



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN MADERA PARA EL
TALLER-ESCUELA DEL PROGRAMA INSTITUCIONAL DE LA MADERA
(PIMA), UNI- RUPAP 2015**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborada por

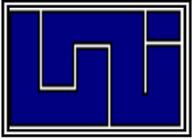
Br. Axel Ariel Sequeira Gutiérrez

Br. Francisco Gabriel Gutiérrez Parrales

Tutor

Msc. Ing. Carlos Antonio Gutiérrez Mendoza

Managua, Marzo 2017



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**



Managua, Nicaragua
08 de Noviembre de 2016

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba.
Decano FTC.

Sus Manos

Estimado Dr. Gutiérrez:

Por este medio hago de su conocimiento que he concluido la tutoría del trabajo de MONOGRAFIA titulado: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN MADERA PARA EL TALLER-ESCUELA DEL PROGRAMA INSTITUCIONAL DE LA MADERA (PIMA), UNI- RUPAP 2015”**; elaborado por los bachilleres AXEL ARIEL SEQUEIRA GUTIERREZ y FRANCISCO GABRIEL GUTIERREZ PARRALES, para optar al título de Ingeniero Civil.

Dicho trabajo fue desarrollado con absoluta independencia y concluyo que el documento es completo y apto para ser presentado por los sustentantes, para lo cual solicito se les programe fecha para realizar la Defensa del mismo.

Sin nada más que agregar, me despido,

Atentamente;

MSc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza
Docente Depto de Estructuras
Tutor

Cc/ Interesados
Archivo

AGRADECIMIENTO

Le agradecemos a nuestros padres, por haber impulsado nuestro deseo de superación; a nuestros abuelos, por sus infinitos consejos, consejos que conllevan de forma ininterrumpida por los caminos de la disciplina, honestidad, humildad, responsabilidad, el respeto y el sacrificio; caminos que una vez recorridos, nos muestran los verdaderos y únicos tesoros de la vida.

Por último, sin ser menos importantes, a todas aquellas personas que nos aconsejaron y que compartieron con nosotros su experiencia durante todo el tiempo que tardó la elaboración de este trabajo monográfico.

A nuestros padres y abuelos:

Únicas lumbreras que iluminan los caminos que decidimos andar

*Como árbol majestuoso
Que el camino al invariante sol buscó
Y que la luz intensa del inmenso astro encontró
Ustedes son
Abuelos queridos*

*Como fruto hermoso
De vivo color
Que sólo el agua más pura nutrió
De fuente cristalina
Por raíces de árbol paternal sorbida
Ustedes son
Mis queridos padres*

*Como infanta semilla
Que abriga la pulpa del fruto precioso
A la sombra de árbol majestuoso
Soy*

RESUMEN

El contenido que se desarrolla a lo largo de este documento presenta el procedimiento del diseño estructural de una nave industrial en madera, propiedad de la Universidad Nacional de Ingeniería, que albergará a todo el personal y maquinaria del programa institucional de la madera (PIMA). Para dicho diseño estructural se utiliza la norma norteamericana **National Desing Specification For Wood Construction 2012 (NDS)**, el diseño se realiza por los métodos que trata la especificación, uno es el de **Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)**; y el otro, es el **Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)**.

Primeramente, se propone un diseño geométrico de la armadura de techo que compondrá la estructura al igual que las dimensiones de las secciones de cada uno de los elementos estructurales que compondrán al edificio; esto, considerando los elementos de carácter no estructural (lámina de techo, cerramiento lateral, etc). Seguidamente, se determinan todas las cargas que actúan sobre la nave industrial (Carga muerta, carga viva, carga viva reducida y carga sísmica). Lo anterior se hace en base a las normas especificadas por el **Reglamento Nacional de la Construcción de 2007 (RNC-07)**. Se procede a realizar un análisis del comportamiento del marco de la nave industrial que se considera crítico por medio de un modelo bidimensional idealizado estructuralmente con el software **SAP 2000**. Con los datos de las fuerzas obtenidos por el análisis computacional, se diseñan los elementos estructurales que compondrán la superestructura; para lo cual, se hace uso de lo especificado en la NDS 2012.

Paralelamente a lo anterior, apoyados por el software de análisis y diseño estructural **RISA 3D**, se crea un modelo tridimensional para su posterior análisis y diseño por el único método de diseño de elementos de madera del cual está provisto el software, el método de los esfuerzos admisibles ASD.

Luego, se hace una comparación de la dimensiones de los miembros obtenidos por cálculos manuales (con los datos adquiridos por medio del **SAP**

2000) y los obtenidos computacionalmente (diseño realizado con el software **RISA 3D**).

Por último, siendo el diseño de los miembros de madera satisfactorio, se verifica que el comportamiento del edificio no sobrepase los límites definidos por la normativa del RNC-07.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

1.1.	Introducción	2
1.2.	Objetivos	3
1.3.	Justificación	4
1.4.	Antecedentes	6

CAPÍTULO 2

2.	Madera como material estructural	9
2.1.	Madera estructural	9
2.2.	Estructura interna de la madera	10
2.3.	Propiedades mecánicas de la madera	13
2.3.1.	Tensión paralela a las fibras	13
2.3.2.	Tensión perpendicular a las fibras	14
2.3.3.	Compresión paralela a las fibras	15
2.3.4.	Compresión perpendicular a las fibras	16
2.3.5.	Resistencia al corte paralelo a las fibras	16
2.3.6.	Resistencia a la flexión estática	17
2.3.7.	Propiedades mecánicas de algunas especies de madera según el Reglamento Nacional de la Construcción de 2007 (RNC-07)	18
2.4.	Métodos de Diseño	19
2.4.1.	Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)	19
2.4.2.	Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)	20

CAPÍTULO 3

3.	National Design Specification 2012	22
3.1.	Disposiciones y ecuaciones de diseño	23
3.2.	Miembros sometidos a flexión	23
3.2.1.	Ecuaciones de diseño para flexión	23
3.3.	Miembros sometidos a Cortante	24
3.4.	Miembros sometidos a Deflexión	24
3.5.	Miembros sometidos a compresión	25
3.5.1.	Clasificación de columnas	25
3.5.2.	Resistencia a la compresión paralela al grano	25
3.5.3.	Columnas sólidas. Factor de estabilidad de columnas, C_p	26
3.6.	Miembros sometidos a tensión	27
3.6.1.	Tensión paralela a las fibras	27
3.6.2.	Tensión perpendicular al grano	28
3.7.	Flexión y carga axial combinada	28
3.7.1.	Flexión y tensión axial	28
3.7.1.1.	Flexión y Compresión axial	29
3.8.	Factores de ajuste para madera aserrada	31

3.9. Conexiones Mecánicas	32
3.9.1. Conexiones de tipo pasador o dovela	32
3.9.1.1. Pernos	32
3.9.1.2. Pijas.....	33
3.9.1.3. Tornillos.....	34
3.9.1.4. Clavos y espigones.....	34
3.9.1.5. Pernos lisos y remaches.....	35
3.9.1.6. Otros conectores de tipo pasador o dovela	35
3.9.2. Valores laterales de diseño de referencia	36
3.9.2.1. Ecuaciones del límite de fluencia	36
3.9.3. Ajuste de los valores laterales de diseño de referencia	38

CAPÍTULO 4

4. Naves industriales y consideraciones de diseño	41
4.1. Nave industrial	41
4.1.1. Cerchas	42
4.1.2. Marcos	43
4.1.3. Arcos.....	44
4.2. Consideraciones para selección y diseño de armadura	45
4.3. Conexiones.....	47
4.3.1. Conexiones viga-viga	47
4.3.2. Conexiones viga-columna.....	48
4.3.3. Conexiones columna-base.....	49

CAPÍTULO 5

5. Metodología de análisis y diseño	51
5.1. Propuesta del diseño geométrico del Sistema estructural	51
5.2. Análisis estructural.....	53
5.2.1. Idealización de la estructura	53
5.2.2. Determinación de las cargas de análisis.....	54
5.2.2.1. Carga muerta.....	54
5.2.2.2. Carga viva máxima y carga viva reducida.....	54
5.2.2.3. Carga sísmica	55
5.2.3. Creación del modelo estructural en SAP2000	55
5.2.3.1. Aplicación de las cargas al modelo.....	56
5.2.4. Análisis estático lineal del modelo de la estructura	57
5.3. Dimensionamiento de los miembros de la estructura	57
5.4. Revisión.....	57

CAPÍTULO 6

6. Análisis estructural de la nave industrial	59
6.1. Descripción general del edificio seleccionado	59
6.2. Modelos estructural y consideraciones de análisis.....	60

6.2.1. Elementos no estructurales	60
6.2.2. Fundaciones	60
6.2.3. Sistema resistente a cargas laterales	61
6.2.4. Transmisión de cargas gravitacionales	61
6.2.5. Consideraciones para el análisis	61
6.2.6. Modelado en SAP2000	62
6.3. Sobrecargas de análisis	63
6.3.1. Carga Muerta	63
6.3.1.1. Peso de la lámina de la cubierta de techo	63
6.3.1.2. Peso del sistema fotovoltaico	63
6.3.1.3. Peso del material del cerramiento lateral.....	64
6.3.2. Carga viva.....	64
6.4. Condiciones de regularidad según el RNC-07	65
6.4.1. Simetría en planta	65
6.4.2. Relación de aspecto en elevación	65
6.4.3. Relación de aspecto en planta	66
6.4.4. Entrantes y salientes en planta	66
6.4.5. Presencia de sistemas de techo o piso rígido y resistente	66
6.4.6. Aberturas en planta.....	66
6.4.7. Regularidad del peso en elevación.....	67
6.4.8. Regularidad geométrica en elevación	67
6.4.9. Restricción lateral de las columnas	67
6.4.10. Regularidad de rigidez en elevación	68
6.4.11. Resistencia al corte	68
6.4.12. Excentricidad torsional	68
6.4.13. Resumen de cumplimiento de condiciones	68
6.5. Caracterización sísmica según el RNC-07	69
6.5.2. Factor de reducción por ductilidad	70
6.5.3. Factor de reducción por sobre resistencia	71
6.5.4. Factor de amplificación por tipo de suelo	71
6.5.5. Máxima aceleración espectral, S_d	72
6.5.6. Coeficiente sísmico, C	72
6.6. Justificación del tipo de análisis	73
6.7. Determinación de fuerzas sísmicas cortantes.....	73
6.7.1. Peso total de la estructura (Peso propio + Carga Muerta + Carga Viva Reducida)	74
6.7.2. Cálculo de la fuerza lateral.....	76

CAPÍTULO 7

7. Diseño de elementos estructurales	80
7.1. Clavadores de techo	80
7.1.1. Datos del elemento propuesto	81
7.1.2. Cálculo de los esfuerzos actuantes	81
7.1.3. Cálculo de la longitud efectiva L_e	83

