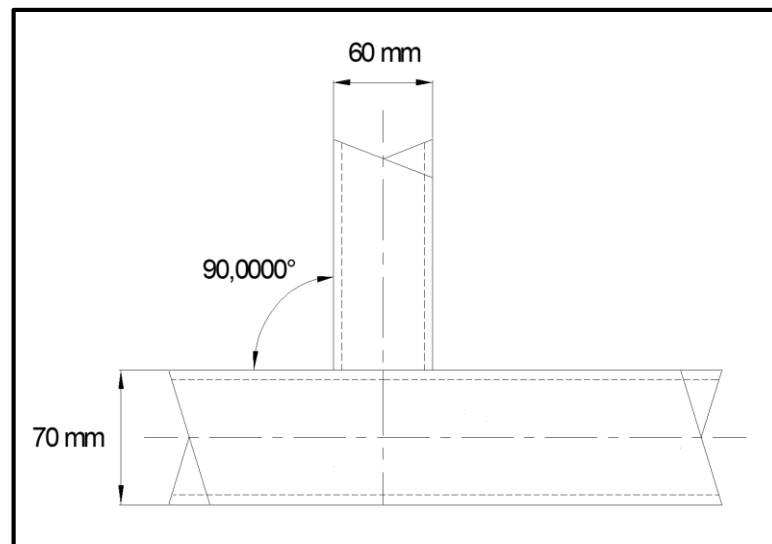


Figura 6.37 Detalle de las juntas de la armadura, conexión en T-

Se calcula la resistencia axial disponible de la conexión, como la barra vertical (M-3) es la que soporta la mayor carga axial, la carga de diseño para las conexiones será $P_u = 2.191,97 \text{ Kg}$ (Apéndice A.1). Debido a que $\beta = 0,86$, se deben verificar los estados límites de cedencia por corte de punzonamiento y el estado límite de cedencia local de ramas debido a distribución desigual de cargas.

Estado Limite cedencia por corte de punzonamiento:

$$\gamma = \frac{70 \text{ mm}}{2(2,25 \text{ mm})} = 15,56 \quad (5.30)$$

$$\beta_{eop} = \frac{5(0,86)}{15,56} \leq 0,86 \quad (5.45)$$

$$\beta_{eop} = 0,276 \leq 0,86$$

$$\eta = \frac{60 \text{ mm}}{70 \text{ mm} \text{ Sen}(90^\circ)} = 0,86 \quad (5.31)$$

$$P_n \text{Sen}(90^\circ) = 0,6(3.515 \text{ Kg/cm}^2)(0,225 \text{ cm})(7 \text{ cm})[2(0,86) + 2(0,86)] \quad (5.46)$$

$$P_n = 11.426,56 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$(0,95)11.426,56 \text{ Kg} \geq 2.191,97 \text{ Kg}$$

Estado Limite de Cedencia local de rama/ramas debido a distribución desigual de carga:

$$beoi = \frac{10}{7cm/0,225cm} \left[\frac{3.515 \frac{Kg}{cm^2} \times 0,225cm}{3.515 \frac{Kg}{cm^2} \times 0,225cm} \right] 7cm \leq 7cm \quad (5.50)$$

$$beoi = 2,25 cm \leq 7cm$$

$$Pn = 3.515 Kg/cm^2 (0,225cm)[2(6cm) + 2(2,25cm) - 4(0,225cm)] \quad (5.51)$$

$$Pn = 12.337,65 Kg$$

$$\varphi Pn \geq Pu$$

$$(0,95)12.337,65 Kg \geq 2.191,97 Kg$$

$$11.720,77 Kg \geq 2.191,97 Kg$$

6.1.8.2 Conexión tipo Y-

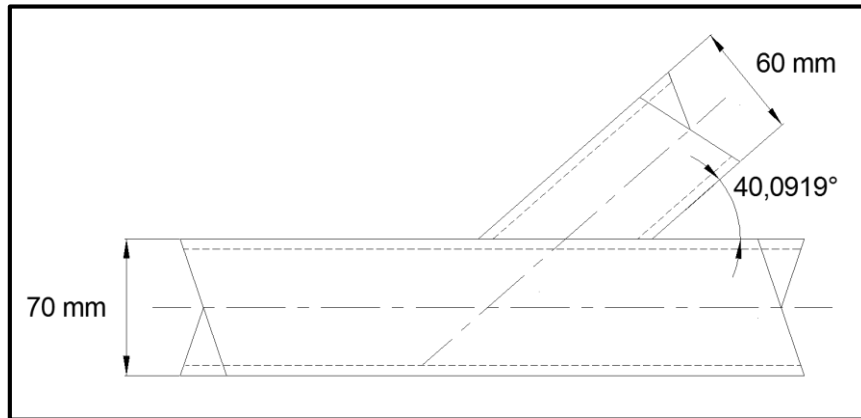


Figura 6.38 Detalle de las juntas de la armadura, conexión en Y-

La mayor carga axial soportada por una barra diagonal es la de la barra D-2, $P_u = -4.068,82 \text{ Kg}$ (Apéndice A.1)

Estado Limite de cedencia por corte de punzonamiento:

$$\gamma = \frac{70 \text{ mm}}{2(2,25 \text{ mm})} = 15,56 \quad (5.30)$$

$$\beta_{eop} = \frac{5(0,86)}{15,56} \leq 0,86 \quad (5.45)$$

$$\beta_{eop} = 0,276 \leq 0,86$$

$$\eta = \frac{60 \text{ mm}}{70 \text{ mm} \text{ Sen}(90^\circ)} = 0,86 \quad (5.31)$$

$$Pn \text{Sen}(40,0909^\circ) = 0,6(3.515 \text{ Kg/cm}^2)(0,225 \text{ cm})(7 \text{ cm})[2(0,86) + 2(0,86)] \quad (5.46)$$

$$Pn = 17.743,05 \text{ Kg}$$

$$\varphi Pn \geq Pu$$

$$(0,95)17.743,05 \text{ Kg} \geq 4.068,82 \text{ Kg}$$

$$16.855,9 \text{ Kg} \geq 4.068,82 \text{ Kg}$$

Estado Limite de cedencia local de rama/ramas debido a distribución desigual de carga:

$$beoi = \frac{10}{7 \text{ cm} / 0,225 \text{ cm}} \left[\frac{3.515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 0,225 \text{ cm}}{3.515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 0,225 \text{ cm}} \right] 7 \text{ cm} \leq 7 \text{ cm} \quad (5.50)$$

$$beoi = 2,25 \text{ cm} \leq 7 \text{ cm}$$

$$Pn = 3.515 \text{ Kg/cm}^2 (0,225 \text{ cm})[2(6 \text{ cm}) + 2(2,25 \text{ cm}) - 4(0,225 \text{ cm})] \quad (5.51)$$

$$Pn = 12.337,65 \text{ Kg}$$

$$\varphi P_n \geq P_u$$

$$(0,95)12.337,65 \text{ Kg} \geq 4.068,82 \text{ Kg}$$

$$11.720,77 \text{ Kg} \geq 4.068,82 \text{ Kg}$$

6.1.9 Diseño de soldaduras

Los perfiles tubulares irán soldados a los cordones continuos superior e inferior de la armadura con soldadura de filete de arco protegido, para evitar la corrosión interna que se puede producir por la entrada de humedad dentro de los tubos, se soldará alrededor de todo el perímetro de los mismos, se utilizarán electrodos E70XX, Tabla 5.14, y se verificará la longitud mínima necesaria del cordón. La máxima carga a tracción soportada por una de las barras de la armadura es $P_u = 2.191,97 \text{ Kg}$ (Apéndice A.1). Se adopta un tamaño nominal de cordones de soldadura $D = 3 \text{ mm}$ (Tabla 5.12 y 5.13).

$$t_s = 0,707 (0,3 \text{ cm}) = 0,2121 \quad (5.88)$$

$$L \geq \frac{2.191,47 \text{ Kg}}{2.214 \text{ Kg/cm}^2 \times 0,2121 \text{ cm}} = 4,67 \text{ cm} \quad (5.93)$$

Capacidad resistente a corte en el área A_v de los miembros:

$$L \geq \frac{2.191,47 \text{ Kg}}{0,54 \times 3.515 \text{ Kg/cm}^2 \times 0,225 \text{ cm}} = 5,13 \text{ cm} \quad (5.97)$$

Perímetro de los perfiles = $6 \text{ cm} \times 4 \text{ caras} = 24 \text{ cm}$

$$5,13 \text{ cm} \leq 24 \text{ cm}$$

6.1.9.1 Capacidad resistente por bloque de corte en los miembros

Los perfiles de barras verticales y diagonales serán soldados a través de todo su perímetro a los cordones. En conexiones soldadas el área neta es igual al área total del perfil, la cual para los perfiles tubulares cuadrados de $70 \times 70 \text{ mm}$ es $A = 5,92 \text{ cm}^2$ (Apéndice B.3).

$$Ct = 1 \rightarrow Ae = A = 5,92 \text{ cm}^2 \quad (5.102)$$

Área que resiste corte en el metal base, el área de los cordones de la armadura bajo el perímetro del área transversal de las barras verticales y diagonales:

$$A_v = 0,225 \text{ cm} \times 24 \text{ cm} = 5,4 \text{ cm}^2 \quad (5.96)$$

$$\varphi P_{be} = 0,75[4.500 \text{ Kg/cm}^2 \times 5,92\text{cm}^2 + 0,6 \times 3.515 \text{ Kg/cm}^2 \times 5,4\text{cm}^2] = (5.106)$$

$$28.521,45 \text{ Kg} \geq 2.191,47 \text{ Kg}$$

$$\varphi P_{be} = 0,75[3.515 \text{ Kg/cm}^2 \times 5,92\text{cm}^2 + 0,6 \times 4.500 \text{ Kg/cm}^2 \times 5,4\text{cm}^2] = (5.107)$$

$$26.541,6 \text{ Kg} \geq 2.191,47 \text{ Kg}$$

La unión es resistente.

6.1.10 Diseño de apoyos

La armadura estará apoyada sobre las columnas perimetrales del auditorio. Para construir los apoyos se utilizarán dos perfiles Sidetur en ángulos de 90x90x8 milímetros soldados al cordón inferior de la armadura y dos perfiles en ángulos de 90x90x8 milímetros soldados a la plancha de apoyo sobre la columna, ambos de acero AE35, conectados con un perno de acero A 325 de 1 pulgada o 25 milímetros de diámetro trabajando a corte por aplastamiento. La carga de diseño en este caso es el valor de la reacción horizontal en el apoyo, $P_u = 14.893,04 \text{ Kg}$ (Apéndice A.3).