7.1.4.	Factores de ajuste	83
7.1.4.1.	Factor de duración de carga CD	83
7.1.4.2.	Factor de servicio húmedo CM.....	84
7.1.4.3.	Factor de temperatura Ct	84
7.1.4.4.	Factor de tamaño CF	84
7.1.4.5.	Factor de uso de cara ancha Cfu	85
7.1.4.6.	Factor de corte Ci	85
7.1.4.7.	Factor de miembro repetitivo Cr.....	85
7.1.4.8.	Factor de rigidez al pandeo CT.....	85
7.1.4.9.	Factor de área de apoyo Cb	86
7.1.4.10.	Factor por efecto del tiempo λ	86
7.1.4.11.	Factor de estabilidad de viga CL.....	86
7.1.4.12.	Factor de estabilidad de columna CP	89
7.1.4.13.	Lista de valores de factores de ajuste.....	92
7.1.5.	Cálculo de los valores de los esfuerzos de diseño ajustados	92
7.1.6.	Chequeo por ecuación de interacción	83
7.1.7.	Chequeo por cortante	94
7.2.	Cuerda superior.....	96
7.2.1.	Datos del elemento propuesto	97
7.2.2.	Cálculo de los esfuerzos actuantes	97
7.2.3.	Cálculo de la longitud efectiva Le	98
7.2.4.	Factores de ajuste	99
7.2.4.1.	Factor de duración de carga CD	99
7.2.4.2.	Factor de servicio húmedo CM.....	99
7.2.4.3.	Factor de temperatura Ct	99
7.2.4.4.	Factor de tamaño CF	99
7.2.4.5.	Factor de uso de cara ancha Cfu	100
7.2.4.6.	Factor de corte Ci	100
7.2.4.7.	Factor de miembro repetitivo Cr.....	100
7.2.4.8.	Factor de rigidez al pandeo CT.....	100
7.2.4.9.	Factor de área de apoyo Cb	100
7.2.4.10.	Factor por efecto del tiempo λ	100
7.2.4.11.	Factor de estabilidad de viga CL.....	101
7.2.4.12.	Factor de estabilidad de columna CP	104
7.2.4.13.	Lista de valores de factores de ajuste.....	106
7.2.5.	Cálculo de los valores de los esfuerzos de diseño ajustados	106
7.2.6.	Chequeo por ecuación de interacción	107
7.2.7.	Chequeo por cortante	107
7.3.	Cuerda inferior	109
7.3.1.	Datos del elemento propuesto	109
7.3.2.	Cálculo de los esfuerzos actuantes	110
7.3.3.	Cálculo de la longitud efectiva	111
7.3.4.	Factores de ajuste	111
7.3.4.1.	Factor de duración de carga CD (sección 4.3.2 NDS 2012).....	111

7.3.4.2.	Factor de servicio húmedo CM.....	112
7.3.4.3.	Factor de temperatura Ct	112
7.3.4.4.	Factor de tamaño CF	112
7.3.4.5.	Factor de uso de cara ancha Cfu	112
7.3.4.6.	Factor de corte Ci	112
7.3.4.7.	Factor de miembro repetitivo Cr.....	112
7.3.4.8.	Factor de rigidez al pandeo CT.....	113
7.3.4.9.	Factor de área de apoyo Cb	113
7.3.4.10.	Factor por efecto del tiempo λ	113
7.3.4.11.	Factor de estabilidad de viga CL.....	113
7.3.4.12.	Lista de valores de factores de ajuste.....	116
7.3.5.	Cálculo de los valores de los esfuerzos de diseño ajustados	116
7.3.6.	Chequeo por ecuación de interacción del elemento propuesto	117
7.3.7.	Chequeo por cortante del elemento propuesto	118
7.4.	Columnas	120
7.4.1.	Datos del elemento propuesto	120
7.4.2.	Cálculo de los esfuerzos actuantes	121
7.4.3.	Cálculo de la longitud efectiva Le	122
7.4.4.	Factores de ajuste	123
7.4.4.1.	Factor de duración de carga CD	123
7.4.4.2.	Factor de servicio húmedo CM.....	123
7.4.4.3.	Factor de temperatura Ct	123
7.4.4.4.	Factor de tamaño CF	123
7.4.4.5.	Factor de uso de cara ancha Cfu	123
7.4.4.6.	Factor de corte Ci	124
7.4.4.7.	Factor de miembro repetitivo Cr.....	124
7.4.4.8.	Factor de rigidez al pandeo CT.....	124
7.4.4.9.	Factor de área de apoyo Cb	124
7.4.4.10.	Factor por efecto del tiempo λ	124
7.4.4.11.	Factor de estabilidad de viga CL.....	124
7.4.4.12.	Factor de estabilidad de columna CP	127
7.4.4.13.	Lista de valores de factores de ajuste.....	129
7.4.5.	Cálculo de los valores de los esfuerzos de diseño ajustados	130
7.4.6.	Chequeo por ecuación de interacción.....	130
7.4.7.	Chequeo por cortante	131

CAPÍTULO 8

8.	Diseño de conexiones.....	133
8.1.	Conexión de cumbrera	133
8.1.1.	Datos de la conexión propuesta.....	134
8.1.2.	Ecuaciones del límite de fluencia	135
8.1.2.1.	Resistencia al aplastamiento del miembro principal Fem	135
8.1.2.2.	Modos de fluencia	135

a) Modo de fluencia I_m	135
b) Modo de fluencia I_s	136
c) Modo de fluencia III_s	136
d) Modo de fluencia IV	137
e) Valor de la resistencia lateral de la conexión Z	138
8.1.3. Factores de ajuste	139
8.1.3.1. Factor de duración de carga, C_D	139
8.1.3.2. Factor de servicio húmedo, C_M	139
8.1.3.3. Factor de temperatura, C_t	139
8.1.3.4. Factor de acción grupal, C_g	139
8.1.3.5. Factor de geometría, C_Δ	141
8.1.3.6. Factor de fibra extrema, C_{eg}	142
8.1.3.7. Factor de diafragma, C_{di}	142
8.1.3.8. Factor de clavo de pie, C_{tn}	143
8.1.3.9. Factor de efecto del tiempo, λ	143
8.1.3.10. Lista de valores de factores de ajuste.....	143
8.1.4. Resistencia lateral ajustada Z'	144
8.1.5. Chequeo de la resistencia de la conexión.....	144
8.2. Conexión de cuerda inferior-columna	145
8.2.1. Datos de la conexión propuesta.....	146
8.2.2. Ecuaciones del límite de fluencia	147
8.2.2.1. Resistencia al aplastamiento del miembro principal F_e	147
8.2.2.2. Modos de fluencia	147
a) Modo de fluencia I_m	147
b) Modo de fluencia I_s	148
c) Modo de fluencia III_s	148
d) Modo de fluencia IV	149
e) Valor de la resistencia lateral de la conexión Z	150
8.2.3. Factores de ajuste	150
8.2.3.1. Factor de duración de carga, C_D	150
8.2.3.2. Factor de servicio húmedo, C_M	151
8.2.3.3. Factor de temperatura, C_t	151
8.2.3.4. Factor de acción grupal, C_g	151
8.2.3.5. Factor de geometría, C_Δ	153
8.2.3.6. Factor de fibra extrema, C_{eg}	153
8.2.3.7. Factor de diafragma, C_{di}	153
8.2.3.8. Factor de clavo de pie, C_{tn}	153
8.2.3.9. Factor de efecto del tiempo, λ	154
8.2.3.10. Lista de valores de factores de ajuste.....	154
8.2.4. Resistencia lateral ajustada Z'	155
8.2.5. Chequeo de la resistencia de la conexión.....	155
8.2.6. Chequeo de la soldadura propuesta	156
8.2.6.1. Propiedades de los elementos	157
8.2.6.2. Geometría de la soldadura.....	157

8.2.6.3.	Cálculo del tamaño de la pierna de la soldadura w	157
8.2.6.4.	Cálculo del espesor de garganta t_e	157
8.2.6.5.	Cálculo de la longitud efectiva L_w	158
8.2.6.6.	Cálculo de la resistencia de diseño de soldadura a cortante R_n	158
8.2.6.7.	Chequeo al corte de la soldadura	159
8.2.6.8.	Tamaño de soldadura mínimo para soportar flexión	160
6.3.6.7	Chequeo de longitud de soldadura	162
8.3.	Conexión columna-pedestal	163
8.3.1.	Datos de la conexión propuesta	164
8.3.2.	Ecuaciones del límite de fluencia	165
8.3.2.1.	Resistencia al aplastamiento del miembro principal F_e	165
8.3.2.2.	Modos de fluencia	165
a)	Modo de fluencia I_m	165
b)	Modo de fluencia I_s	166
c)	Modo de fluencia III_s	166
d)	Modo de fluencia IV	167
e)	Valor de la resistencia lateral de la conexión Z	168
8.3.3.	Factores de ajuste	169
8.3.3.1.	Factor de duración de carga, C_D	169
8.3.3.2.	Factor de servicio húmedo, C_M	169
8.3.3.3.	Factor de temperatura, C_t	169
8.3.3.4.	Factor de acción grupal, C_g	169
8.3.3.5.	Factor de geometría, C_Δ	171
8.3.3.6.	Factor de fibra extrema, C_{eg}	172
8.3.3.7.	Factor de diafragma, C_{di}	172
8.3.3.8.	Factor de clavo de pie, C_{tn}	172
8.3.3.9.	Factor de efecto del tiempo, λ	172
8.3.3.10.	Lista de valores de factores de ajuste	172
8.3.4.	Resistencia lateral ajustada Z'	173
8.3.5.	Chequeo de la resistencia de la conexión	173
8.3.6.	Chequeo de la soldadura propuesta	174
8.3.6.1.	Propiedades de los elementos	174
8.3.6.2.	Geometría de la soldadura	175
8.3.6.3.	Cálculo del tamaño de la pierna de la soldadura w	175
8.3.6.4.	Cálculo del espesor de garganta t_e	175
8.3.6.5.	Cálculo de la longitud efectiva L_w	175
8.3.6.6.	Cálculo de la resistencia de diseño de soldadura a cortante R_n	176
8.3.6.7.	Chequeo al corte de la soldadura	177
8.4.	Diseño de placa base y pernos de anclaje	178
8.4.1.	Cargas actuantes	178
8.4.2.	Cálculo de e y e_{crit}	179
8.4.3.	Chequeo de inecuación	179
8.4.4.	Cálculo de la longitud de aplastamiento Y y tensión del perno de anclaje T	181
8.4.5.	Cálculo de espesores mínimos de placa $t_{p_{req}}$	181

8.4.6. Chequeo de espesor de placa propuesto	183
8.4.7. Diseño de pernos de anclaje	183
8.4.7.1. Chequeo del diámetro del perno de anclaje	184
8.4.7.2. Chequeo de la longitud de embebimiento h_{ef}	186
8.4.7.3. Chequeo de la resistencia al arrancamiento del concreto para el grupo de pernos de anclajes.....	189

CAPÍTULO 9

9. Revisión de desplazamientos	191
9.1. Desplazamiento lateral	191
9.1.1. Desplazamientos laterales de la estructura.....	191
9.1.2. Calculo de los desplazamientos	192
9.1.3. Revisión de los desplazamientos.....	193
9.2. Desplazamiento vertical	194
10. Conclusiones	196
11. Recomendaciones	199
Bibliografía	201

ANEXOS

ANEXO A	
Planteamiento del problema.....	ii
ANEXO B	
Tablas y figuras consultadas.....	iii
ANEXO C	
Efectos de la fuerza de viento en la cubierta de techo	xii
ANEXO D	
Deducción de ecuación de predimensionamiento y predimensionamiento de los clavadores de techo.....	xxi
ANEXO E	
Determinación de las cargas transmitidas por los clavadores de techo	xxiv
ANEXO F	
Obtención de la fuerza de tensión total en los pernos de anclaje, excentricidad de la Carga de tensión, y de las áreas proyectadas de las superficies de falla en el concreto	xxvii
ANEXO G	
Análisis y diseño estructural en el software RISA 3D.....	xxxii



GENERALIDADES

CAPÍTULO 1



1.1. INTRODUCCIÓN

La madera fue probablemente el primer material usado para fines estructurales del hombre y, a través de varios siglos, ha seguido desempeñando un papel importante en la construcción de obras de diferente tipo. El creciente interés del hombre hacia la madera lo llevó a través de las diferentes etapas de la historia a buscar maneras cada vez más eficientes de usar este material en la construcción de obras civiles y militares. Esta necesidad en el siglo XVIII, época de la revolución industrial, condujo a la creación de escuelas politécnicas dedicadas al estudio de los materiales de construcción y al estudio de nuevos sistemas constructivos.