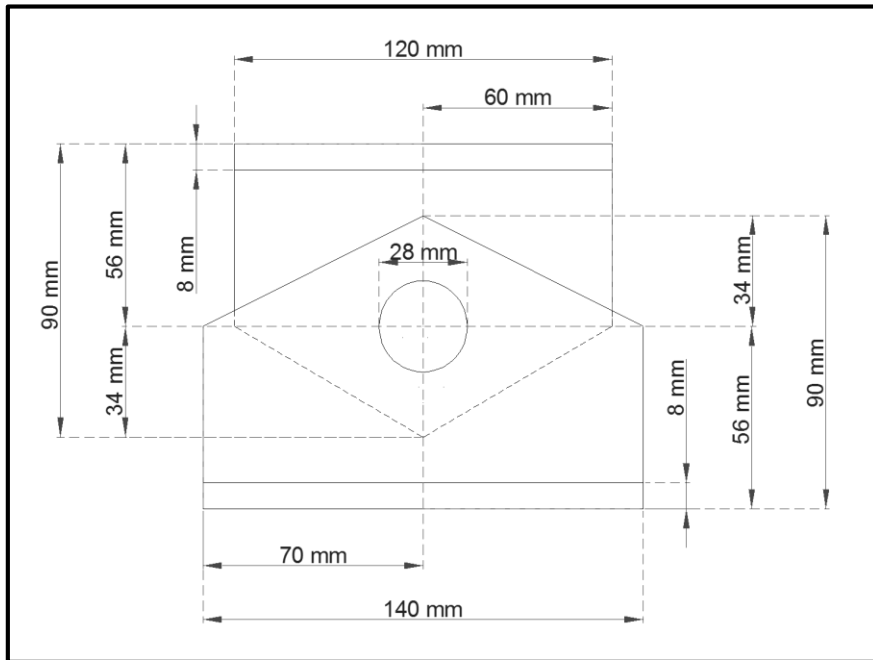


Figura 6.39 Diseño de apoyo, vista frontal

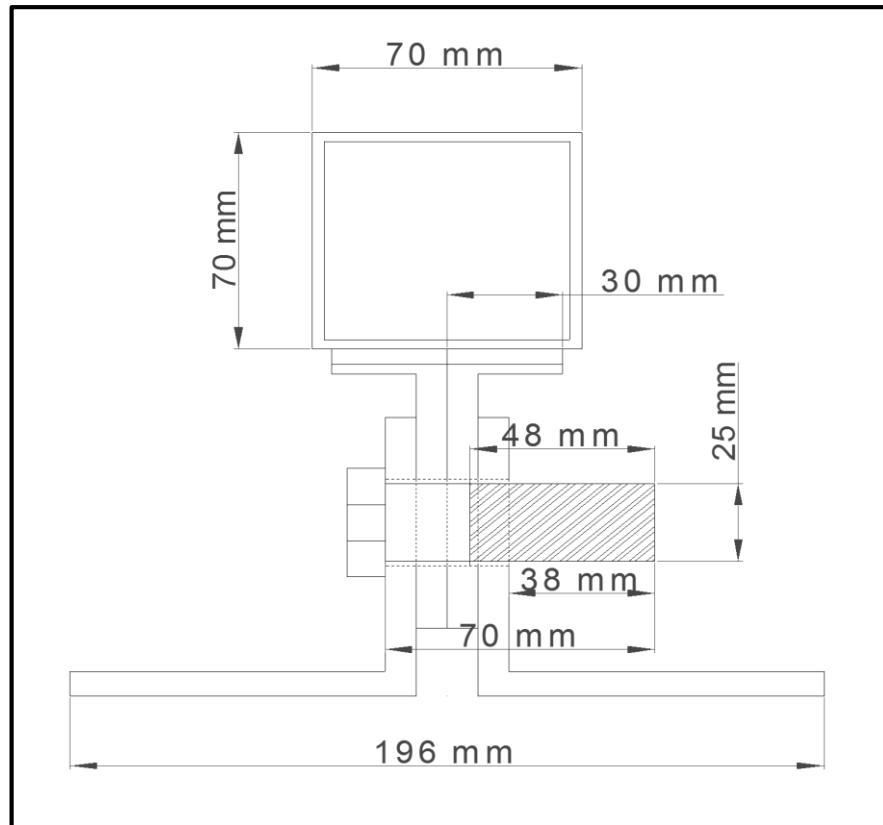


Figura 6.40 Diseño de apoyo, vista lateral

Para pernos de 1 pulgada: a mínimo = 32 mm, b mínimo = 45 mm, espesor de los ángulos = 8 mm, Tabla 5.9 y 5.29.

$$\text{Longitud necesaria} = (8 + 8 + 8 + 8) \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud del perno} = 100 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} - 45 \text{ mm} = 55 \text{ mm}$$

La rosca no está incluida en el plano de corte.

Capacidad resistente a corte por aplastamiento del perno de $db = 1$ pulgada,

Tabla 5.11:

$$0,75 \times 21.382 \text{ Kg} \times 1 \times 2 \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.73)$$

$$32.073 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

Como todos perfiles en ángulos son de la misma calidad de acero y mismas dimensiones, solo basta con comprobar la resistencia de los de menor área transversal, los que serán recortados y posteriormente soldados al cordón superior de la armadura, cuya área transversal de $13,9 \text{ cm}^2$ (Apéndice B.2) se reduce a aproximadamente $8,96 \text{ cm}^2$ al ser cortados, Figura 6.41.

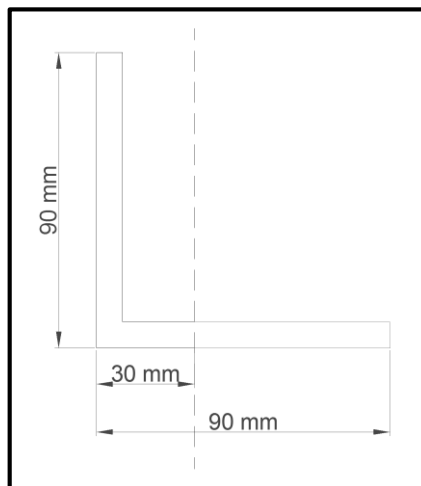


Figura 6.41 Dimensiones de perfiles angulares recortados

Capacidad resistente a tracción en el área gruesa en los perfiles:

$$\varphi t N_t = 0,9 \times 3.500 \text{ Kg/cm}^2 \times 8,96 \text{ cm}^2 \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.18)$$

$$28.224 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

Capacidad resistente a tracción en el área neta:

$$da = 25 \text{ mm} + 3 \text{ mm} = 28 \text{ mm} \quad (5.62)$$

$$A_n = 8,96 \text{ cm}^2 - (2,8 \text{ cm}) 0,8 \text{ cm} = 6,72 \text{ cm}^2 \quad (5.63)$$

$$6,72 \text{ cm}^2 \leq 0,85 (8,96 \text{ cm}^2) \quad (5.64)$$

$$A_n = 6,72 \text{ cm}^2 \leq 7,62 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

$$A_{nt} = 6,72 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva, cuando todos los elementos de un perfil están conectados:

$$Ct = 1 \rightarrow Ae = A \quad (5.102)$$

$$Ae = 1 (6,72 \text{ cm}^2) = 6,72 \text{ cm}^2$$

$$\phi t Nt = 0,75 \times 5.500 \text{ Kg/cm}^2 \times 6,72 \text{ cm}^2 \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.19)$$

$$27.720 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

Capacidad resistente de las planchas por aplastamiento:

Caso II) A) para el agujero de un perno:

$$R_n = 6 \text{ cm} \times 0,8 \text{ cm} \times 5.500 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2,4 \times 2,5 \text{ cm} \times 0,8 \text{ cm} \times 5.500 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.78)$$

$$R_n = 26.400 \text{ Kg} \leq 26.400 \text{ Kg}$$

$$0,75 \times 26.400 \text{ Kg} \times 1 \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.74)$$

$$19.800 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

Capacidad resistente por bloque de corte:

$$A_v = 6 \text{ cm} \times 0,8 \text{ cm} = 4,8 \text{ cm}^2 \quad (5.80)$$

$$A_{nv} = [6 \text{ cm} - (1 - 0,5) 2,8 \text{ cm}] 0,8 \text{ cm} = 3,68 \text{ cm}^2 \quad (5.81)$$

$$A_t = 3,4 \text{ cm} \times 0,8 \text{ cm} = 2,72 \text{ cm}^2 \quad (5.82)$$

$$A_{nt} = \left[3,4 \text{ cm} - \frac{2,8 \text{ cm}}{2} \right] 0,8 \text{ cm} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad (5.83)$$

$$5.500 \text{ Kg/cm}^2 \times 1,6 \text{ cm}^2 < 0,6 \times 5.500 \text{ Kg/cm}^2 \times 3,68 \text{ cm} \quad (5.86)$$

$$8.800 \text{ Kg} < 12.144 \text{ Kg}$$

Cedencia por tracción y fractura por corte:

$$\varphi R_{bs} = 0,75 [0,6 \times 5.500 \text{ Kg/cm}^2 \times 3,68 \text{ cm}^2 + 3.500 \text{ Kg/cm}^2 \times 2,72 \text{ cm}^2] = (5.87)$$

$$16.248 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

Los perfiles en ángulos serán soldados alrededor del perímetro recortado al cordón inferior de la armadura y conectados a los ángulos inferiores mediante el perno, los ángulos inferiores soldados a la plancha de apoyo y ésta, conectada a otra plancha de apoyo debajo mediante pernos de agujeros estándar en un apoyo y con agujeros alargados en el otro para permitir el desplazamiento lateral de la armadura por efecto de dilatación térmica, el cual para un incremento de temperatura de $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ (ecuación 5.59) será de $1,3\text{ cm}$, según el análisis estructural realizado.

Los ángulos se soldarán alrededor de todo su perímetro a la plancha con soldadura de filete de arco protegido, se utilizarán electrodos E70XX (Tabla 5.14), y se verificará la longitud mínima necesaria del cordón. La carga de la reacción horizontal es $P_u = 14.893,04\text{ Kg}$. Se adopta un tamaño nominal de cordones de soldadura $D = 4\text{ mm}$ (Tabla 5.16).

Longitud mínima necesaria del cordón:

$$L \geq \frac{14.893,04\text{ Kg}}{626,56\text{ Kg/cm}} = 23,77\text{ cm} \quad (5.93)$$

Capacidad resistente a corte en el área A_v en el metal base (perfiles tubulares):

$$L \geq \frac{14.893,04\text{ Kg}}{0,54 \times 3.500\text{ Kg/cm}^2 \times 0,225\text{ cm}} = 35,02\text{ cm} \quad (5.97)$$

Perímetro a soldar (Figura 6.39, 6.40 y 6.41) =

$$2(12 \text{ cm}) + 2(3 + 3)\text{cm} = 36 \geq 35,02$$

Capacidad resistente a tracción en el área total de los miembros:

$$0,9 (3.500 \text{ Kg/cm}^2) (8,96 \text{ cm}^2) \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.99)$$

$$28.224 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

6.1.11 Diseño de planchas de apoyo

Resistencia del concreto de las columnas del auditorio: $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo admisible del concreto:

$$Fp = 0,35 f'c = 87,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.109)$$

Área de la placa:

$$A = \frac{8.170,38 \text{ Kg}}{87,5 \text{ Kg/cm}^2} = 93,38 \text{ cm}^2 \quad (5.108)$$

Se adopta una placa de dimensiones:

$$B = 40 \text{ cm} ; C = 32 \text{ cm}$$

$$B \times C = 1.280 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo en el concreto:

$$f_p = \frac{8.170,38 \text{ Kg}}{1.280 \text{ Kg/cm}^2} = 6,38 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.110)$$

Secciones criticas de apoyo:

$$0,8 (14 \text{ cm}) = 11,2 \text{ cm} \quad (5.111)$$

$$0,95 (20 \text{ cm}) = 19 \text{ cm} \quad (5.112)$$

Distancia a las secciones críticas de los bordes:

$$n = \frac{32 \text{ cm} - 11,2 \text{ cm}}{2} = 10,4 \text{ cm}$$

$$m = \frac{40 \text{ cm} - 19 \text{ cm}}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

Espesor de la plancha:

$$t_p = 2 \times 10,5 \text{ cm} \sqrt{\frac{6,38 \text{ Kg/cm}^2}{2.531 \text{ Kg/cm}^2}} = 1,05 \text{ cm} \quad (5.113)$$

Se adopta 1,2 cm para el espesor de las planchas.

Capacidad resistente a corte en el área A_v en el metal base (plancha de apoyo):

$$L \geq \frac{14.893,04 \text{ Kg}}{0,54 \times 2.531 \text{ Kg/cm}^2 \times 1,2 \text{ cm}} = 9,08 \text{ cm} \quad (5.97)$$

6.1.12 Diseño de pernos de anclaje:

Los pernos de anclaje serán apretados a la máxima fuerza admisible en uno de los apoyos, aquel cuya plancha superior posee agujeros estándar, por lo tanto, dichos pernos trabajarán a corte por deslizamiento crítico; se utilizarán cuatro pernos de anclaje por apoyo, tipo A 325, se procede a calcular su resistencia bajo cargas de servicio y agotamiento resistente.