El interés hacia la madera no se ha perdido hasta nuestros días y es por eso que en nuestro país la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) como parte de su compromiso social, según su Informe de Autoevaluación Institucional (2014), proyecta la implementación de programas que estén orientados a vincular a los miembros de la comunidad universitaria con los temas, sectores y actores para incidir en el desarrollo nacional. Entre estos programas, el Programa Institucional de la Madera (PIMA) tiene como objetivo brindar formación técnica en el aprovechamiento eficiente de la madera a la comunidad universitaria y a la comunidad en general.

El material que se desarrollará en las siguientes páginas mostrará al lector el procedimiento de diseño estructural de la nave industrial donde se instalará todo el equipo y personal que serán parte del PIMA. El diseño de la nave industrial se realizará por cada uno de los dos métodos más usados a nivel del continente americano: el Método de factores de carga y resistencia y el Método de los esfuerzos admisibles (LRFD y ASD por sus siglas en inglés, respectivamente). Esto para mostrar las consideraciones en las que se basa cada método y la diferencia en los resultados que se obtienen de cada uno.

1.2. OBJETIVOS

Objetivo general:

- Diseñar una nave industrial en madera para las instalaciones del taller escuela del Programa Institucional de la Madera (PIMA), basándose en las normas estructurales nacionales e internacionales para su factibilidad.

Objetivos específicos:

- Estudiar los planos del taller escuela existentes para plantear un diseño estructural preliminar en madera del sistema resistente del edificio.
- Utilizar la normativa del RNC-07 para un conveniente análisis estructural de la propuesta planteada.
- Diseñar la estructura en madera propuesta haciendo uso de disposiciones norteamericanas y de los métodos de diseño estructural ASD y LRFD para la adecuada elección de las secciones transversales de los elementos de madera.
- Presentar un diseño estructural funcional para el personal docente y para el estudiantado del taller escuela mediante un adecuado proceso de diseño estructural.

1.3. JUSTIFICACIÓN

La realización del diseño estructural de la nave industrial en madera para el taller escuela del Programa Institucional de la Madera (PIMA) de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), surge con la iniciativa de resolver la problemática actual de la universidad, respecto a la falta de espacio laboral para el personal del programa. Durante las jornadas de trabajo se utilizan maquinarias bajo condiciones que ponen en riesgo la integridad física de los operarios.

El PIMA otorgará preparación tecnológica para incidir en el desarrollo y formación de los estudiantes de ingeniería de la UNI, basándose en la metodología de enseñanza “aprender haciendo”. En este sentido, los más beneficiados serán los estudiantes de las carreras universitarias que estén vinculadas con el estudio de la madera como materia prima y con los procesos industriales de producción. De igual manera, la sociedad en general podrá obtener los mismos beneficios y servicios en el aprovechamiento eficiente de la madera como parte del compromiso social de la universidad.

De lo anterior, se puede determinar que es de suma importancia para el PIMA (y para la UNI como institución) contar con un local que ofrezca las condiciones adecuadas a cada uno de los trabajadores que conforman el personal del programa, a la maquinaria, a la materia prima y a todas las personas que se beneficiaran del taller escuela.

La investigación que se pretende llevar a cabo proporcionará al PIMA una propuesta de diseño para la construcción de la nave industrial en madera de las instalaciones del taller escuela. Se elaborará un documento básico sobre el diseño de estructuras de madera, que servirá como base de consulta en la biblioteca de la UNI beneficiando a los estudiantes de ingeniería civil, profesionales afines y a todo el público interesado en la temática.

Es importante mencionar que existe poca información o estudios nacionales relativos al método de los esfuerzos admisibles ASD, por lo que esta investigación además de trabajar con el método LRFD también incluirá el método de diseño

antes mencionado, de manera que sirva de base para que el diseñador o la persona interesada se cree un criterio sobre cual método se adapta más a las demandas del constructor.

1.4. ANTECEDENTES

El autor Jacobo, Guillermo J. (2006) expresa en su artículo “Madera: material estructural y tecnológico con historia para el NEA”, el cual aborda el surgimiento de las instituciones dedicadas al estudio a un nivel tecnológico de los sistemas constructivos, que el desarrollo de las estructuras de madera depende de manera directa de la comprensión cabal de su “comportamiento estructural” y del real conocimiento que se tenga del material mismo, pues cuanto mayor son las luces estructurales a salvar, más necesario se hace optimizar la estructura proyectada.

En el mismo artículo se menciona que con el inicio de la “revolución industrial”, aproximadamente a mediados del siglo XVIII, se buscan nuevos caminos tecnológicos, pero con un material natural de relativamente simple elaboración como es el caso de la “madera”, en contraposición del uso de la técnica del mampuesto (ladrillos, piedras, etc.). Por esto, se realizan los primeros estudios sistemáticos y científicos sobre el comportamiento mecánico de los materiales de construcción.

Todo esto sucede en las “nuevas escuelas de artes y oficios” que devienen posteriormente en las famosas “Escuelas Politécnicas” donde se formaban los futuros técnicos de la construcción con una base académico-científica y se pudieron analizar diferentes situaciones tecnológicas constructivas desde el punto de vista mecánico. Las soluciones estructurales en madera se desarrollaron con gran intensidad debido a la gran experimentación de diferentes tipos de propuestas artesanales realizadas.

En el año 2008, en Nicaragua, los autores Vásquez, Olivas y Solís, estudiantes, para ese entonces, de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), realizaron la tesis monográfica titulada: “Diseño de una edificación de madera por el método de resistencia última”, en la que expresan que tal trabajo es un esfuerzo vanguardista debido a que existen pocos pasos o ninguno para adaptar los nuevos procedimientos del diseño en madera. De igual manera señalan que su investigación tiene como propósito mostrar una metodología de cálculo alternativa a la tradicional para que las personas relacionadas al ámbito del diseño estructural tengan

en ella un punto de referencia y un fundamento concreto para así crear un criterio acerca de la conveniencia del método LRFD aplicado a una edificación con las características particulares de la analizada.



MADERA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

CAPÍTULO 2



2. MADERA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

El diseño estructural de un edificio no sería posible sin el empleo de un factor básico y de suma importancia en cualquier ciencia aplicada. Tal factor ha sido concebido paralelamente al desarrollo mismo de la humanidad: conocimiento. Gracias a la sistematización del conocimiento de carácter estructural ha sido posible dar solución a diversos tipos de problemas que se presentan en la construcción de edificios. Para lograr un diseño confiable de cualquier estructura, es fundamental un conocimiento profundo del comportamiento mecánico de los materiales constructivos. Por tal razón, es obligatorio iniciar este documento con un capítulo en el que se describa el comportamiento de la madera ante cargas externas.

2.1. Madera estructural

La madera usada como material estructural en la construcción civil presenta un comportamiento diferente al de materiales como el acero o el concreto. De estos dos últimos es sabido que los esfuerzos internos inducidos por fuerzas externas resultan iguales en magnitud en cualquier dirección de análisis. Estas características hacen que tales materiales sean catalogados como materiales *isótropos*. La madera, por el contrario, no presenta este comportamiento, y los esfuerzos que se generan a lo largo de las fibras no resultan ser los mismos en todas las direcciones; por tal razón, la madera se define estructuralmente como material *anisótropo*. Tales propiedades provienen de la propia naturaleza de la madera y hacen que no existan dos elementos de madera que sean iguales en resistencia.

Lo anterior no ha sido impedimento para que la madera sea usada en la construcción de obras civiles como puentes o edificios de forma racional y no empírica, debido a que se han llevado a cabo numerosas pruebas a fin de obtener valores medios ciertos de las propiedades mecánicas para las especies importantes.¹

¹ Ver *Howard J. Hansen. Diseño moderno de estructuras de madera*. México: Continental S.A. 1972, pp. 21

2.2. Estructura interna de la madera

Antes de entrar en materia concerniente al comportamiento interno de la madera sometida ante cargas externas, es necesario conocer ciertos convenios que hacen del estudio de su comportamiento para fines constructivos algo menos tedioso.

Como se dijo anteriormente, la naturaleza propia de la madera hace que los esfuerzos internos no sean los mismos en todas las direcciones de análisis, es por ello que en el análisis de miembros estructurales se hace necesario definir ejes sobre los que se represente el comportamiento *anisótropo* del material. Estos ejes, al igual que las propiedades mecánicas, dependen de la estructura orgánica de la madera; por tal motivo, no está de más conocer su anatomía.

La madera se compone de celdillas alargadas cuya base es la celulosa. Las celdillas están cimentadas por lignina, y su ordenamiento afecta grandemente la apariencia y las propiedades de las diversas especies.² En la figura 1 se presenta la sección típica de la estructura interna de un árbol.

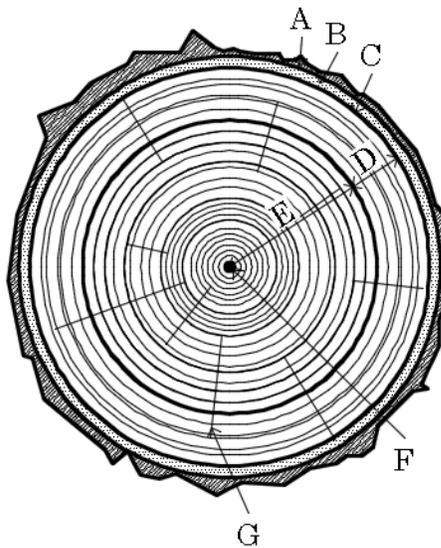


Fig. 1. Composición interna típica de un árbol

Cada una de las partes indicadas y sus funciones son:³

² *Ídem*, p. 12

³ *Ídem*, p. 12-13

A es la corteza, compuesta de tejidos secos muertos, y que sirve como coraza protectora.

B es el líber o corteza suave interior que sirve de conducto alimenticio desde las hojas hasta las otras partes del árbol.

C es una capa microscópica inmediatamente interior al líber, llamada cambium o cambio. Es aquí donde se forman las nuevas celdillas de corteza y leño.

D es la albura, en general de color claro. Su función consiste en conducir savia desde la raíz del árbol a las hojas.