Capacidad resistente a corte en deslizamiento crítico:

Caso I) Deslizamiento crítico bajo carga de servicio, como las cargas gravitacionales están mayoradas por un factor de 1,2 veces y las de viento 1,3 veces (ecuación 5.11), se dividirá el valor de la mayor reacción horizontal por un factor de 1,2 para estimar el valor de la carga de servicio.

$$P = \frac{Pu}{1,2} = \frac{14.893,04 \text{ Kg}}{1,2} = 12.410,87 \text{ Kg}$$

Para pernos A 325 (Tabla 5.10): $F_v = 1.195 \text{ Kg/cm}^2$

Se despeja el valor de Ab :

$$1 \times 1.195 \text{ Ab} \times 4 \times 1 \geq 12.410,87 \text{ Kg} \quad (5.66)$$

$$Ab \geq 2,6 \text{ cm}^2$$

Se adoptan pernos de 3/4 de pulgada o 19 milímetros, de $Ab = 2.850 \text{ cm}^2$ (Tabla 5.11).

Caso II) Deslizamiento crítico en agotamiento resistente:

Se asume como superficie clase A, $\mu = 0,33$:

$$\phi v R_{str} \geq Pu \quad (5.69)$$

$$Tb \geq \frac{14.893,04 \text{ Kg}}{1,13 \times 0,33 \times 4 \times 1} = 9.984,61 \text{ Kg} \quad (5.70)$$

Se adoptan pernos de $3/4$ de pulgada o 19 milímetros con $Tb = 12.700 \text{ Kg}$ (Tabla 5.6).

Los pernos de anclaje serán apretados a la máxima fuerza admisible en el otro apoyo, aquel cuya plancha superior posee agujeros alargados, puesto que es necesario un apriete ligero para permitir el desplazamiento relativo entre la plancha superior e inferior, para contrarrestar el alargamiento del cordón inferior de la armadura, producido por el efecto de dilatación térmica, por lo tanto, dichos pernos trabajarán a corte por aplastamiento, se procede a verificar la resistencia de los cuatro pernos A 325 de $3/4''$.

Para pernos de $3/4''$: a mínimo = 25 mm , b mínimo = 35 mm , espesor de las planchas = 10 mm , Tabla 5.9.

Sin rosca incluida en el plano de corte.

$$0,75 \times 12.027 \text{ Kg} \times 4 \times 1 \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.73)$$

$$36.081 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

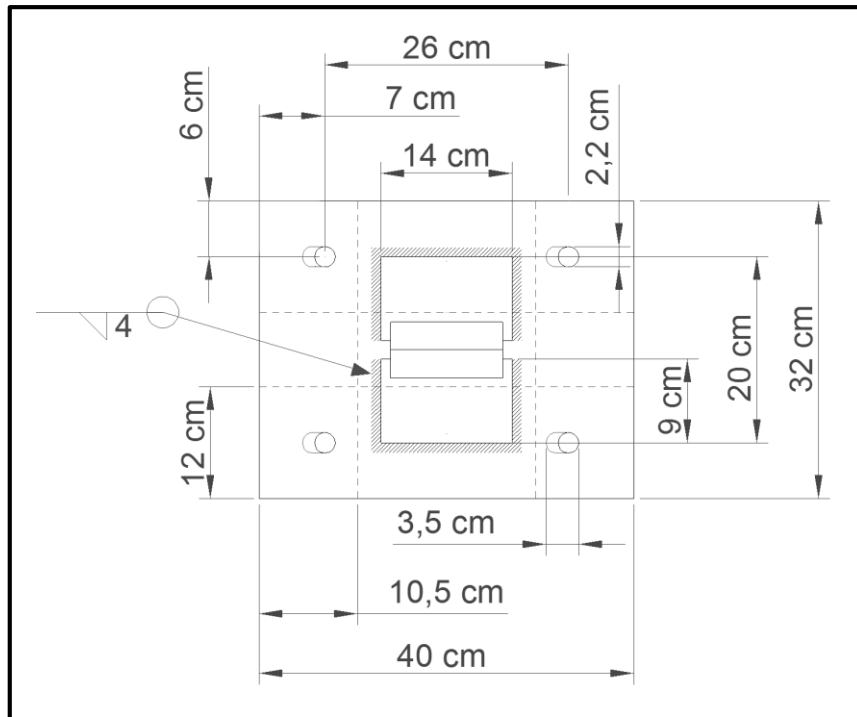


Figura 6.42 Dimensiones de planchas de base

Según la norma venezolana de Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural – Fondonorma 1753-2006, la longitud requerida del acero de refuerzo en flexión (los pernos de anclaje), Longitud de Trasferencia, será:

$$L_d \geq 30 \text{ cm} + 12 \text{ db}$$

$$L_d \geq 30 \text{ cm} + 12 (1,9 \text{ cm}) = 52,8 \text{ cm}$$

Se adopta una longitud total de pernos de anclaje de 60 cm.

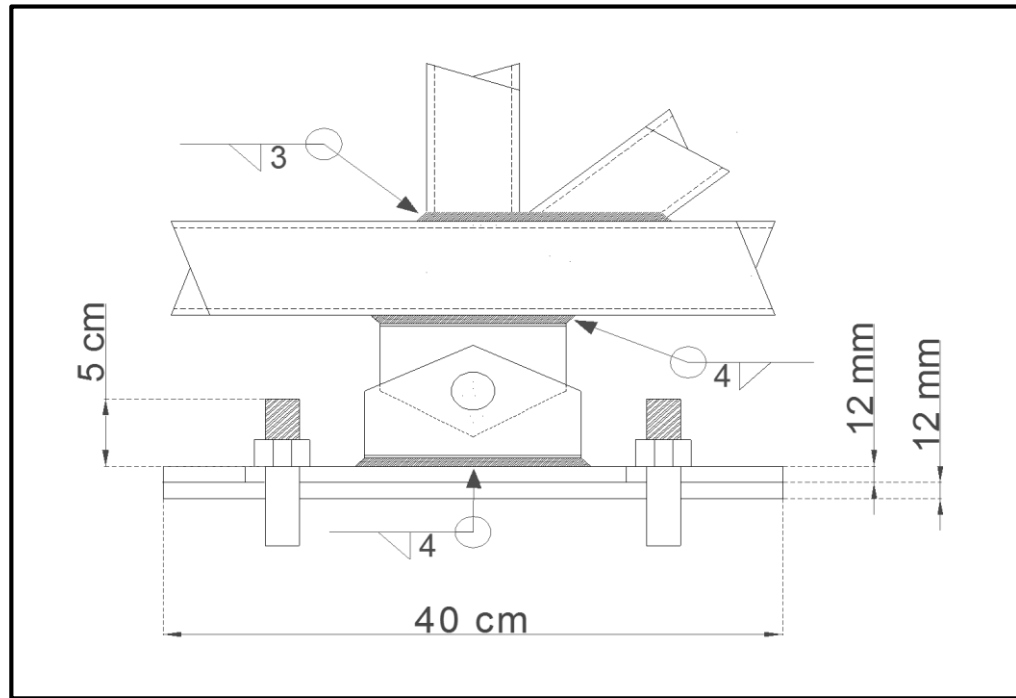


Figura 6.43 Apoyos de la armadura, vista frontal

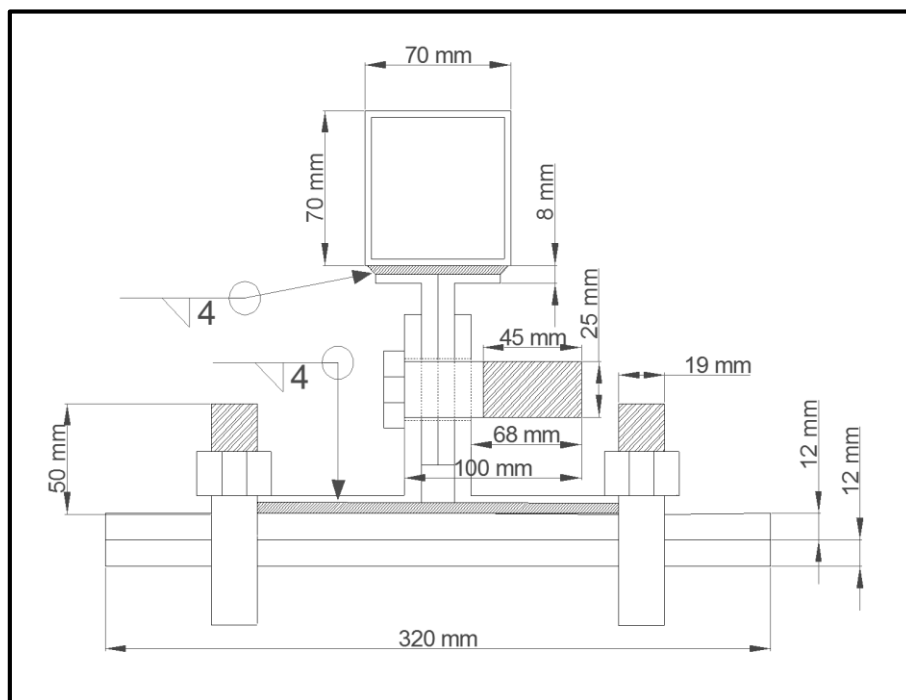


Figura 6.44 Apoyos de la armadura, vista lateral

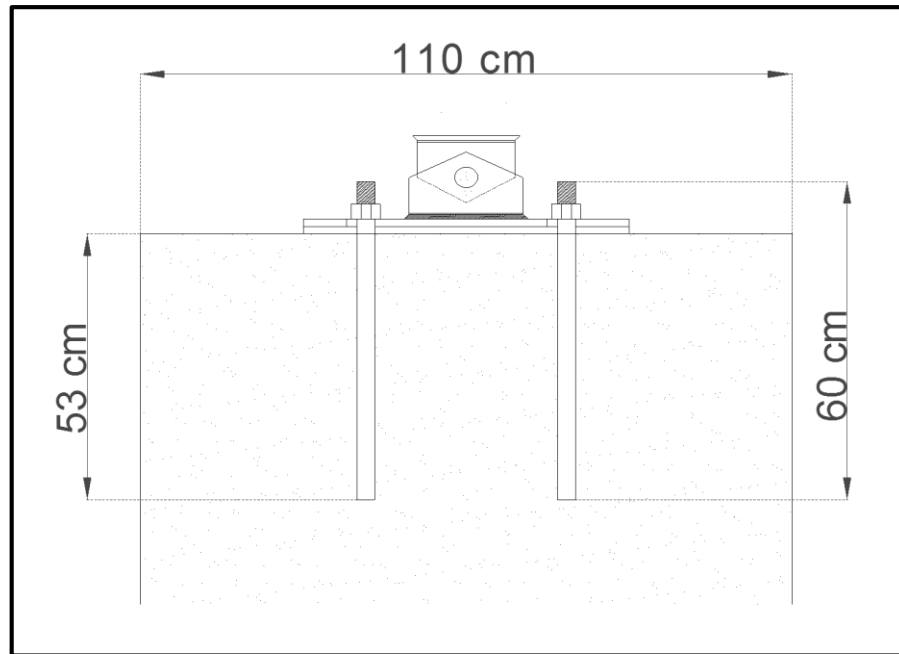


Figura 6.45 Longitud de pernos de anclaje

Capacidad resistente a tracción en el área gruesa las planchas:

$$A = 32 \text{ cm} \times 1,2 \text{ cm} = 38,4 \text{ cm}^2$$

$$\varphi_t N_t = 0,9 \times 2.531 \text{ Kg/cm}^2 \times 38,4 \text{ cm}^2 \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.18)$$

$$87.471,36 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

Capacidad resistente a tracción en el área neta:

$$Ant = 38,4 \text{ cm}^2 - 2(2,2 \text{ cm}) 1,2 \text{ cm} = 33,12 \text{ cm}^2 \quad (5.63)$$

$$An \leq 0,85 (38,4 \text{ cm}^2) \quad (5.64)$$

$$Ant = 33,12 \text{ cm}^2 \leq 32,64 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

$$Ant = 32,64 \text{ cm}^2$$

Como la conexión posee dos agujeros en línea por fila: $Ct = 1$ (Figura 5.34)

Area neta efectiva:

$$Ane = 1 (32,64 \text{ cm}^2) = 32,64 \text{ cm}^2 \quad (5.65)$$

$$\varphi_t N_t = 0,75 \times 4.100 \text{ Kg/cm}^2 \times 32,64 \text{ cm}^2 \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.19)$$

$$100.368 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

Capacidad resistente de las planchas por aplastamiento:

Caso I) A) Cuando $Le \geq 1,5 db$, $s \geq 3 db$, con dos o más pernos en la línea de acción la fuerza. La deformación alrededor de los pernos es una consideración de diseño:

$$R_n = 2,4 \times 1,9 \text{ cm} \times 1,2 \text{ cm} \times 4.100 \text{ Kg/cm}^2 = 22.435,2 \text{ Kg} \quad (5.75)$$

$$0,75 \times 22.435,2 \text{ Kg} \times 4 \geq 14.893,04 \text{ Kg} \quad (5.74)$$

$$67.305,6 \text{ Kg} \geq 14.893,04 \text{ Kg}$$

6.1.13 Arriostramientos de techo

El criterio de rigidez (relación de esbeltez efectiva) será el que definirá los perfiles a utilizar. Estos arriostramientos se colocarán conectando los nodos S-2 con los nodos I-8 entre dos armaduras contiguas, el nodo S-8 de una armadura con el I-15 de la otra, el I-8 con el S-15, el S-15 con el I-22, el I-15 con el S-22 y los I-22 con los S-28 de la armadura opuesta, Figura 6.46, 6.47, 6.48, 6.49.