E es el corazón, generalmente de color oscuro. Se forma por cambios graduales en la albura y es inactivo dentro del árbol.

F es la médula. Es aquí donde se lleva a cabo el crecimiento de leño nuevo para formar ramas.

G representa los rayos medulares que sirven para conectar las diversas partes del árbol para el almacenaje y movimiento de las sustancias alimenticias.

Cuando el árbol muere o es talado, las partes que proveen la materia para la fabricación de piezas son la albura y el corazón. Al realizar cortes para obtenerlas, las celdillas pueden quedar orientadas de diferentes formas. De esa configuración de las celdillas, o fibras de la madera, dependen las características mecánicas de la pieza. La apariencia de una pieza de madera destinada a uso estructural se presenta en la figura 2.⁴

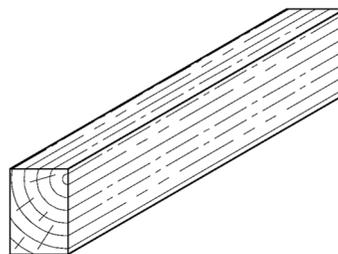


Fig. 2. *Pieza de madera*

⁴ Nótese la dirección de las fibras respecto al corte en la pieza de madera representada por la figura. La madera siempre es mucho más fuerte cuando se corta en la dirección de las fibras; por eso las tablas, postes y otros objetos para usos diversos se cortan de esta forma.

Como puede notarse en la figura 2, las líneas perpendiculares al plano que contiene a los anillos de crecimiento que están representados por los arcos circulares concéntricos, representan las fibras de la pieza de madera. Por otra parte, saltan a la vista las únicas tres posibilidades de aplicación de carga en el elemento: una en dirección paralela a las fibras de la madera y dos en la sección transversal, cada una paralela a las aristas que la limitan.⁵ Debido a esto, la naturaleza *anisótropa* de la madera en un elemento estructural puede ser representada por tres ejes. Por lo tanto, para todo fin práctico la madera puede ser considerada como *ortótropa*; o sea, como un material que tiene tres planos de simetría elástica, mutuamente perpendiculares entre sí.⁶ La figura 3 representa lo anteriormente explicado.

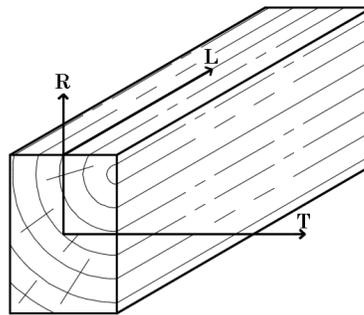


Fig. 3. Ejes ortogonales de la madera

La letra *L* representa el eje paralelo a las fibras de la pieza llamado *eje longitudinal*; la letra *R*, representa el *eje radial*; y la letra *T*, representa el *eje tangencial*.

Una vez conocida la nomenclatura de los ejes sobre los que se podrán representar de forma práctica los esfuerzos y deformaciones a lo largo de un miembro de madera, se puede proseguir con el estudio de los tipos de esfuerzos a los cuales se puede someter a un miembro estructural fabricado a base de este material.

⁵ Realmente existen un sinnúmero de posibilidades de aplicaciones de carga sobre un elemento, sin embargo, para fines estructurales se consideran solo estas tres.

⁶ Ver *Howard J. Hansen. Diseño moderno de estructuras de madera*. México: Continental S.A. 1972, pp. 59

2.3. Propiedades mecánicas de la madera

Al hablar de propiedades mecánicas de un material nos estamos refiriendo a los esfuerzos máximos soportados por un elemento sometido a cargas externas. Para materiales como el concreto o el acero estos esfuerzos pueden ser iguales en magnitud sin importar el punto de aplicación de la carga. Tales esfuerzos pueden ser de tensión, de compresión, de corte y de flexión.⁷ Para elementos de madera, por el contrario, se debe de considerar el punto de aplicación de la carga ya que en este material las resistencias y módulos de elasticidad en la dirección paralela a la fibra son mucho más elevados que en la dirección perpendicular.⁸ Para la madera los esfuerzos de tensión y compresión se pueden definir de la siguiente manera: tensión perpendicular a la fibra, tensión paralela a la fibra, compresión perpendicular a la fibra y compresión paralela a la fibra.⁹ Considerando todo lo anterior, en los siguientes incisos se presentan métodos para la obtención de las propiedades mecánicas de especies de madera.

2.3.1. Tensión paralela a las fibras

Para la obtención de esta propiedad, el elemento de madera es sometido a una fuerza axial de tensión aplicada cerca de sus extremos.¹⁰ Para esta prueba suelen usarse sujetadores, abrazaderas o tornillos de ajuste para transmitir la fuerza de una máquina de pruebas al miembro ensayado, ya que de esta manera se evita el deslizamiento durante la aplicación de la carga.¹¹ Suele ser superior a la acción de las demás acciones mecánicas.¹²

⁷ En realidad, existen más esfuerzos a los que puede estar sometido un elemento estructural. Sin embargo, para especies de madera estructural únicamente se consideran los esfuerzos mencionados.

⁸ Ver *Madera Generalidades*. (s.f.). Obtenido de http://infomadera.net/uploads/productos/informacion_general_2_Maderageneral.pdf, pp. 8

⁹ Las especies de madera también poseen dos tipos de módulos de elasticidad: uno perpendicular a las fibras y otro paralelo a las fibras. Sin embargo, en nuestro reglamento (RNC-07), y en cualquier otro, solo se puede contemplar uno de estos dos, el paralelo a las fibras. Lo mismo sucede con el esfuerzo al corte.

¹⁰ Ver ASTM. (2015). *Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Base Structural Material*. EE UU: ASTM, pp. 6

¹¹ *Ídem*

¹² Ver Fernández-Villegas, F. R., & Echenique-Manrique, R. (1991). *Estructuras de Madera*. México, D.F: EDITORIAL LIMUSA, S.A de C.V, pp.81

En la figura 4 se presenta la aplicación de una carga que genera tensión en el elemento de madera.¹³

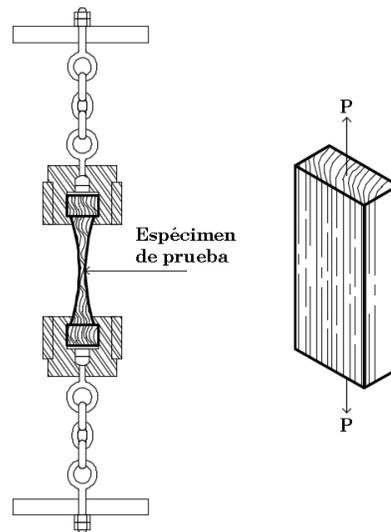


Fig. 4. Elemento de madera sometido a una fuerza tensora paralela a la dirección de las fibras

2.3.2. Tensión perpendicular a las fibras

Al igual que para la propiedad anterior, el espécimen se somete a una carga axial de tensión aplicada cerca de sus extremos.¹⁴ Es aproximadamente cuarenta veces menor que la resistencia paralela a las fibras.¹⁵ Una de las formas que tiene el espécimen y la aplicación de la fuerza de tensión sobre este se representan en la figura 5.¹⁶

¹³ Aunque esta imagen fue tomada de un documento que trata sobre ensayos en elementos de concreto, representa la forma de realizar la prueba en elementos de madera. Tomada de *Universidad de Oviedo*. (s.f.). Obtenido de [www.uniovi.es](http://www6.uniovi.es/usr/fblanco/TEMAII.2.8.MECANICAS.Ensayos.pdf): <http://www6.uniovi.es/usr/fblanco/TEMAII.2.8.MECANICAS.Ensayos.pdf>, pp. 4. Para imágenes sobre este ensayo en especímenes de paneles estructurales a base de plywood, ver ASTM. (2015). *Standard Test Methods for Structural Panels in Tension*. EE UU: ASTM

¹⁴ Ver ASTM. (2015). *Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Base Structural Material*. EE UU: ASTM, pp. 6

¹⁵ Ver Fernández-Villegas, F. R., & Echenique-Manrique, R. (1991). *Estructuras de Madera*. México, D.F: EDITORIAL LIMUSA, S.A de C.V, pp.82

¹⁶ Tomada de *Howard J. Hansen. Diseño moderno de estructuras de madera*. México: Continental S.A. 1972, pp. 30.

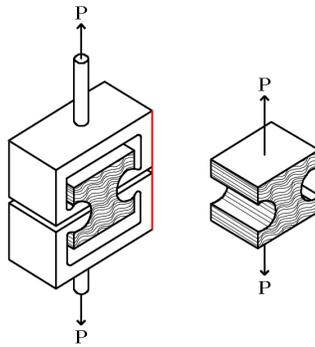


Fig. 5. Elemento de madera sometido a una fuerza tensora perpendicular a la dirección de las fibras

2.3.3. Compresión paralela a las fibras

Para la obtención de esta propiedad de las especies de madera, se usan máquinas capaces de transmitir fuerzas de compresión en combinación con bloques de apoyo para transmitir la carga de la máquina de pruebas al espécimen, de esta forma la carga se aplica uniformemente sobre la superficie de contacto, evitando la excentricidad de la fuerza.¹⁷ En la figura 6 se muestra un elemento de madera siendo ensayado en un laboratorio para la obtención de esta propiedad.¹⁸



Fig. 6. Ensayo para la obtención de la resistencia a la compresión paralela a las fibras

¹⁷ Ver ASTM. (2015). *Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Base Structural Material*. EE UU: ASTM, pp. 7

¹⁸ Tomada de *Evaluación de propiedades Físicas y Mecánicas de madera de Nothofangus Glauca (Hualo) proveniente de la zona de Cauquenes*. (2005). Obtenido de: http://dspace.utralca.cl/bitstream/1950/2305/1/diaz_mendez.pdf, pp. 38.

2.3.4. Compresión perpendicular a las fibras

Se determina igual que la propiedad del inciso anterior, con la única diferencia de que la orientación de las fibras debe de ser perpendicular a la dirección de la fuerza aplicada por la máquina de pruebas. Además, es importante que los anillos de crecimiento del espécimen se coloquen de forma vertical, específicamente, de forma paralela a la dirección de la carga.¹⁹ Un método de realizar este ensayo se muestra en la figura 7.²⁰



Fig. 7. Ensayo para la obtención de la resistencia a la compresión perpendicular a las fibras de una especie de madera

2.3.5. Resistencia al corte paralelo a las fibras²¹

En esta prueba la fuerza cortante se aplica sobre un labio.²² El bloque se coloca sobre una herramienta especial que tiene una placa que se coloca sobre el labio y

¹⁹ Ver *Howard J. Hansen. Diseño moderno de estructuras de madera*. México: Continental S.A. 1972, pp. 28

²⁰ Aunque el autor de esta fotografía en el documento donde la presenta define dimensiones de secciones rectangulares de 50 x 50 x 150 mm para probetas a ensayar, la imagen claramente muestra una de forma irregular. Es notorio, por otra parte, la dirección casi paralela a la que se orientaron los anillos de crecimiento de la sección transversal de la probeta. Obtenida de *Determinación de propiedades físicas y mecánicas de la madera de Pinus Maximinoi H. E. Moore, Alta Verapaz. Tesis de Grado*. (s.f.). Obtenido de: <http://recursosbiblio.url.edu.gt/tesisjcem/2015/06/22/Campos-Christian.pdf>, pp. 94

²¹ De la documentación publicada por la ASTM que se tenía al momento de la redacción de este capítulo sobre ensayos en madera (ASTM 2015 Volume 04.10 Wood), no se encontró ningún documento en el que se especificaran ni los procesos de ensayo, ni las dimensiones de las probetas usadas para la obtención de esta propiedad en elementos de madera aserrada. Por tal motivo, se optó por las fuentes presentadas.