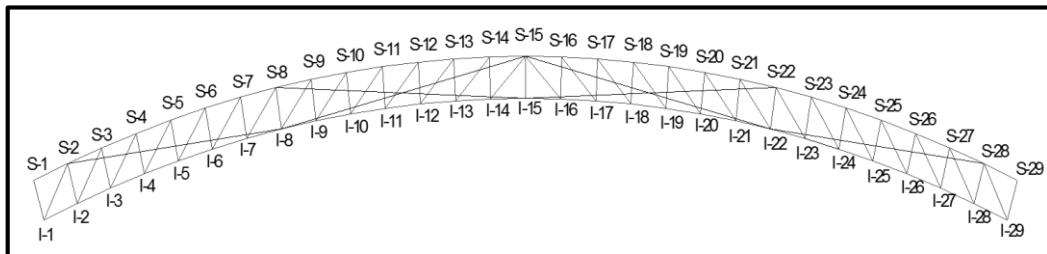


Figura 6.46 Arriostramientos de techo, vista frontal

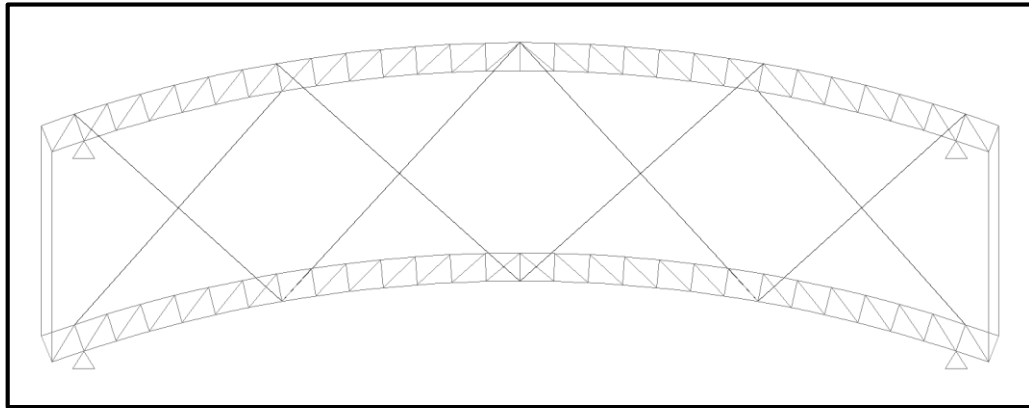


Figura 6.47 Arriostramientos de techo, vista entre armaduras

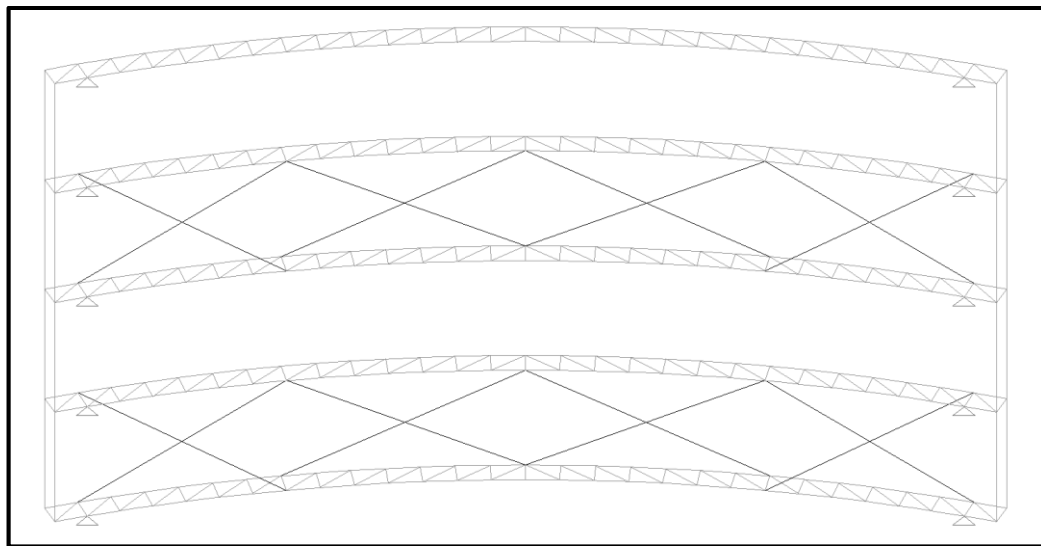


Figura 6.48 Arriostramientos de techo, vista sobre el auditorio

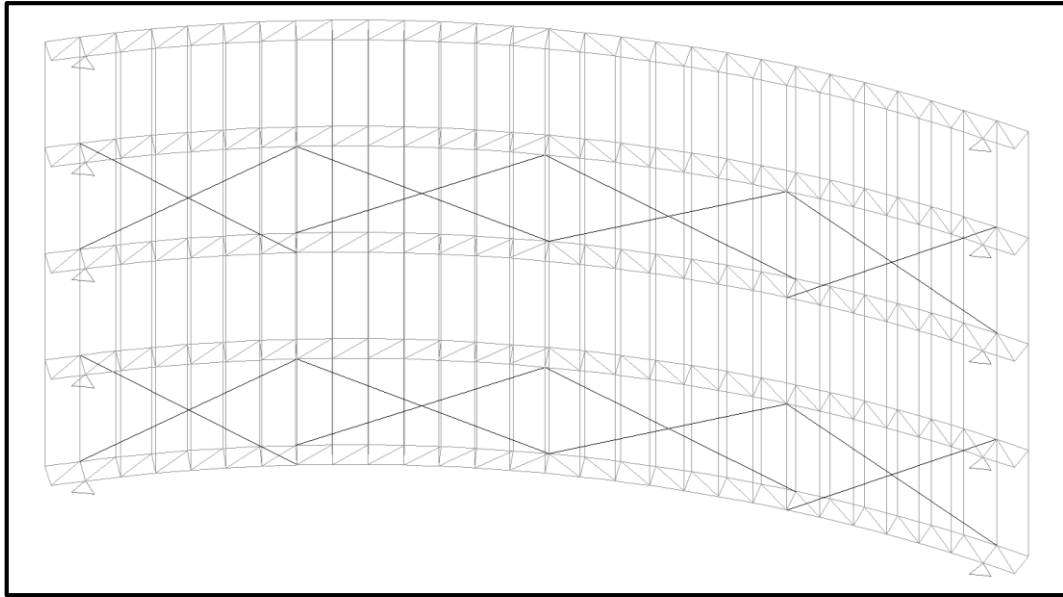


Figura 6.49 Esquema del techo propuesto sobre el auditorio, vista isométrica

Los arriostramientos laterales, los que van entre los tramos 2 a 8 y 22 a 28, tienen una longitud de:

$$L = \sqrt{(5,751m)^2 + (6m)^2} = 8,31 m$$

Y los centrales, que van entre los tramos 8 a 15 y 15 a 22:

$$L = \sqrt{(6,69m)^2 + (6m)^2} = 8,99 m$$

Por simplicidad se dimensionan según la mayor de las luces:

$$r_{min} \geq \frac{(1)899 cm}{300} = 3 cm \quad (5.20)$$

Se utilizarán perfiles tubulares de sección cuadrada de 90x90 milímetros, $r_x = r_y = 3,55 \text{ cm}$ (Apéndice B.3).

6.1.14 Presupuesto de la obra

Finalizado el diseño del techo de armaduras curvas propuesto, se procede a realizar un presupuesto para conocer el costo estimado de la obra. Una vez hechos los cálculos métricos, se procede a calcular dicho presupuesto con el software MaPrex DataLaing, tomando en cuenta un Factor de Costos Asociados al Salario (F.C.A.S.) de 558% y un I.V.A. de 17% para el análisis de precios unitarios (Apéndice C).

Cálculos métricos:

Longitud total del cordón superior de la armadura (Figura 5.2) = 26,322 m

Longitud total del cordón inferior de la armadura (Figura 5.2) = 26,892 m

Longitud total de las barras diagonales (Figura 5.2) = 1,242 m (28 barras) = 34,776m

Longitud total de las barras montantes (Figura 5.2) = 0,8 m (29 barras) = 23,2 m

Longitud total de perfiles tubulares 70x70 mm = 26,322 m + 26,892 m = 53,214 m

Peso total de perfiles tubulares 70x70 mm (Apéndice B.3) = 53,214 m x 4,65 Kg/m = 247,45 Kg

Longitud total de perfiles tubulares 60x60 mm = 34,776m + 23,2 m + 57,976 m

Peso total de perfiles tubulares $60 \times 60 \text{ mm}$ (Apéndice B.3) = $57,976 \text{ m}$ ($3,94 \text{ Kg/m}$) = $228,43 \text{ Kg}$.

Peso por armadura = $247,45 \text{ Kg} + 228,43 \text{ Kg} = 475,88 \text{ Kg}$

Área a pintar de perfiles tubulares $70 \times 70 \text{ mm}$ (Apéndice B.3) = $(53,214 \text{ m} \times 0,07 \text{ m} \times 4 \text{ caras}) = 14,9 \text{ m}^2$.

Área a pintar de perfiles tubulares $60 \times 60 \text{ mm}$ = $(57,976 \text{ m} \times 0,06 \text{ m} \times 4 \text{ caras}) = 13,91 \text{ m}^2$

Área total a pintar de una armadura = $14,9 \text{ m}^2 + 13,91 \text{ m}^2 = 28,81 \text{ m}^2$

Longitud de correas superiores IPN 120 (Figura 5.1) = $24 \text{ m} \times 29 \text{ nodos} = 696 \text{ m}$

Área a pintar de perfiles IPN 120 (Apéndice B.1) = $696 \text{ m} \times 2(0,058 + 0,0529 + 0,12) \text{ m} = 321,41 \text{ m}^2$

Peso total de perfiles IPN 120 (Apéndice B.1) = $696 \text{ m} (11,1 \text{ Kg/m}) = 7.725,6 \text{ Kg}$

Longitud de correas inferiores IPN 80 (Figura 5.1) = $24 \text{ m} \times 29 \text{ nodos} = 696 \text{ m}$

Área a pintar de perfiles IPN 80 (Apéndice B.1) = $696 \text{ m} \times 2(0,042 + 0,0378 + 0,08) \text{ m} = 222,44 \text{ m}^2$

Peso total de perfiles IPN 80 (Apéndice B.1) = $696 \text{ m} \times (6,1 \text{ Kg/m}) = 4.245,6 \text{ Kg}$

Longitud de perfiles angulares $90 \times 90 \text{ mm}$ (Figura 6.39) = $(0,14 \text{ m} + 0,12 \text{ m}) \times (2 \text{ piezas}) = 0,52 \text{ m}$

Área a pintar de perfiles angulares 90x90 mm (Apéndice B.2) = 0,09 m x 0,52m x (4 caras) = 0,1872 m²

Peso de perfiles angulares 90x90 mm (Apéndice B.2) = 10,9 kg/m x 0,52 m = 5,67 Kg

Peso total de perfiles angulares 90x90 mm (Apéndice B.2) = 0,52 m (10,9 Kg/m) x (2 apoyos) x (5 armaduras) = 56,68 Kg

Perfiles tubulares 90x90 mm (Figura 6.49) = 8 barras x 9 metros = 72 m

Área a pintar de perfiles tubulares 90x90 mm (Apéndice B.3) = 72 m x 0,09 m x (4 caras) = 25,92 m²

Peso total de perfiles tubulares 90x90 mm (Apéndice B.3) = 72 m x (6,7 Kg/m) x (2 tramos) = 964,8 Kg

Peso Planchas base (Figura 6.42, 6.43) = (0,4 m x 0,32m x 0,012 m) x 8.000 Kg/m³ = 12,288 Kg

Planchas base (Figura 6.42, 6.43) = 2 planchas x 2 apoyos x 5 armaduras = 20 planchas

Área a pintar de planchas de base (Figura 6.42, 6.43) = 2 caras x (0,32 m x 0,4 m + 0,012 m x 0,72m) = 0,273 m²

Área total a cubrir con láminas de techo (Figura 5.1 y 5.2) = 26,892m x 24m = 645,41m

Área total a cubrir con láminas de cielo raso (Figura 5.1) = $24m \times 24m = 576m$

Tabla 6.5 Presupuesto de la obra

Obra: Techo para el auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la UDO Núcleo Bolívar

Part No.	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total \$
1	E3611 S/C	SUMINISTRO, TRANSPORTE Y COLOCACION DE PLANCHA DE ACERO A-36, (40X32) CM, EN BASE DE CELOSIA. INCLUYE PERNOS DE ANCLAJE Y FONDO ANTICORROSIVO	pza	20,00	220,92	4.418,40
2	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL CON ANGULO 90 X 90 X 8 mm, CONEXIONES APERNADAS Y SOLDADAS. INCLUYE SISTEMA DE PROTECCION CON FONDO ANTICORROSIVO	kgf	56,68	13,17	746,48
3	E362420000	SUMINISTRO, CONFECCION Y COLOCACION DE VIGAS DE CELOSIA (CERCHAS) DE SECCION VARIABLE, INCLUYE FONDO ANTICORROSIVO Y TRANSPORTE HASTA 50 km DE DISTANCIA	kgf	2.379,40	8,51	20.248,69
4	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL CONDUVEN 90 X 90 (ESTANDAR) SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	964,80	4,96	4.785,41
5	E362330000	SUMINISTRO, CONFECCION Y COLOCACION DE CORREAS EN CELOSIAS, PERFILES IPN, INCLUYE SU TRANSPORTE HASTA 50 km DE DISTANCIA, INCLUYE FONDO ANTICORROSIVO	kgf	11.971,20	8,26	98.882,11
6	E391 S/C	SUMINISTRO, TRANSPORTE Y COLOCACION DE LAMINAS DE PVC PARA CUBIERTAS DE TECHO, PERFIL ONDULADO. ACABADO LISO DE COLOR, ESPESOR = 1,2 MM	m2	645,41	14,44	9.319,72
7	E 419 S/C	SUMINISTRO, TRANSPORTE E INSTALACION DE CIELO RASO CON LAMINAS DE PVC E=8mm CON JUNTA VISIBLE, INCLUYE SUSPENSION	m2	576,00	57,66	33.212,16
Total Presupuesto \$:						171.612,97

Total I.V.A.: 29.174,20

Total General: 200.787,17

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

1. Los perfiles doble T son las secciones más eficientes para ser utilizadas como correas de techo. Los perfiles tubulares también pueden ser utilizados como correas de techo, sin embargo, resultan menos eficientes debido al efecto de abollamiento sobre sus paredes, lo que reduce notablemente su resistencia a la flexión para una misma calidad de acero, requiriendo entonces más material que una sección doble T para resistir una misma carga determinada.
2. En armaduras metálicas de cordones rectos, la elongación de los mismos producida por el efecto de dilatación térmica puede producir notables esfuerzos secundarios en los apoyos. Por otro lado, en una armadura de techo de cordones curvos, la elongación de los mismos debido a la dilatación térmica, puede producir esfuerzos secundarios de menor magnitud, debido a que la elongación de los cordones curvos no produce los mismos desplazamientos lineales que los rectos, debido a que parte de esa elongación es contrarrestada por la curvatura propia del cordón.
3. Las columnas del edificio modelo, el edificio de aulas de la Escuela de Ciencias de la Salud del Núcleo Bolívar, están diseñadas para soportar un techo de losa maciza, y los empujes horizontales sobre las columnas producidos por las cargas sísmicas de diseño para dicha estructura, son de mayor magnitud que los empujes horizontales producidos en los apoyos de las armaduras debido al empuje de las cargas de viento sobre el techo curvo ligero; por lo tanto, la propuesta es viable para ser implantada como techo del auditorio en dicho diseño.

Recomendaciones

1. Deben utilizarse siempre que sea posible perfiles doble T como correas de techo en galpones, por su mayor resistencia a la flexión y mayor eficiencia costo-beneficio.
2. El efecto de dilatación térmica no debe ser ignorado ni subestimado al diseñar estructuras metálicas, especialmente armaduras para techos, debido a que dicho efecto puede producir considerables esfuerzos secundarios en los elementos de la estructura que pueden comprometer la estabilidad y resistencia de la misma.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arias, F. (2012) **EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. Episteme, Caracas, Venezuela, pp 24, 26, 27, 31, 67, 68, 69, 81 y 83.

Callister, W. D. (2007) **INTRODUCCION A LA CIENCIA E INGENIERIA DE LOS MATERIALES**. Reverté, Ciudad de México, México, pp 364.

Fratelli, M. G. (2003) **DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS**. Copia de autoría, Caracas, Venezuela, pp 35-38, 52-53, 59-66, 97-184, 193-201, 284-303, 216-244.

Fratelli, M. G. (1999) **PROYECTOS ESTRUCUTRALES DE ACERO**. Copia de autoría, Caracas, Venezuela, pp 217-228, 408-411, 457-486.

González, M., Osteicoechea, V. (2010) **DISEÑO DE CONEXIONES TÍPICAS PARA CERCHAS CON ELEMENTOS TUBULARES**. Universidad Católica Andrés Bello, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, Caracas, Venezuela; trabajo de grado no publicado, P 185.

Hibbeler, R. C. (2012) **ANALISIS ESTRUCTURAL**. Pearson Educación, Naucalpan de Juárez, México, pp 4.

Kassimali, A. (2015) **ANALISIS ESTRUCTURAL**. Cengage Learning, Ciudad de México, México, pp 97.

Lecce M., Packer J., Sherman D. (2010) **STEEL DESIGN GUIDE - HOLLOW STRUCTURAL SECTIONS CONNECTIONS**. American Institute of Steel Construction, pp 98-106.

López, R. (2016) **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TEATRO PLANTEADO EN LA PROPUESTA ARQUITECTÓNICA `CENTRO RECREACIONAL Y CULTURAL MONTERREY`**. Universidad Nacional Experimental del Táchira, Departamento de Ingeniería Civil, San Cristobal, Venezuela; trabajo de grado no publicado, P 141.

Mott, R. L. (1996) **RESISTENCIA DE MATERIALES APLICADA**. Pearson Educación, Naucalpan de Juárez, México, pp 9, 10, 195.

NORMA VENEZOLANA ACCIONES DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES (1986, Agosto 12). Ministerio del Desarrollo Urbano – Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN – MINDUR), pp 2-4, 9-37.

NORMA VENEZOLANA CRITERIOS Y ACCIONES MINIMAS PARA EL PROYECTO DE EDIFICACIONES (1988, Octubre 5). Ministerio del Desarrollo Urbano – Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN – MINDUR), pp 27.

NORMA VENEZOLANA ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES, METODO DE LOS ESTADOS LIMITES (1999, Febrero 3). Ministerio del Desarrollo Urbano – Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN – MINDUR), P 313.

NORMA VENEZOLANA PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL (2006, Agosto 30). Fondonorma, pp 86-87.

APÉNDICES

Apéndice A

Resultados del análisis estructural

Tabla A.1 Fuerzas axiales en las barras de la armadura

Barra	Longitud (m)	P (Kgf)
D-1	1,24211	397,13
D-2	1,24212	-4063,9
D-3	1,24213	-3636,6
D-4	1,24214	-3199,7
D-5	1,24216	-2753,9
D-6	1,24217	-2300,1
D-7	1,24218	-1839,4
D-8	1,2422	-1372,6
D-9	1,24221	-900,59
I-1	0,94005	-301,73
I-2	0,94005	-13081
I-3	0,94005	-10211
I-4	0,94005	-7683,8
I-5	0,94005	-5505,9
I-6	0,94005	-3683,5
I-7	0,94005	-2222,1
I-8	0,94005	-1126,2
I-9	0,94005	-400
M-1	0,8	-249,04
M-2	0,8	-760,75
M-3	0,8	2188,42
M-4	0,8	1981,14
M-5	0,8	1759,37
M-6	0,8	1523,51
M-7	0,8	1273,99
M-8	0,8	1011,27
M-9	0,8	735,81
S-1	0,96039	23,72
S-2	0,96039	368,91
S-3	0,96039	-2665,2
S-4	0,96039	-5378,9
S-5	0,96039	-7765,1

Continuación Tabla A.1 Fuerzas axiales en las barras de la armadura

S-6	0,96039	-9817
S-7	0,96039	-11529
S-8	0,96039	-12895
S-9	0,96039	-13911
D-10	1,24222	-424,35
D-11	1,24223	55,21
D-12	1,24225	537,13
D-13	1,24226	1020,5
D-14	1,24209	1504,19
D-15	1,24209	-1983,7
D-16	1,2419	-1883,8
D-17	1,24189	-1782
D-18	1,24187	-1677,4
D-19	1,24186	-1569,6
D-20	1,24185	-1458
D-21	1,24184	-1341,9
D-22	1,24182	-1220,9
D-23	1,24181	-1094,4
D-24	1,2418	-961,84
D-25	1,24178	-822,73
D-26	1,24177	-676,54
D-27	1,24176	-522,75
D-28	1,24175	106,42
I-10	0,94005	-46,75
I-11	0,94005	-69,01
I-12	0,94005	-468,62
I-13	0,94005	-1246,7
I-14	0,94005	-2403,4
I-15	0,94005	-2403,4
I-16	0,94005	-3943,9
I-17	0,94005	-5411,7
I-18	0,94005	-6805,6
I-19	0,94005	-8123,4
I-20	0,94005	-9362,6
I-21	0,94005	-10520

Continuación Tabla A.1 Fuerzas axiales en las barras de la armadura

I-22	0,94005	-11593
I-23	0,94005	-12576
I-24	0,94005	-13467
I-25	0,94005	-14259
I-26	0,94005	-14949
I-27	0,94005	-15530
I-28	0,94005	-78,69
M-10	0,8	448,12
M-11	0,8	148,7
M-12	0,8	-161,9
M-13	0,8	-483,12
M-14	0,8	-814,43
M-15	0,8	124,61
M-16	0,8	1363,54
M-17	0,8	1261,97
M-18	0,8	1160,79
M-19	0,8	1059,66
M-20	0,8	958,3
M-21	0,8	856,41
M-22	0,8	753,72
M-23	0,8	649,98
M-24	0,8	544,95
M-25	0,8	438,39
M-26	0,8	330,11
M-27	0,8	219,9
M-28	0,8	-193,46
M-29	0,8	-58,34
S-10	0,96039	-14573
S-11	0,96039	-14878
S-12	0,96039	-14823
S-13	0,96039	-14407
S-14	0,96015	-13628
S-15	0,96063	-10988
S-16	0,96039	-9563,8
S-17	0,96039	-8219,9