²² Ver *Howard J. Hansen. Diseño moderno de estructuras de madera*. México: Continental S.A. 1972, pp. 29

enseguida se aplica una fuerza.²³ La realización de este ensayo en un espécimen que tiene las características que se plantean en el párrafo anterior, se muestra en la figura 8.²⁴



Fig. 8. Ensayo para la obtención de la resistencia a la compresión perpendicular a las fibras de una especie de madera

2.3.6. Resistencia a la flexión estática²⁵

El espécimen de prueba es simplemente apoyado y cargado con dos fuerzas concentradas ubicadas de forma equidistante de los apoyos.²⁶ La realización del ensayo en las instalaciones de un laboratorio para la obtención de la resistencia a la flexión estática y el valor del módulo de elasticidad, se muestra en la figura 9.²⁷

²³ *Ídem*

²⁴ Tomada de *Determinación de propiedades físicas y mecánicas de la madera de Pinus Maximinoi H. E. Moore, Alta Verapaz. Tesis de Grado.* (s.f.). Obtenido de: <http://recursosbiblio.url.edu.gt/tesis-jcem/2015/06/22/Campos-Christian.pdf>, pp. 95

²⁵ Existen tres tipos de pruebas para determinar el módulo de elasticidad de una especie de madera. Tomando el texto del documento de forma literal, estas son: Bending Edge-Wise, Bending Flat-Wise-Center-Point loading, y Bending Flat-Wise-Third-Point loading. El documento de la ASTM, especifica que el primero de los tres provee la información necesaria para determinar la resistencia a la flexión, sin catalogar la longitud del claro del espécimen; para los otros, especifica su aplicación para claros largos y para claros cortos, respectivamente. Ver ASTM. (2015). *Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Base Structural Material*. EE UU: ASTM, pp. 2-4

²⁶ *Ídem*, p. 2

²⁷ Tomada de Varios. (2008). *HANDBOOK 1: Timber Structures*. Leonardo da Vinci Projects, pp. 125. La imagen de la siguiente referencia muestra la forma especificada por la ASTM para la realización de este ensayo. Ver ASTM. (2015). *Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Base Structural Material*. EE UU: ASTM, pp. 2-6



Fig. 9. Ensayo para la determinación la resistencia a la flexión estática

2.3.7. Propiedades mecánicas de algunas especies de madera según el Reglamento Nacional de la Construcción de 2007 (RNC-07)

En nuestro país se han llevado a cabo estudios para determinar las características físicas y mecánicas de ciertas especies de madera que son usadas con fines estructurales.²⁸ Tales estudios han hecho posible que el RNC-07 asigne valores a las propiedades mecánicas de 11 especies para ser usados en el diseño de estructuras de madera; esas especies son presentadas en la siguiente tabla.²⁹

Especie de Madera	Flexión en Fibra Extrema F_b	Tensión Paralela al Grano F_t	Cortante Horizontal F_v	Compresión Perpendicular al Grano F_p	Compresión Paralela al Grano F_c	Módulo de Elasticidad E
Pochote	98	66	5	22	59	74,500
Pino	116	78	7	26	81	130,000
Cedro Real	85	57	5	19	60	80,000
Cedro Macho	70	47	4	15	49	64,000
Genízaro	85	57	5	19	60	76,000
Guanacaste	90	60	5	20	63	100,000
Guayabo	175	117	10	39	122	155,000
Laurel Hembra	115	77	7	25	80	90,000
Laurel Macho	130	87	8	29	91	150,000
Caoba	105	70	10	23	74	85,000
Roble	180	120	6	40	126	150,000

Tabla 1 Propiedades mecánicas de 11 especies de madera estructural según el RNC-07

²⁸ Para un ejemplo de estos estudios ver Laboratorio Tecnológico de la Madera "Olof Palme". (1986). *Descripción anatómica y propiedades físico-mecánicas de 10 especies de maderas Nicaragüenses*. Managua, Nicaragua: Instituto Nicaragüense de Recursos Naturales y del Ambiente (IRENA).

²⁹ Valores en Kg/cm². Ver Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2007). *Reglamento Nacional de la construcción*. Managua, Nicaragua: MTI, pp. 71

2.4. Métodos de Diseño

La etapa del análisis estructural es fundamental en el dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos que componen el sistema resistente de una edificación. En esta etapa el calculista asigna cargas a cada uno de los componentes del sistema estructural para luego estudiar su comportamiento. Una vez conocidas las magnitudes de los esfuerzos internos de los miembros, se procede a determinar las dimensiones de las secciones transversales que generen un elemento con resistencia suficiente para soportar las cargas impuestas en la etapa de análisis. Esto último se conoce como la etapa de diseño. Todo el conocimiento necesario que es usualmente usado en esta etapa se recoge en códigos, normas o especificaciones que basan sus procedimientos de diseño en las leyes que rigen el comportamiento de los materiales ante cargas externas. Por el motivo anterior, existen tres procedimientos que han sido derivados de los siguientes comportamientos: elástico, plástico y el que el material presenta cuando alcanza la resistencia última.

En la madera no está muy definido el comportamiento plástico, razón por la cual, para este material solo se han desarrollado dos métodos de diseño: el elástico y el basado en la resistencia última. Estos métodos de diseño son conocidos como *ASD (Allowable Stress Design)* y *LRFD (Load and Resistance Factor Design)*, respectivamente.

2.4.1. Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

Este método de diseño se basa en el comportamiento elástico de los materiales, por lo que los esfuerzos internos que soportan los elementos en condiciones de trabajo se calculan por medio de la teoría del comportamiento elástico. Estos esfuerzos, una vez calculados, se comparan con los esfuerzos admisibles, obtenidos por medio de ensayos de laboratorio y de métodos probabilísticos. Uno de los

contras de este método es que no permite conocer el comportamiento de la estructura cuando los esfuerzos y las deformaciones no siguen la ley de Hooke, comportamiento en el que es posible que se presente el colapso del sistema.³⁰

2.4.2. Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

En este método, la estructura se diseña para soportar cargas mayores a las que experimentará en condiciones de trabajo. Estas cargas de diseño se calculan al multiplicar las cargas a las que estará sujeta la estructura en condiciones de trabajo por factores de carga que son mayores a la unidad.³¹ En la lógica de diseño de este método se presenta una contradicción ya que los esfuerzos internos de los miembros estructurales se calculan siguiendo las leyes del comportamiento elástico, mientras que las resistencias de las secciones se determinan en base al comportamiento inelástico del material previo a la falla.³²

³⁰ En la lógica de este método se debe de entender el “colapso del sistema” como el momento en que el sistema ha alcanzado la fluencia, o sea, cuando las deformaciones generadas por los esfuerzos que inducen las fuerzas externas son permanentes.

³¹ Para ver los factores de cargas usados en la determinación de las cargas de diseño para las cuales se dimensionarán los elementos estructurales, ver *idem*, p. 13

³² Ver Óscar de Buen López de Heredia. (1990). *Estructuras de acero. Comportamiento y diseño*. México, D.F: EDITORIAL LIMUSA, S.A de C.V., pp. XXII.



NATIONAL DESIGN SPECIFICATION
2012

CAPÍTULO 3



3. National Design Specification 2012

En los incisos del capítulo anterior se plasmaron los conceptos básicos del comportamiento de la madera ante cargas externas. En los procesos de diseño, los valores de cada una de las propiedades mecánicas de una especie de madera, definidas por medio de experimentación y métodos estadísticos, son valores de referencia con los cuales deben de compararse los esfuerzos que experimentan los miembros estructurales en condiciones de trabajo. Se sabe que una viga, por ejemplo, es adecuada para resistir las fuerzas a las que se somete cuando el esfuerzo calculado, o actuante, es de magnitud inferior a los esfuerzos de referencia; este último, a veces multiplicado por ciertos factores que toman en cuenta las condiciones bajo las cuales se encuentra la estructura. Es, pues, necesario conocer las leyes que rigen el comportamiento interno de un elemento para poder predecir la respuesta interna del material y de esta forma llegar a concebir un diseño que además de funcional sea resistente a las sollicitaciones de cargas consideradas durante el análisis.

Una especificación que contiene la información necesaria para el diseño de una estructura de madera por medio del método elástico y de resistencia última es la National Design Specification de 2012 (NDS 2012), de la cual se muestran extractos a continuación. Estos extractos son necesarios en el cálculo de los esfuerzos actuantes en miembros estructurales para el diseño de las secciones transversales y en el cálculo de las fuerzas laterales que permiten el dimensionamiento de las conexiones entre elementos de madera. El contenido que aquí se traducirá, forma parte de las secciones 3 y 11 de la especificación, tituladas *Design Provision and Equations*¹ y *Dowel-Type Fasteners*, respectivamente.

¹ Nótese más adelante que estas ecuaciones, derivadas del comportamiento elástico de los materiales, son usadas para calcular los esfuerzos en cada uno de los métodos de diseño. Lo anterior genera la contradicción de la que se hablaba en el último inciso del capítulo anterior sobre la lógica del método de resistencia última.

3.1. Disposiciones y ecuaciones de diseño

El capítulo 3 establece las disposiciones generales de diseño aplicables a todos los miembros estructurales de madera y conexiones tratadas en esta especificación². Cada miembro estructural o conexión deberá poseer el tamaño y la capacidad suficiente para soportar las cargas aplicadas sin exceder los valores ajustados de diseño especificados aquí. Los valores de diseño de referencia y disposiciones de diseño aplicables a productos particulares de madera o conexiones son dados en otros capítulos de ésta especificación.

3.2. Miembros sometidos a flexión

El esfuerzo a la flexión o momento a la flexión actuante no deberán exceder el valor de diseño del momento a la flexión ajustado.

3.2.1. Ecuaciones de diseño para flexión³

El esfuerzo a la flexión actuante inducido por un momento flexionante, M , es calculado de la forma:

$$f_b = \frac{M_C}{I} = \frac{M}{S}$$

Para un miembro rectangular sometido a la flexión con base, b , y espesor, d , esto se convierte en:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2}$$

² A partir de aquí, cuando se usen los términos “esta especificación”, “definidos aquí” o similares o cuando se referencien capítulos deberá entenderse que se está refiriendo a la NDS 2012, excepto donde se especifique otro documento.

³ Para material adicional sobre las condiciones y el proceso de deducción de la forma general de esta ecuación, ver M. Gere, J., & P. Timoshenko, S. (1986). *Mecánica de Materiales*. México: Grupo Editorial Iberoamérica S.A de C.V. pp. 226-231.