Continuación Tabla A.1 Fuerzas axiales en las barras de la armadura

S-18	0,96039	-6958,3
S-19	0,96039	-5781,5
S-20	0,96039	-4692,5
S-21	0,96039	-3694,5
S-22	0,96039	-2791,3
S-23	0,96039	-1987
S-24	0,96039	-1286,3
S-25	0,96039	-693,96
S-26	0,96039	-215,45
S-27	0,96039	143,53
S-28	0,96039	23,13

Tabla A.2 Desplazamientos de los nodos de la armadura

Nodo	X (m)	Y (m)	Z (m)
I-1	-0,0015	0,00414	0
I-2	0	0	0
I-3	0,00077	-0,0055	0
I-4	0,00185	-0,0118	0
I-5	0,00303	-0,0183	0
I-6	0,00418	-0,0247	0
I-7	0,00519	-0,0306	0
I-8	0,00601	-0,0357	0
I-9	0,00659	-0,0398	0
S-1	0,00387	0,00442	0
S-2	0,00387	-8,00E-06	0
S-3	0,00403	-0,0053	0
S-4	0,00413	-0,0116	0
S-5	0,00418	-0,0183	0
S-6	0,00421	-0,0249	0
S-7	0,00424	-0,0309	0
S-8	0,00426	-0,0361	0
S-9	0,00429	-0,0402	0

Continuación Tabla A.2 Desplazamientos de los nodos de la armadura

I-10	0,00696	-0,0426	0
I-11	0,00711	-0,044	0
I-12	0,00711	-0,0439	0
I-13	0,00698	-0,0425	0
I-14	0,00677	-0,0396	0
I-15	0,00654	-0,0356	0
I-16	0,0064	-0,0319	0
I-17	0,00627	-0,0275	0
I-18	0,00617	-0,0227	0
I-19	0,00609	-0,0178	0
I-20	0,00603	-0,013	0
I-21	0,00594	-0,0085	0
I-22	0,0058	-0,0045	0
I-23	0,00554	-0,0012	0
I-24	0,0051	0,00123	0
I-25	0,00441	0,00268	0
I-26	0,00338	0,00301	0
I-27	0,00194	0,00214	0
I-28	0	0	0
I-29	-0,0009	-0,0026	0
S-10	0,00431	-0,043	0
S-11	0,00432	-0,0444	0
S-12	0,00429	-0,0443	0
S-13	0,00424	-0,0427	0
S-14	0,00413	-0,0398	0
S-15	0,00353	-0,0356	0
S-16	0,00273	-0,0317	0
S-17	0,00217	-0,0272	0
S-18	0,00184	-0,0223	0
S-19	0,00175	-0,0173	0
S-20	0,00186	-0,0124	0
S-21	0,00214	-0,0078	0
S-22	0,00251	-0,0038	0
S-23	0,00291	-0,0006	0
S-24	0,00326	0,0017	0

Continuación Tabla A.2 Desplazamientos de los nodos de la armadura

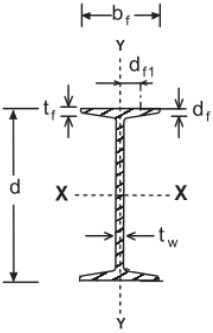
S-25	0,00347	0,00295	0
S-26	0,00343	0,00302	0
S-27	0,00305	0,00181	0
S-28	0,00221	-0,0008	0
S-29	0,00126	-0,0035	0

Tabla A.3 Reacciones en apoyos

Nodo	F1	F2	F3
	Kgf	Kgf	Kgf
I-2	14033,6	0	8170,38
I-28	-14893	0	5461,32

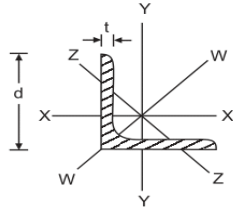
Apéndice B
Características de perfiles metálicos

Tabla B.1 Perfiles Sidetur IPN disponibles en el país



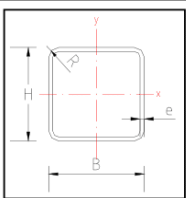
Designación	Peso kgf/m	Área cm ²	DIMENSIONES				Eje X - X				Eje Y - Y			
			d mm	b _f mm	t _f mm	t _w mm	I _x cm ⁴	S _x cm ³	Z _x cm ³	r _x cm	I _y cm ⁴	S _y cm ³	Z _y cm ³	r _y cm
IPN 80	6,10	7,77	80	42	5,9	4,2	78,4	19,6	22,0	3,18	6,29	2,99	4,68	0,90
IPN 100	8,34	10,62	100	50	6,8	4,5	171	34,2	39,4	4,01	12,2	4,88	8,19	1,07
IPN 120	11,1	14,2	120	58	7,7	5,1	328	54,7	63,1	4,81	21,5	7,41	12,5	1,23
IPN 140	14,3	18,2	140	66	8,6	5,7	573	81,9	94,5	5,61	35,2	10,7	18,0	1,40

Tabla B.2 Perfiles de ángulos de alas iguales Sidetur disponibles en el país



Perfil L d x t	Peso	A	Ejes X e Y				Eje Z		Eje W	
			I	S	r	Z	r _z	S _z	r _w	S _w
mm	kgf/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ³
65 x 4*	4,03	5,13	20,15	4,20	1,98	7,96	1,25	3,30	2,51	7,04
x 5	4,99	6,36	24,8	5,23	1,98	9,81	1,25	3,98	2,50	8,65
x 6	5,91	7,53	29,2	6,21	1,97	11,6	1,27	4,60	2,49	10,2
x 7	6,83	8,70	33,4	7,18	1,96	13,3	1,26	5,19	2,48	11,6
75 x 5*	5,78	7,36	38,6	7,01	2,29	13,2	1,44	5,43	2,90	11,7
x 6*	6,87	8,75	45,6	8,35	2,28	15,6	1,47	6,31	2,87	13,8
x 7	7,94	10,1	52,4	9,67	2,28	18,0	1,44	7,14	2,88	15,8
x 8	9,00	11,5	58,9	11,0	2,27	20,3	1,44	7,92	2,86	17,7
x 10*	11,1	14,1	71,4	13,5	2,25	24,8	1,45	9,36	2,83	21,4
90 x 5*	6,97	8,88	67,8	10,2	2,76	19,2	1,74	8,06	3,50	17,1
x 6*	8,30	10,6	80,5	12,2	2,76	22,8	1,74	9,41	3,49	20,3
x 7	9,61	12,24	92,7	14,1	2,75	26,3	1,74	10,7	3,48	23,3
x 8*	10,9	13,9	104	16,1	2,74	29,8	1,76	11,9	3,45	26,3
100 x 7*	10,73	13,7	128	17,6	3,07	32,7	1,94	13,4	3,88	29,1
x 8	12,2	15,5	145	19,9	3,06	37,0	1,96	15,0	3,85	32,8
x 9*	13,6	17,3	161	22,3	3,05	41,3	1,93	16,5	3,85	36,4
x 10	15,0	19,2	177	24,7	3,04	45,4	1,95	17,9	3,82	39,9

Tabla B.3 Perfiles tubulares de sección cuadrada Conduven-Eco disponibles en el país



ASTM A 500-03a
Sección Cuadrada (Sistema Métrico)

Designación Comercial H x B DN	Espesor e mm	Radio R mm	Sección A cm ²	Peso P Kg./m	Propiedades Estáticas			
					I _x = I _y cm ⁴	S _x = S _y cm ³	Z _x = Z _y cm ³	r _x = r _y cm
60 x 60	2,25	6,75	5,02	3,94	27,40	9,13	10,74	2,34
70 x 70	2,25	6,75	5,92	4,65	44,60	12,74	14,89	2,74
90 x 90	2,50	7,50	8,54	6,70	107,46	23,88	27,76	3,55
100 x 100	3,00	9,00	11,33	8,89	175,10	35,02	40,82	3,93
110 x 110	3,40	10,20	14,10	11,07	263,04	47,82	55,81	4,32
120 x 120	4,00	12,00	18,01	14,14	397,30	66,22	77,50	4,70
135 x 135	4,30	12,90	21,85	17,15	612,27	90,71	105,97	5,29
155 x 155	4,50	13,50	26,39	20,72	982,43	126,77	147,58	6,10
175 x 175	5,50	16,50	36,25	28,46	1.709,23	195,34	228,09	6,87
200 x 200	5,50	16,50	41,75	32,77	2.597,67	259,77	301,87	7,89
200 x 200	7,00	21,00	52,36	41,10	3.194,10	319,41	374,60	7,81
220 x 220	7,00	21,00	57,96	45,50	4.314,30	392,21	458,18	8,63
220 x 220	9,00	27,00	73,18	57,45	5.317,27	483,39	571,11	8,52
260 x 260	9,00	27,00	87,58	68,75	9.038,52	695,27	815,03	10,16
260 x 260	11,00	33,00	105,41	82,74	10.656,87	819,76	970,23	10,06

Apéndice C
Análisis de precios unitarios

Tabla C.1 Partida No. 1

Obra: Techo para el auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la UDO

Contratante: UDO

Part. No.: 1 Fecha: 24/06/2024

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE Y COLOCACION DE PLANCHA DE ACERO A-36, (40X32) CM, E=1.2MM, EN BASE DE CELOSIA. INCLUYE PERNOS DE ANCLAJE Y FONDO ANTICORROSIVO

Rendimiento: 8

Código: E3611 S/C Unidad: pza Cantidad: 20

MATERIALES

No.	Descripción	Und.	Cant.	Desp.	Precio	Total
1	PLANCHA DE ACERO E= 12 MM (LAMINA)	kgf	12,288	5	2,08	26,84
2	PERNO DE ANCLAJE 3/4" X 60 CMS	pza	4	5	30,66	128,77
3	TUERCA Y ARANDELA DE 1" DE ACERO ESTRUCTURAL	jgo	4	5	1,65	6,93
4	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO	gln	0,0016	5	35,35	0,06
Total Materiales:						162,6

EQUIPOS

No.	Descripción	Cant.	Cop/Dep	Precio	Total
1	CIZALLA UNIVERSAL PUNZADORA OMERA 3HP O SIM.	1	0,003	3.635,73	10,91
2	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1	1	0,84	0,84
3	CEPILLO DE ALAMBRE	0,5	0,01	3,1	0,02
4	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1	0,03	219,73	6,59
5	CAMION CON GRUA CAPACIDAD ENTRE 4-6 TN	0,2	1	207,62	41,52
Total Equipos:					59,88

Costo Unitarios Equipos: 7,49

Continuación Tabla C.1 Partida No. 1

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2
2	MONTADOR -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
3	SOLDADOR DE 2DA	0,2	3,94	1,33	0,79	0,27
4	OBRAERO DE 1RA -N1	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON)	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2
6	PINTOR DE 2DA -N3	0,2	3,66	1,33	0,73	0,27
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 2DA -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
SubTotal Mano de Obra:					5,26	1,75
558 Prestaciones Sociales:					29,35	0
Total General Mano de Obra:					36,36	
Costo Unitario de Mano de Obra:					4,55	

COSTO DIRECTO SUBTOTAL A:		174,64
15	Administración y Gastos Generales:	26,2
SUBTOTAL B:		200,84
10	Imprevisto Utilidad:	20,08
SUBTOTAL C:		220,92
0	Financiamiento:	0
PRECIO UNITARIO SIN IMPUESTO:		220,92
0	Impuesto (I.V.A.):	0
0	Otros Impuestos:	0

PRECIO UNITARIO (\$): 220,92

Tabla C.2 Partida No. 2

Obra: Techo para el auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la UDO

Contratante: UDO

Part. No.: 2 Fecha: 24/06/2024

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL CON ANGULO 90 X 90 X 8 mm. CONEXIONES APERNADAS Y SOLDADAS. INCLUYE SISTEMA DE PROTECCION CON FONDO ANTICORROSIVO