Para un miembro rectangular sometido a la flexión con eje neutro perpendicular a la profundidad en el centro

$$I = \frac{bd^3}{12} = \text{Momento de Inercia}$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{bd^2}{6} = \text{Módulo de sección}$$

3.3. Miembros sometidos a Cortante⁴

El esfuerzo cortante actuante paralelo al grano inducido en un miembro de madera aserrada se calculará como se presenta:

$$f_v = \frac{VQ}{Ib}$$

Para un miembro rectangular sometido a una fuerza cortante V , de base b y espesor d , esto se vuelve:

$$f_v = \frac{3V}{2bd}$$

3.4. Miembros sometidos a Deflexión

Si la deflexión es un factor en el diseño, esta debe de ser calculada por los métodos estándar de la mecánica de materiales considerando deflexiones por momento y, cuando sea aplicable, deflexiones por cortante. La consideración de las deflexiones por cortante es requerida cuando el módulo de elasticidad de referencia no ha sido ajustado para incluir los efectos de la deflexión por cortante.

⁴ Para deducir la forma general de esta ecuación, se parte de la ecuación general para el cálculo de los esfuerzos de flexión en un miembro estructural. Ver *Ídem*, p. 242-247.

3.5. Miembros sometidos a compresión

Para propósitos de estas especificaciones, el término “columna” se refiere a cualquier tipo de miembro sometido a compresión, incluidos los miembros que forman parte de cerchas u otros componentes estructurales.

3.5.1. Clasificación de columnas

- Columna simple de madera. La columna simple de madera consiste en una pieza simple o de piezas correctamente encoladas para formar un solo miembro.
- Columnas espaciadas, unidas por un conector. Las columnas espaciadas están formadas por dos o más miembros individuales con sus ejes longitudinales paralelos, separados en los extremos y en los puntos medios de su longitud por medio de bloques y unidos en los extremos por anillos partidos o conectores de placas cortantes capaces de desarrollar la resistencia al cortante requerida.

3.5.2. Resistencia a la compresión paralela al grano

El esfuerzo o fuerza actuante paralela al grano no debe de exceder el valor ajustado de la compresión de diseño. El cálculo de f_c deberá basarse en la sección del área neta donde la sección reducida ocurre en la parte crítica de la longitud de la columna que está potencialmente sujeta al pandeo. Cuando la sección reducida no ocurre en la parte crítica de la longitud de la columna que está potencialmente sujeta al pandeo, los cálculos de f_c deberán de estar basados en la sección del área gruesa. Además, cuando f_c esté basado en la sección del área neta no deberá exceder el valor de la compresión de diseño paralela al grano multiplicada por todos los factores de ajuste aplicables, excepto el factor de estabilidad de la columna C_p .

3.5.3. Columnas sólidas. Factor de estabilidad de columnas, C_p .

- Cuando un miembro a compresión esta arriostrada en toda su longitud para prevenir los desplazamientos laterales en todas direcciones, $C_p = 1$.
- La longitud efectiva de la columna, l_e , para columnas solidas debe de ser determinada de acuerdo a los principios de la mecánica de materiales. Un método para determinar la longitud efectiva de la columna, cuando las condiciones de apoyo son conocidas, es multiplicar la longitud total de la columna por el factor de longitud efectiva apropiado.
- Para columnas solidas con sección transversal rectangular, la relación de esbeltez, l_e/d , debe de ser tomada como la mayor entre l_{e1}/d_1 y l_{e2}/d_2 (ver figura 10) donde cada relación ha sido ajustada por el coeficiente longitudinal de pandeo, K_c .
- La relación de esbeltez para columnas sólidas, l_e/d , no deberá de exceder el valor de 50, excepto que durante la construcción no deberá exceder de 75.
- El valor del coeficiente de estabilidad de la columna deberá de ser calculado como:

$$C_p = \frac{1 + F_{cE}/F'_c}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE}/F'_c)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE}/F'_c}{c}}$$

Donde

F'_c = Valor de referencia de la compresión de diseño paralela al grano multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables, excepto C_p .

$$F_{cE} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_e/d)^2}$$

$c^5 = 0.8$ para madera aserrada.

$c = 0.85$ para postes redondos de madera y pilotes.

$c = 0.9$ para madera laminada encolada estructural o piezas estructurales compuestas.

- Para condiciones especialmente severas de servicio y/o peligro extraordinario, el uso de valores de diseño bajos puede ser necesario.

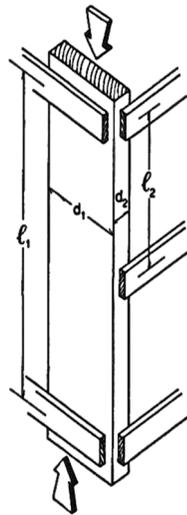


Fig. 10 Columna sólida

3.6. Miembros sometidos a tensión

3.6.1. Tensión paralela a las fibras

El esfuerzo actuante o fuerza a tensión paralela al grano deberá de calcularse basándose en la sección del área neta y no deberá de exceder el valor de la tensión de diseño ajustada.

⁵ Según la notación de la sección 1.6 de la especificación, c es la distancia del eje neutro a la fibra extrema. Ver American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, pp. 6

3.6.2. Tensión perpendicular al grano

Los diseños que inducen esfuerzos a la tensión perpendiculares al grano deberán ser evitados siempre que sea posible. Cuando los esfuerzos de tensión perpendiculares al grano no pueden ser evitados, el refuerzo mecánico suficiente para resistir todos los esfuerzos debe de ser considerado.

3.7. Flexión y carga axial combinada

3.7.1. Flexión y tensión axial

Los miembros sujetos a la combinación de flexión y tensión axial (ver figura 11) deberán proporcionarse de forma que:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1.0$$

Además:

$$\frac{f_b - f_t}{F''_b} \leq 1.0$$

Donde:

F'_b = Valor de referencia del diseño a la flexión multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables, excepto el factor C_L .

F''_b = Valor de referencia del diseño a la flexión multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables, excepto el factor C_V .

f_t, F'_t = Valores de la tensión de diseño de referencia y ajustada paralela al grano.

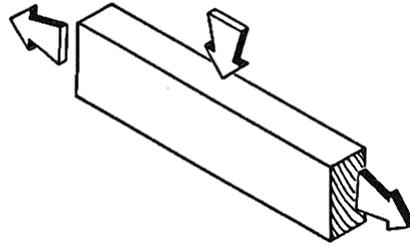


Fig. 11 Representación de la acción de fuerzas combinadas

3.7.1.1. Flexión y Compresión axial

Miembros sometidos a una combinación de flexión en uno o ambos ejes principales y a compresión axial (ver figura 12), deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\left[\frac{f_c}{F'_c} \right]^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1} [1 - (f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_{b2}}{F'_{b2} [1 - (f_c/F_{cE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2]} \leq 1.0$$

Además:

$$\frac{f_c}{F_{cE2}} + \left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}} \right)^2 < 1.0$$

Donde:

$$f_c < F_{cE1} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_{e1}/d_1)^2} \quad \text{Para flexión uniaxial o biaxial de canto}$$

Y

$$f_c < F_{cE2} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_{e2}/d_2)^2} \quad \text{Para flexión uniaxial o biaxial en la cara de mayor dimensión}$$

Y

⁶ A diferencia de la longitud efectiva, l_e , para columnas, la cual es calculada de acuerdo a las condiciones de apoyo del elemento, esta, que es para miembros sometidos a flexión y compresión, se calcula de acuerdo a las condiciones de carga. Las ecuaciones para la obtención de su valor se presentan en la tabla 3.3.3 de la especificación. Ver *idem*, p. 16

$$f_{b1} < F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{(R_B)^2} \quad \text{Para flexión biaxial}$$

f_{b1} = Esfuerzo a la tensión actuante en la cara de menor dimensión del miembro
(carga flexionante aplicada a la cara estrecha del miembro)

f_{b2} = Esfuerzo a la tensión actuante en la cara de mayor dimensión del miembro
(carga flexionante aplicada a la cara ancha del miembro)

d_2 = Cara estrecha del miembro (ver figura 12)

d_1 = Cara ancha del miembro (ver figura 12)

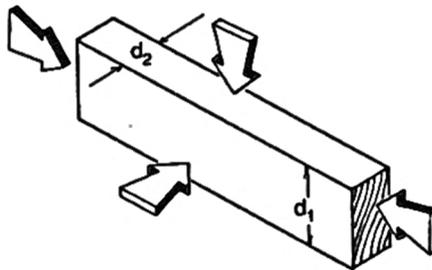


Fig. 12 Representación de las fuerzas combinadas y nomenclatura de las caras del miembro

3.8. Factores de ajuste para madera aserrada⁷

		Sólo ASD	ASD y LRFD										Sólo LRFD		
		Factor de duración de la carga	Factor de servicio húmedo	Factor por temperatura	Factor de estabilidad de viga	Factor de tamaño	Factor de uso plano	Factor de corte	Factor de miembro repetitivo	factor de estabilidad de columna	Factor de rigidez al pandeo	Factor de aplastamiento	Factor de conversión de formato	Factor de resistencia	Factor por efecto del tiempo
													KF	Φ	
$F_b' = F_b$	x	C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	-	-	-	2.54	0.85	λ
$F_t' = F_t$	x	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	-	-	-	2.70	0.80	λ
$F_v' = F_v$	x	C_D	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	2.88	0.75	λ
$F_{c\perp}' = F_b \perp$	x	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	C_p	-	-	2.40	0.90	λ
$F_c' = F_c$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	C_b	1.67	0.90	-
$E' = E$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	-	-	-
$E_{min}' = E_{min}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	C_T	-	1.76	0.85	-

Tabla 2 Factores de ajuste para madera aserrada

La tabla de ésta página muestra cada uno de los factores que se aplican a los esfuerzos de diseño de referencia para el cálculo de los esfuerzos ajustados en los métodos ASD y LRFD. Los esfuerzos calculados para todos los casos presentados en este capítulo no deben de exceder los esfuerzos ajustados calculados de acuerdo a lo especificado por la tabla. La sección 4.3 (ajuste de valores de diseño de referencia) de las especificaciones NDS de 2012 ofrece información más detallada sobre cada uno de los factores de ajuste.

⁷ Table 4.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Sawn Lumber. Ver *idem*, p. 29.

3.9. Conexiones Mecánicas⁸

El capítulo 10 aplica al diseño ingenieril de conexiones que usan pernos, pijas, anillos abiertos, platillos que trabajan a esfuerzo cortante, pernos lisos, clavijas, tornillos, clavos, espigones, remaches para madera, emparrillados con espigones, u otros pasadores en madera aserrada, madera laminada encolada, postes de madera, pilotes de madera, miembros estructurales compuestos, viguetas prefabricadas de madera, y paneles de madera estructural.⁹

3.9.1. Conexiones de tipo pasador o dovela¹⁰

El capítulo 11 aplica al diseño ingenieril de conexiones que usan pernos, pijas, tornillos, clavos, espigones, pernos lisos, remaches para madera, u otros pasadores en madera aserrada, madera laminada encolada, postes de madera, pilotes de madera, miembros estructurales compuestos, viguetas prefabricadas de madera, y paneles de madera estructural.

3.9.1.1. Pernos¹¹

Las uniones a bases de pernos han sido los tipos de uniones más antiguos y usados pese a que la capacidad de transmisión de carga en relación al consumo de acero es bastante reducida.¹² Un perno común con se muestra en la figura 13. En el funcionamiento de una unión pernada se producen tres fases distintas en la transmisión de fuerzas:¹³

⁸ Las conexiones tratadas por esta especificación se dividen en tres categorías, las de tipo dovela o pasador (Dowel-Tyoe Fasteners), llaves metálicas (Split ring and shear plate) y remaches para madera (timber rivets). Ver *ídem*, p. 71, 113, 139.

⁹ Ver American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, p. 62

¹⁰ Debido a que en nuestro país este tipo de conexiones -específicamente las que son a bases de pernos- son las de uso tradicional en la construcción con madera, son éstas las que se proponen en el diseño de la nave estructural tratada en este documento.

¹¹ La información e imágenes de los incisos 2. 9.1.1. hasta 2.9.1.2 no forman parte de la NDS 2012.

¹² Ver *Scribd*. (s.f.). Obtenido de Diseño de uniones de madera: <https://es.scribd.com/doc/15272096/Diseño-de-Uniones-de-madera>, p. 112

¹³ Ver *ídem*, p. 112-113

- a) En un comienzo, y especialmente para pernos fuertemente apretados, la unión trabaja por roce. Luego los pernos se ubican contiguos a la madera presionando los agujeros de la madera.
- b) Esta presión que inicialmente es uniforme en su distribución sobre la superficie del agujero, con el aumento de la carga se deja de ser uniforme debido al efecto flector que se produce en el perno, generándose concentraciones localizadas de tensiones en los bordes de la madera. El perno deformado se incrusta en la madera.
- c) Finalmente esta deformación de la perno es tal que los corrimientos que ha experimentado la unión superan ampliamente las de formaciones admisibles en uniones estructurales.



Fig. 13 Perno y tuerca

3.9.1.2. Pijas

Las pijas son mayormente usadas por su conveniencia, particularmente donde se hace difícil sujetar un perno o donde el uso de una tuerca sobre la superficie es problemático.¹⁴



Fig. 14 Algunos tipos de pijas

¹⁴ Ver Forest Product Laboratory. (1999). *Wood Handbook-Wood as an engineering material*. Madison, WI: U.S Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, pp. 7-11

3.9.1.3. Tornillos

Los tipos más comunes de tornillos para madera tienen cabezas planas, ovaladas y redondas.¹⁵ Los tornillos de cabezas planas son usualmente usados cuando se desea una superficie lisa.¹⁶ Los de cabeza oval y redonda son usados por su apariencia; además, los tornillos de cabeza redondeada son usados cuando el avellanado es problemático.¹⁷ Un tornillo común se muestra en la figura 15.



Fig. 15 Tornillo común

3.9.1.4. Clavos y espigones

Los clavos son los pasadores mecánicos más comúnmente usados en la construcción con madera.¹⁸ Los clavos en condición de trabajo resisten cargas de extracción, cargas laterales, o las dos fuerzas combinadas.¹⁹ Tanto la resistencia a la extracción y la resistencia lateral son afectadas por la madera, el clavo o las condiciones de uso.²⁰ Se muestran algunos tipos de clavos y espigones en la figura 16.



Fig. 16 Clavos y espigones

3.9.1.5. Pernos lisos y remaches

¹⁵ Ver *ídem*, p. 7-9

¹⁶ Ver *ídem*

¹⁷ Ver *ídem*

¹⁸ Ver *ídem*, p. 7-2

¹⁹ Ver *ídem*

²⁰ Ver *ídem*

Los pernos lisos son pasadores largos de hierro o acero, con o sin cabeza o punta.²¹ Es metido en un hueco perforado a través de un miembro de madera a otro adyacente, para impedir la separación de los dos elementos conectados y para transmitir cargas laterales.²² El agujero del segundo miembro deberá de taladrarse lo suficientemente profundo para prevenir que el pasador tope con la base.²³ Ejemplos de estos elementos se muestran en la figura 17.



Fig. 17 Perno liso y remaches

3.9.1.6. Otros conectores de tipo pasador o dovela

Cuando los tipos de conectores o los requerimientos de instalación de estos varíen de lo que se especifica en 11.1.3, 11.1.4, 11.1.5, 11.1.6, y 11.1.7, las disposiciones de 11.2 y 11.3 se permitirán en la determinación de los valores de diseño de extracción y de los valores de diseño laterales, respectivamente. Lo permitido, es para tomar en cuenta tal variación (10.1.1.3). Las distancias entre los ejes, a los bordes, y espaciamientos deberán de ser suficientes para prevenir las grietas en la madera.²⁴

²¹ Ver *ídem*, p. 7-9

²² Ver *ídem*

²³ Ver *ídem*

²⁴ Tomado de forma literal del texto de la NDS 2012. Ver American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, p. 74

3.9.2. Valores laterales de diseño de referencia²⁵

3.9.2.1. Ecuaciones del límite de fluencia²⁶

Los valor lateral de diseño de referencia, Z , para conexiones a cortante simple y cortante simétrico doble con conectores de tipo pasador o dovela deberá de ser el mínimo valor calculado del modo de fluencia usando las ecuaciones de la tabla 2²⁷ (ver figura 18 y Anexo B.9 de este documento). Donde:

- Las caras de los miembros conectados están en contacto.
- La carga actúa perpendicularmente al eje del pasador.
- Las distancias a los ejes, las distancias a los bordes, y el espaciamiento no son menores que las requeridas en 11.5.²⁸
- Para pijas, tornillos para madera, y clavos y espigones, la longitud de penetración del pasador, p , en el miembro principal de una conexión a cortante simple, o en el miembro lateral o secundario de una conexión a cortante doble es mayor o igual a p_{\min} .²⁹

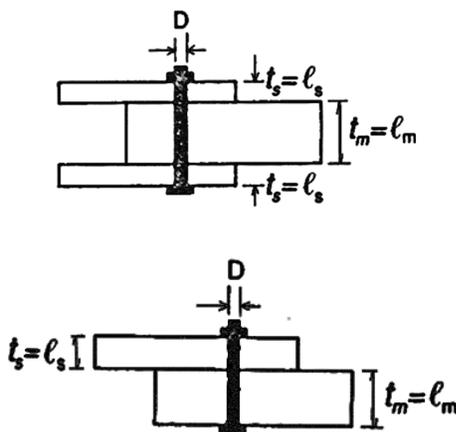


Fig. 18 Tipos de conexiones pernadas

²⁵ Ver American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, p. 78

²⁶ Ver *ídem*

²⁷ Ver *ídem* p. 79

²⁸ Ver *ídem* p. 84-86

²⁹ Ver *ídem* p. 72

Ecuaciones de límite de falla³⁰

Modo de Falla	Cortante Simple	Cortante Doble
I_m	$Z = \frac{DI_m F_{em}}{R_d}$	$Z = \frac{DI_m F_{em}}{R_d}$
I_s	$Z = \frac{DI_s F_{es}}{R_d}$	$Z = \frac{2DI_s F_{es}}{R_d}$
II	$Z = \frac{K_1 DI_s F_{es}}{R_d}$	N.A
III_m	$Z = \frac{K_2 DI_m F_{em}}{(2 + R_e)R_d}$	N.A
III_s	$Z = \frac{K_3 DI_s F_{em}}{(2 + R_e)R_d}$	$Z = \frac{2K_3 DI_s F_{em}}{(2 + R_e)R_d}$
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$

Tabla 3 Ecuaciones para el cálculo de la resistencia lateral de conexiones a cortante doble y simple

Donde

D = Diámetro del conector, in

F_{yb} = Límite de fluencia del acero del conector, psi

R_d = Término de reducción (de la tabla 11.3.1B de la NDS 2012).

R_e = F_{em}/F_{es}

R_t = I_m/I_s

I_m = Longitud de aplastamiento del miembro principal, in.

I_s = Longitud de aplastamiento del miembro lateral, in.

F_{em} = Resistencia al aplastamiento del miembro principal, psi (de la tabla 11.3.3 de la NDS 2012).

F_{es} = Resistencia al aplastamiento del miembro lateral, psi (de la tabla 11.3.3 de la NDS 2012).

³⁰ Table 11.3.1A Yield Limit Equations de la NDS 2012. Ver *ídem* p. 79

3.9.3. Ajuste de los valores laterales de diseño de referencia³¹

Los valores de diseño (Z , W) deberán de multiplicarse por todos los factores de ajuste aplicables para determinar el valor de diseño ajustado (Z' , W'). La tabla 4 especifica los valores de ajuste que se aplican a los valores de diseño de referencia (Z) y los valores de extracción de referencia (W) para cada tipo de pasador. La carga actuante en la conexión no deberá de exceder el valor de diseño ajustado (Z' , W') para la conexión.

³¹ Sección 10.3 De la NDS 2012. Ver *ídem* p. 63

Factores de Ajuste para Conexiones³²

	Sólo ASD	ASD y LRFD										Sólo LRFD		
		Factor de duración de la carga	Factor de servicio húmedo	Factor por temperatura	Factor por acción de grupo	Factor de geometría	Factor por profundidad de penetración	Factor de fibra extrema	Factor de placa metálica lateral	Factor de diafragma	Factor de clavo en el extremo	Factor de conversión de formato	Factor de resistencia	Factor por efecto del tiempo
												KF		
Cargas Laterales														
Pasadores tipo clavija (e.g. pernos, tornillos, clavos y grapas)	$Z' = Z$ X	C_D	C_M	C_t	C_g	C_{Δ}	-	C_{eg}	-	C_{di}	C_{tn}	3.32	0.65	λ
Conectores anillos partidos y placas a cortante	$P' = P$ X	C_D	C_M	C_t	C_g	C_{Δ}	C_d	-	C_{st}	-	-	3.32	0.65	λ
	$Q' = Q$ X	C_D	C_M	C_t	C_g	C_{Δ}	C_d	-	-	-	-	3.32	0.65	λ
Remaches de madera	$P' = P$ X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	C_{st}^4	-	-	3.32	0.65	λ
	$Q' = Q$ X	C_D	C_M	C_t	-	C_{Δ}^5	-	-	C_{st}^4	-	-	3.32	0.65	λ
Placas dentadas	$Z' = Z$ X	C_D	C_M	C_t	-	C_{Δ}	-	-	-	-	-	3.32	0.65	λ
Cargas por acción de extracción														
Clavos, grapas, tornillos y tirafondos	$W' = W$ X	C_D	C_M^2	C_t	-	-	-	C_{eg}	-	-	C_{tn}	3.32	0.65	λ

Tabla 4 Factores de ajuste para conexiones

³² Table 10.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Connections de la NDS 2012. Ver *ídem* p. 64



NAVES INDUSTRIALES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

CAPÍTULO 4



4. Naves industriales y consideraciones de diseño

El contenido de los capítulos anteriores nos mostró todo el material necesario para poder concretar de forma estructural la concepción de cualquier diseño arquitectónico en el que se haya considerado a la madera como material de construcción. Teniendo las leyes que rigen el comportamiento del material y las que rigen el diseño de los elementos estructurales que compondrán el sistema resistente, solo resta definir el tipo de estructura que se va a analizar para su posterior diseño. El tipo de estructura que se definirá para analizar y diseñar en los siguientes capítulos, a como se indica en la portada de este documento, es una nave industrial. Debido al carácter pedagógico de este trabajo es obligatorio que el lector conozca la finalidad de tales estructuras, cuales son las diferentes formas en las que estos sistemas se pueden estructurar, y cuáles son los criterios que deben de considerarse en la selección de cada uno de sus elementos.