Rendimiento: 960

Código: E361 S/C

Unidad: kgf Cantidad: 56,68

MATERIALES

No.	Descripción	Und.	Cant.	Desp.	Precio	Total
1	ANGULO ACERO 90 X 90 X 8MM 10,9 K/M	kgf	1	5	2,61	2,74
2	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0,002	2	36,31	0,07
3	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0,002	2	223,2	0,46
4	ENERGIA/VARIOS % TALLER MONTAJE EST. METAL.	sg	0,001	0	1,48	0
5	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0,0023	5	45,99	0,11
6	ELECTRODO E-7010 RUTILICO/ESTRUCTURAS, TUBERIAS #	kgf	0,07	5	7,45	0,55
7	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0,2	5	7,45	1,56
8	PERNO Y TUERCA ESTRUCTURAL A-325 D=3/4"X 4"	jgo	1	5	4,51	4,74

Total Materiales:	10,23
--------------------------	--------------

Continuación Tabla C.2 Partida No. 2

EQUIPOS

No.	Descripción	Cant.	Cop/Dep	Precio	Total
1	SOLDADORA LINCOLN AC-225 AMP O SIMILAR	1	1	10,4	10,4
2	COMPRESOR, OXYCORTE Y ESMERIL DE BANCO	2	0,009	1.637,46	29,47
3	CIZALLA UNIVERSAL PUNZADORA OMERA 3HP O SIM.	1	0,003	3.635,73	10,91
4	JUEGO DE BROCHAS PEQUEÑAS (1"-2"- 2 1/2")	2	0,07	8,66	1,21
5	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0,25	0,003479	43.999,30	38,27
6	CAMION CON GRUA CAPACIDAD ENTRE 4-6 TN	0,2	1	207,62	41,52
Total Equipos:					131,78
Costo Unitarios Equipos:					0,14

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2
2	SOLDADOR DE 2DA -N4	0,2	3,94	1,33	0,79	0,27
3	OBRERO DE 1RA -N1	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
4	AYUDANTE TABULADOR CONSTRUCCION -N2	0,2	3,52	1,33	0,7	0,27
5	PINTOR DE 1RA -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
6	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 2DA -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
SubTotal Mano de Obra:					5,23	1,75
558 Prestaciones Sociales:					29,18	0
Total General Mano de Obra:					36,16	
Costo Unitario de Mano de Obra:					0,04	

Continuación Tabla C.2 Partida No. 2

	COSTO DIRECTO SUBTOTAL A:	10,41
15	Administración y Gastos Generales:	1,56
	SUBTOTAL B:	11,97
	10 Imprevisto	1,2
	Utilidad:	13,17
	SUBTOTAL C:	13,17
	0 Financiamiento:	0
	PRECIO UNITARIO SIN IMPUESTO:	13,17
	0 Impuesto (I.V.A.):	0
	0 Otros Impuestos:	0
	PRECIO UNITARIO (\$):	13,17

Tabla C.3 Partida No. 3

Obra: Techo para el auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la UDO

Contratante: UDO

Part. No.: 3 Fecha: 24/06/2024

Descripción: SUMINISTRO, CONFECCION Y COLOCACION DE VIGAS DE CELOSIA (CERCHAS) DE SECCION VARIABLE, INCLUYE FONDO ANTICORROSIVO Y TRANSPORTE HASTA 50 km DE DISTANCIA

Rendimiento: 300

Código: E362420000 Unidad: kgf Cantidad: 2.379,40

MATERIALES

No.	Descripción	Und.	Cant.	Desp.	Precio	Total
1	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0,01	2	36,31	0,37
2	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0,01	2	223,2	2,28

Continuación Tabla C.3 Partida No. 3

3	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE/PESO	kgf	1	0	0,56	0,56
4	ENERGIA/VARIOS % TALLER MONTAJE EST. METAL.	sg	0,02	0	1,48	0,03
5	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO	gln	0,0042	5	35,35	0,16
6	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0,0063	5	7,45	0,05
7	ELECTRODO E-7010 RUTILICO/ESTRUCTURAS, TUBERIAS #	kgf	0,07	5	7,45	0,55
8	PERFIL CONDUVEN DE ACERO	kgf	1	5	2,07	2,17
Total Materiales:						6,17

EQUIPOS

No.	Descripción	Cant.	Cop/Dep	Precio	Total
1	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0,25	0,003479	43.999,30	38,27
2	EQUIPO OXICORTE- ENVASES OXIGENO Y ACETILENO	1	1	8,66	8,66
3	ESMERIL	1	1	3,45	3,45
4	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	2	0,009	276,78	4,98
5	SOLDADORA ELECTRICA LINCOLN Y CORTADORA	1	1	21,61	21,61
6	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1	1	0,84	0,84
7	CEPILLO DE ALAMBRE	1	0,01	3,1	0,03
8	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1	0,03	219,73	6,59
9	CAMION CON GRUA CAPACIDAD ENTRE 4-6 TN	0,2	1	207,62	41,52
Total Equipos:					125,95

Costo Unitarios Equipos:

0,42

Continuación Tabla C.3 Partida No. 3

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2
2	MONTADOR -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
3	SOLDADOR DE 2DA -N4	0,2	3,94	1,33	0,79	0,27
4	AYUDANTE TABULADOR CONSTRUCCION -N2	0,2	3,52	1,33	0,7	0,27
5	OBRAERO DE 1RA -N1	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
6	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2
7	PINTOR DE 1RA -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
8	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 2DA -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
SubTotal Mano de Obra:					6,09	2,02
558 Prestaciones Sociales:					33,98	0
Total General Mano de Obra:					42,09	
Costo Unitario de Mano de Obra:					0,14	

COSTO DIRECTO SUBTOTAL A:		6,73
15	Administración y Gastos Generales:	1,01
	SUBTOTAL B:	7,74
	10 Imprevisto Utilidad:	0,77
	SUBTOTAL C:	8,51
	0 Financiamiento:	0
	PRECIO UNITARIO SIN IMPUESTO:	8,51
	0 Impuesto (I.V.A.):	0
	0 Otros Impuestos:	0
	PRECIO UNITARIO (\$):	8,51

Tabla C.4 Partida No. 4

Obra: Techo para el auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la UDO

Contratante: UDO

Part. No.: 4

Fecha: 24/06/2024

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL CONDUVEN 90 X 90 (ESTANDAR) SEGUN ESPECIFICACIONES

Rendimiento: 530

Código: E361 S/C

Unidad: kgf

Cantidad: 964,8

MATERIALES

No.	Descripción	Und.	Cant.	Desp.	Precio	Total
1	PERFIL CONDUVEN ECO 90 X 90 E=2.5 MM 6.7 K/M	kgf	1	5	2,07	2,17
2	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0,0038	5	45,99	0,18
3	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0,001	5	7,45	0,01
4	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0,004	2	36,31	0,15

Continuación Tabla C.4 Partida No. 4

5	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0,002	2	223,2	0,46
6	ELECTRODO E-7010 RUTILICO/ESTRUCTURAS, TUBERIAS #	kgf	0,07	5	7,45	0,55
Total Materiales:						3,52

EQUIPOS

No.	Descripción	Cant.	Cop/Dep	Precio	Total
1	SOLDADORA LINCOLN ELECTRICA 220 V - 225 AMP	2	0,05	677,32	67,73
2	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1	1	4,41	4,41
3	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1	0,035	302,8	10,6
4	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1	1	0,84	0,84
5	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1	0,03	219,73	6,59
6	CEPILLO DE ALAMBRE	2	0,01	3,1	0,06
7	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0,25	0,003479	43.999,30	38,27
8	CAMION CON GRUA CAPACIDAD ENTRE 4-6 TN	0,2	1	207,62	41,52
Total Equipos:					170,02

Costo Unitarios Equipos:

Continuación Tabla C.4 Partida No. 4

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2
2	SOLDADOR DE 1RA - N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
3	MONTADOR -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
4	PINTOR DE 1RA -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
5	AYUDANTE TABULADOR CONSTRUCCION -N2	0,2	3,52	1,33	0,7	0,27
6	OBRAERO DE 1RA -N1	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	0,2	5,05	1,33	1,01	0,27
8	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2
SubTotal Mano de Obra:					6,31	2,02
558 Prestaciones Sociales:					35,21	0
Total General Mano de Obra:					43,54	
Costo Unitario de Mano de Obra:					0,08	

COSTO DIRECTO SUBTOTAL A:

Continuación Tabla C.4 Partida No. 4

15	Administración y Gastos Generales:	0,59
SUBTOTAL B:		4,51
10	Imprevisto Utilidad:	0,45
SUBTOTAL C:		4,96
0	Financiamiento:	0
PRECIO UNITARIO SIN IMPUESTO:		4,96
0	Impuesto (I.V.A.):	0
0	Otros Impuestos:	0
PRECIO UNITARIO (\$):		4,96

Tabla C.5 Partida No. 5

Obra: Techo para el auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la UDO

Contratante: UDO

Part. No.: 5

Fecha: 24/06/2024

Descripción: SUMINISTRO, CONFECCION Y COLOCACION DE CORREAS EN CELOSIAS, PERFILES IPN, INCLUYE SU TRANSPORTE HASTA 50 km DE DISTANCIA, INCLUYE FONDO ANTICORROSIVO

Rendimiento: 370

Código: E362330000

Unidad: kgf

Cantidad: 11.971,20

MATERIALES

No.	Descripción	Und.	Cant.	Desp.	Precio	Total
1	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0,01	2	36,31	0,37
2	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0,01	2	223,2	2,28
3	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE /PESO	kgf	1	0	0,56	0,56

Continuación Tabla C.5 Partida No. 5

4	ENERGIA/VARIOS % TALLER MONTAJE EST. METAL.	sg	0,02	0	1,48	0,03
5	ELECTRODO E-7010 RUTILICO/ESTRUCTURAS, TUBERIAS #	kgf	0,07	5	7,45	0,55
6	PERFIL ACERO IPN O SIMILAR	kgf	1	5	2,07	2,17
7	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO	gln	0,0032	5	35,35	0,12
Total Materiales:						6,08

EQUIPOS

No.	Descripción	Cant.	Cop/Dep	Precio	Total
1	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0,25	0,003479	43.999,30	38,27
2	EQUIPO OXICORTE- ENVASES OXIGENO Y ACETILENO	1	1	8,66	8,66
3	ESMERIL	1	1	3,45	3,45
4	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	2	0,009	276,78	4,98
5	SOLDADORA ELECTRICA LINCOLN Y CORTADORA	1	1	21,61	21,61
6	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1	1	0,84	0,84
7	CAMION CON GRUA CAPACIDAD ENTRE 4-6 TN	0,2	1	207,62	41,52
8	CEPILLO DE ALAMBRE	1	0,01	3,1	0,03
9	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1	0,03	219,73	6,59
Total Equipos:					125,95
Costo Unitarios Equipos:					0,34

Continuación Tabla C.5 Partida No. 5

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	MAESTRO DE OBRA DE IRA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2
2	MONTADOR -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
3	SOLDADOR DE 2DA -N4	0,2	3,94	1,33	0,79	0,27
4	AYUDANTE TABULADOR CONSTRUCCION -N2	0,2	3,52	1,33	0,7	0,27
5	OBRERO DE IRA -N1	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
6	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 2DA -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
8	PINTOR DE 2DA -N3	0,2	3,66	1,33	0,73	0,27
SubTotal Mano de Obra:					5,96	2,02
558 Prestaciones Sociales:					33,26	0
Total General Mano de Obra:					41,24	
Costo Unitario de Mano de Obra:					0,11	

COSTO DIRECTO SUBTOTAL A:		6,53
15	Administración y Gastos Generales:	0,98
	SUBTOTAL B:	7,51
	10 Imprevisto Utilidad:	0,75
	SUBTOTAL C:	8,26
	0 Financiamiento:	0
	PRECIO UNITARIO SIN IMPUESTO:	8,26
	0 Impuesto (I.V.A.):	0
	0 Otros Impuestos:	0
	PRECIO UNITARIO (\$):	8,26

Tabla C.6 Partida No. 6

Obra: Techo para el auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la UDO

Contratante: UDO

Part. No.: 6 Fecha: 24/06/2024

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE Y COLOCACION DE LAMINAS DE PVC PARA CUBIERTAS DE TECHO, PERFIL ONDULADO. ACABADO LISO DE COLOR, ESPESOR = 1,2 MM

Rendimiento: 40

Código: E391 S/C Unidad: m2 Cantidad: 645,41

MATERIALES

No.	Descripción	Und.	Cant.	Desp.	Precio	Total
1	LAMINAS DE PVC E=1,2 MM	m2	1	5	7,6	7,98
2	CLAVOS DE 3" CAL.10	kgf	0,25	5	4,76	1,25
Total Materiales:						9,23

EQUIPOS

No.	Descripción	Cant.	Cop/Dep	Precio	Total
1	CINTA METRICA 3 MTS METALICA O SIMILAR	1	0,01	4,31	0,04
2	NIVEL DE 3 BURBUJAS 14" STANLEY	1	0,011	21,61	0,24
3	MARTILLO TIPO CARPINTERO BELLOTA O SIMILAR	2	0,02	23,35	0,93
4	SEGUETA AJUSTABLE (ARCO)	1	0,022	33,72	0,74
5	WINCHE CABRESTANTE CON MOTOR ELECTRICO	0,1	1	77,85	7,79
6	ESCUADRA METALICA ALUMINIO MARCA ESPN (60X40CM)	1	0,01	12,99	0,13
7	TALADRO 3/8" BOSCH 1800 RPM 450 W PERCUSION	0,5	0,003	259,53	0,39
8	SERRUCHO 26"	1	0,018	11,87	0,21
9	CAMIONETA FORD F-150	0,5	0,003956	29.585,78	58,52
Total Equipos:					68,99
Costo Unitarios Equipos:					1,72

Continuación Tabla C.6 Partida No. 6

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	OBRAERO DE IRA	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
2	AYUDANTE	0,2	3,52	1,33	0,7	0,27
3	MAESTRO DE OBRA DE IRA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2
4	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2
SubTotal Mano de Obra:					2,72	0,94
558 Prestaciones Sociales:					15,18	0
Total General Mano de Obra:					18,84	
Costo Unitario de Mano de Obra:					0,47	
COSTO DIRECTO SUBTOTAL A:					11,42	
15 Administración y Gastos Generales:					1,71	
SUBTOTAL B:					13,13	
10 Imprevisto Utilidad:					1,31	
SUBTOTAL C:					14,44	
0 Financiamiento:					0	
PRECIO UNITARIO SIN IMPUESTO:					14,44	
0 Impuesto (I.V.A.):					0	
0 Otros Impuestos:					0	
PRECIO UNITARIO (\$):					14,44	

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	OBRAERO DE IRA	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
2	AYUDANTE	0,2	3,52	1,33	0,7	0,27
3	MAESTRO DE OBRA DE IRA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2

4	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2	
					SubTotal Mano de Obra:	2,72	0,94
558					Prestaciones Sociales:	15,18	0
					Total General Mano de Obra:	18,84	
					Costo Unitario de Mano de Obra:	0,47	
					COSTO DIRECTO SUBTOTAL A:	11,42	
15					Administración y Gastos Generales:	1,71	
					SUBTOTAL B:	13,13	
10					Imprevisto Utilidad:	1,31	
					SUBTOTAL C:	14,44	
0					Financiamiento:	0	
					PRECIO UNITARIO SIN IMPUESTO:	14,44	
0					Impuesto (I.V.A.):	0	
0					Otros Impuestos:	0	
PRECIO UNITARIO (\$):						14,44	

Tabla C.7 Partida No. 7

Obra: Techo para el auditorio del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la UDO

Contratante: UDO

Part. No.: 7

Fecha: 24/06/2024

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE E INSTALACION DE CIELO RASO CON LAMINAS DE PVC E=8mm CON JUNTA VISIBLE, INCLUYE SUSPENSION

Rendimiento: 20

Código: E 419 S/C

Unidad: m2

Cantidad: 576

MATERIALES

No.	Descripción	Und.	Cant.	Desp.	Precio	Total
1	LAMINA FIBRA MACHIHEBRADO PVC, E=8MM, 6 X 0,30M	lam	0,56	5	13,05	7,67
2	PERFIL ALUMINIO PRINCIPAL CIELO RASO T-12' 3,66M	pza	1,64	5	10,72	18,46
3	PERFIL ALUMINIO TERCARIO CIELO RASO T-2' 0,60M	pza	3,34	5	0,9	3,16
4	ANGULO DE ALUMINIO CIELO RASO SUSPENSION SUJECION	m	1	5	1,28	1,34
5	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CAL. 12	kgf	0,1	5	5,3	0,56
6	FULMINANTE Y CLAVO PISTOLA HILTI O SIM	pza	2	5	0,36	0,76
7	PERFIL ALUMINIO BORDE P/CIELO RASO L-12' (3,66M)	pza	1,64	5	4,98	8,58
8	PERFIL ALUMINIO SECUNDARIO CIELO RASO T-4' 1,22M	pza	0,167	5	1,68	0,29

Total Materiales:	40,82
-------------------	-------

Continuación Tabla C.7 Partida No. 7

EQUIPOS

No.	Descripción	Cant.	Cop/Dep	Precio	Total
1	NIVEL, PLOMADA, ESCUADRA Y CINTA METRICA	1	0,009	46,77	0,42
2	PISTOLA DE FIJACION /CLAVOS HILTI DXA-41	1	0,009	865	7,79
3	HERRAMIENTAS MENORES	1	0,006	56,26	0,34
4	CUCHILLA CARTONERA	1	0,02	9,49	0,19
5	SEGUETA AJUSTABLE STANLEY (ARCO)	1	0,022	22,2	0,49
6	ESCALERA DE ALUMINIO T/TIJERA 7 TRAMOS	1	0,009	43,3	0,39
7	TALADRO 3/8" BOSCH 1800 RPM 450 W PERCUSION	1	0,003	259,53	0,78
8	TENAZA CRESCENT DE 8"	2	0,01	25,95	0,52
9	CAMIONETA FORD F-150	0,5	0,003956	29.585,78	58,52
10	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	1	0,0032	285,46	0,91
Total Equipos:					70,35
Costo Unitarios Equipos:					3,52

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2
2	MONTADOR -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
3	AYUDANTE TABULADOR CONSTRUCCION -N2	0,2	3,52	1,33	0,7	0,27
4	OBRERO DE 1RA -N1	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2
SubTotal Mano de Obra:					3,58	1,21
558 Prestaciones Sociales:					19,98	0
Total General Mano de Obra:					24,77	
Costo Unitario de Mano de Obra:					1,24	

EQUIPOS

No.	Descripción	Cant.	Cop/Dep	Precio	Total
1	NIVEL, PLOMADA, ESCUADRA Y CINTA METRICA	1	0,009	46,77	0,42
2	PISTOLA DE FIJACION /CLAVOS HILTI DXA-41	1	0,009	865	7,79
3	HERRAMIENTAS MENORES	1	0,006	56,26	0,34
4	CUCHILLA CARTONERA	1	0,02	9,49	0,19
5	SEGUETA AJUSTABLE STANLEY (ARCO)	1	0,022	22,2	0,49
6	ESCALERA DE ALUMINIO T/TIJERA 7 TRAMOS	1	0,009	43,3	0,39
7	TALADRO 3/8" BOSCH 1800 RPM 450 W PERCUSION	1	0,003	259,53	0,78
8	TENAZA CRESCENT DE 8"	2	0,01	25,95	0,52
9	CAMIONETA FORD F-150	0,5	0,003956	29.585,78	58,52
10	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	1	0,0032	285,46	0,91
Total Equipos:					70,35
Costo Unitarios Equipos:					3,52

MANO DE OBRA

No.	Descripción	Cant.	Jornal	Bono	Total Jornal	Total Bono
1	MAESTRO DE OBRA DE IRA -N9	0,15	5,18	1,33	0,78	0,2
2	MONTADOR -N5	0,2	4,32	1,33	0,86	0,27
3	AYUDANTE TABULADOR CONSTRUCCION -N2	0,2	3,52	1,33	0,7	0,27
4	OBRAERO DE IRA -N1	0,2	3,24	1,33	0,65	0,27
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0,15	3,94	1,33	0,59	0,2
SubTotal Mano de Obra:					3,58	1,21
558 Prestaciones Sociales:					19,98	0
Total General Mano de Obra:						24,77
Costo Unitario de Mano de Obra:						1,24

Continuación Tabla C.7 Partida No. 7

	COSTO DIRECTO SUBTOTAL A:	45,58
15	Administración y Gastos Generales:	6,84
	SUBTOTAL B:	52,42
10	Imprevisto Utilidad:	5,24
	SUBTOTAL C:	57,66
0	Financiamiento:	0
	PRECIO UNITARIO SIN IMPUESTO:	57,66
0	Impuesto (I.V.A.):	0
0	Otros Impuestos:	0
	PRECIO UNITARIO (\$):	57,66

HOJAS DE METADATOS

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

Título	Propuesta de armadura en techo liviano curvo para la construcción del techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar.
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código ORCID / e-mail	
Ramos Girón José Andrés	ORCID	
	e-mail	joseandres617@gmail.com
	e-mail	andr3s2121@gmail.com
	ORCID	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

propuesta
diseño
techo
anfiteatro
armadura
estructuras metálicas

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Área o Línea de investigación:

Área	Subáreas
Ingeniería Civil	Estructuras metálicas
	Armaduras para techos
Línea de Investigación:	

Resumen (abstract):

Resumen

El presente trabajo de grado consiste en elaborar una propuesta de diseño para el techo del anfiteatro del nuevo edificio de servicios estudiantiles de la Escuela de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Ciudad Bolívar. Dicho proyecto de nuevo edificio se enmarca dentro del macro proyecto de restauración y mejoramiento de las instalaciones del núcleo universitario, y la propuesta en cuestión para el anfiteatro de dicho edificio consiste en un techo compuesto por armaduras metálicas curvas de perfiles tubulares, cubiertas con láminas ligeras de policloruro de vinil (PVC). Para elaborar la propuesta se utilizó software de diseño asistido por computadora (CAD) para la elaboración de planos. Posteriormente la acción del viento fue estimada siguiendo las normas Covenin vigentes, se utilizó software de análisis estructural para calcular los valores de las solicitaciones sobre correas y elementos de las armaduras, reacciones y desplazamientos. La resistencia de los perfiles metálicos escogidos se verificó con la metodología de diseño de los Estados Límites, se diseñó las conexiones siguiendo la metodología vigente de diseño de conexiones de perfiles tubulares del American Institute of Steel Constuction (AISC) y finalmente se elaboró un presupuesto para conocer el costo estimado de la obra, concluyendo que la propuesta es viable para ser construida sobre el diseño original del edificio para el proyecto de recuperación.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código ORCID / e-mail										
Pérez Solano Rogelio	ROL										
		CA		AS		TU	X	JU			
	ORCID										
	e-mail	rperezs162@gmail.com									
e-mail											
Sequera Antonio	ROL										
		CA		AS		TU		JU	X		
	ORCID										
	e-mail	antonio.sequera@gmail.com									
e-mail											
Guevara Guevara Orlando	ROL										
		CA		AS		TU		JU	X		
	ORCID										
	e-mail	oguesa58@gmail.com									
e-mail											

Fecha de discusión y aprobación:

Año Mes Día

2024	12	12
------	----	----

Lenguaje: spa

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo
NBOTTG_RGJA2024

Alcance:

Espacial: CIUDAD BOLÍVAR, MUNICIPIO ANGOSTURA DEL ORINOCO, ESTADO BOLÍVAR, UNIVERSIDAD DE ORIENTE.

Temporal: 1 año

Título o Grado asociado con el trabajo: Ingeniero Civil

Nivel Asociado con el Trabajo: Pregrado

Área de Estudio: Departamento de Ingeniería Civil

Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado: Universidad de Oriente

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:


Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

RECIBIDO POR *[Signature]*
FECHA 5/8/09 HORA 5:30

Cordialmente,
[Signature]
JUAN A. BOLANOS CUNPEL
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009): “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

José A. Ramos Girón

Bachiller José Ramos
AUTOR


Ingeniero Rogelio Pérez
TUTOR