4.1. Nave industrial

El propio nombre de estas estructuras nos da una idea de la finalidad de su construcción. Es sabido que en la industria, sea esta agropecuaria, constructiva, ganadera, etc., se necesita infraestructura en la que se pueda almacenar materia prima o producción; además, a algunas se les hace necesario un lugar donde se puedan desarrollar las labores productivas. Combinando un punto de vista funcional y constructivo, podemos decir que una nave industrial es un conjunto de elementos que se combinan para la construcción de grandes almacenes, talleres, etc.¹ Para definir la forma de estas edificaciones, a menudo se

¹ Ver *Análisis y Diseño Estructural de una Nave Industrial para una Planta de Reciclaje de Desechos Sólidos, bajo efectos de Sismo y Viento con el Criterio del Reglamento de Construcciones del D.F. y sus N.T.C. y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.* (s.f.). Obtenido de <http://tesis.ipn.mx/bitstream/handle/123456789/4197/ANALISISYDISENO.pdf>, pp. 6.

requieren varios estudios independientes de diferentes soluciones antes de decidir cuál es la más apropiada.² Ejemplo de una nave industrial es la que se presenta en la figura 19.



Fig. 19 Nave industrial

Como puede notarse, estructuralmente, una nave industrial consta de un elemento horizontal (en la imagen con cierto grado de inclinación) que cubre longitudes que se desean libres de obstáculos, y que éste se une a dos miembros verticales para la transmisión de las fuerzas que se generan en él. Los diferentes sistemas que pueden emplearse para la configuración de una nave industrial se presentan en los siguientes incisos.³

4.1.1. Cerchas

Este tipo de sistema es una alternativa ideal para la sustitución de una viga destinada a cubrir claros grandes. Lo anterior es debido a que las diferentes formas de configuración geométrica hacen que las deflexiones de esta sean menores. Puede definirse como una estructura de entramado, es decir, compuesta por varios elementos lineales menores o barras, que están articulados

² *Ídem*

³ Los sistemas comúnmente usados para la configuración del sistema resistente de una nave industrial pertenecen a los llamados sistemas planares. Ver Poblete Arredondo, C., & Hempel Holzapfel, R. (s.f.). *Edificación en Madera. Cuaderno N° 7: Sistemas Estructurales en Madera*. Bío-Bío, Chile: A. Pinto, pp. 4.

entre sí.⁴ Su trazado geométrico está constituido por triángulos que son los que aseguran la indeformabilidad de la estructura.⁵ La disposición de los elementos menores o barras se traza de acuerdo a los claros que se desean cubrir. Ejemplo de cerchas que forman parte de una nave industrial se muestra en la figura 20.



Fig. 20 Armadura de la estructura de techo de un edificio de acero

4.1.2. Marcos

Este tipo de solución es de frecuente uso en estructuras de luces mayores por su simplicidad en el diseño y construcción ya que está conformado por vigas y columnas que se conectan mediante una unión rígida.⁶ Este sistema se caracteriza porque funciona como una unidad; cuando en él actúan cargas verticales, tanto en los elementos verticales como en los horizontales se generan esfuerzos de flexión y compresión. Cuando las cargas son horizontales, estas se distribuyen a las columnas por medio del elemento horizontal, generándose en todo el sistema esfuerzos de flexión.⁷ La figura 21 nos presenta la construcción de un marco de acero.

⁴ *Ídem*, p. 19

⁵ *Ídem*

⁶ *Ídem*, p. 20

⁷ *Ídem*, p. 21



Fig. 21 Marco de acero en construcción

4.1.3. Arcos

El arco utiliza el material de forma eficiente, ya que las cargas aplicadas generan principalmente compresión axial en todas las secciones transversales.⁸ Al igual que los marcos constituye una envolvente total del espacio y no requieren soportes laterales como en el caso de las vigas y las cerchas.⁹ La ventaja del arco, con respecto al marco, es que sus esfuerzos se van desplazando en una línea continua curva hacia los apoyos y no requiere cambiar de giro, como es el caso en el nudo de encuentro entre pilar y viga del marco.¹⁰ Un arco de madera laminada encolada se puede apreciar en la figura 22.



Fig. 22 Arco estructural de madera

⁸ M. Leet, K., & Uang, C.-M. (2006). *Fundamentos de análisis estructural*. México: Ingramex, pp. 235.

⁹ *Ídem*, p. 21

¹⁰ *Ídem*

4.2. Consideraciones para selección y diseño de armadura

A como se podrá ver en capítulos posteriores, la configuración de la nave industrial que se analiza y diseña en este documento por medio de la norma NDS de 2012 consta de una armadura soportada por columnas en sus apoyos; por lo cual, es necesario mostrar ciertas consideraciones que deben tomarse en cuenta a la hora de definir la configuración del sistema que se adecue más a las necesidades de la construcción. En el inciso 4.1.1 se mencionaba que la disposición de las barras que forman parte de la cercha depende de la longitud del claro que se quiere cubrir. Sin embargo, el claro es solo uno de los varios factores que se deben de considerar en la selección de un tipo de armadura. Los factores que se deben de considerar se resumen a continuación.

a) Contorno o perfil de techo

Esto generalmente se determina por requerimientos arquitectónicos.¹¹

b) Material

Este factor es decisivo en la relativa facilidad con la que se construyen las estructuras. Debido a la dificultad en el diseño de conexiones, muchas armaduras son prácticas solamente cuando se fabrican de acero.¹² Hay ocasiones en las que los aspectos arquitectónicos influyen más en la decisión del tipo de material de la estructura. Una armadura que vaya a quedar expuesta a la vista de mucha gente, como ocurre frecuentemente en la arquitectura religiosa, se construye invariablemente de madera.¹³

c) Claro

El claro de la armadura determinará el número de paneles; y el número de divisiones de la cuerda superior determina, en cierto grado, el tipo de

¹¹ Parker, H. (1972). *Diseño simplificado de armaduras de techo para arquitectos y constructores*. México: LIMUSA, pp. 67

¹² *Ídem*, pp. 68

¹³ *Ídem*

armadura que se usará.¹⁴ Algunos tipos de armadura son más económicos que otros; respecto a esto la experiencia y las consideraciones prácticas constituyen la mejor guía.¹⁵

d) Inclinación

Una armadura con menor inclinación tiene mayores esfuerzos comparada con una armadura similar del mismo claro y mayor inclinación.¹⁶ Algunos tipos comunes de armaduras para techos se muestran en la figura 23.

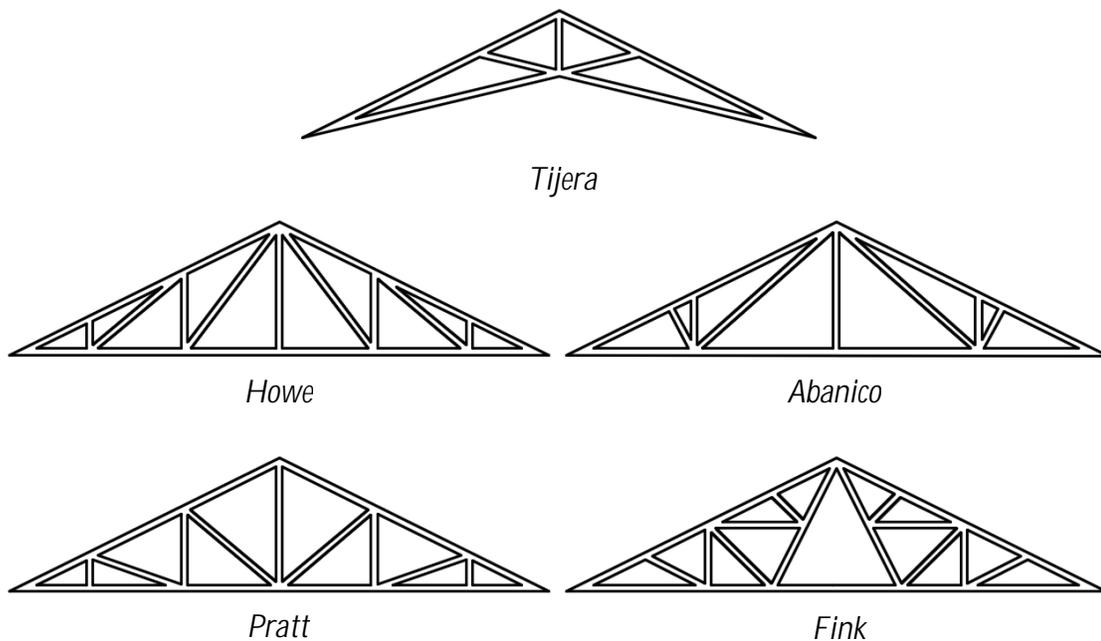


Fig. 23 Configuración geométrica de diferentes tipos de armaduras

En particular, la armadura de tijera puede usarse para claros pequeños que requieren altura libre superior; la armadura Howe y Pratt se usan para claros

¹⁴ Ídem

¹⁵ Ídem

¹⁶ Ídem

de techo moderado, de entre 18 m y 30 m.¹⁷ Si se requieren claros mayores para soportar el techo, pueden usarse la armadura de abanico o la armadura Fink.¹⁸ Cuando piensa colocarse un techo plano o casi plano, suele usarse la armadura Warren.¹⁹

4.3. Conexiones

El tener un conocimiento cabal de los tipos de conectores para poder hacer una selección adecuada de estos a la hora del diseño no es todo lo necesario para que después de culminada esa etapa obtengamos una conexión cuyo desempeño sea seguro. Por el motivo anterior, se nos hace necesario conocer algunas prácticas comunes que se deben de considerar durante la fase de configuración de las conexiones entre elementos de madera. Se presentaran en los siguientes incisos extractos de la sección 10 del ASD/LRFD Manual for Engineered Wood Construction de 2012, concernientes a las practicas comunes y correctas de las conexiones mecánicas.²⁰

4.3.1. Conexiones viga-viga

Muchas variaciones de este tipo de conexiones son posibles. Cuando los miembros son planos y sus partes superiores están perfectamente parejas, la conexión es bastante limpia. Las pendientes y los desalineamientos requieren atención especial para las dimensiones de fabricación; las conexiones bien diseñadas proveen espacio adecuado para insertar pernos u otros conectores y también para poder ajustarse con una llave mecánica. Algunas prácticas correctas para la conexión de este tipo de miembros se presentan en la figura 24.²¹

¹⁷ Ver Hibbeler, R.C. (1997). *Análisis Estructural*. México: PRENTICE-HALL HISPANOAMERICANA, S.A., pp. 82

¹⁸ *Ídem*

¹⁹ *Ídem*

²⁰ Ver American Forest and Paper Association & American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD Manual for Engineered Wood Construction*. United Sates of America: American Wood Council, pp. 59-69.

²¹ Todas las imágenes sobre las prácticas comunes de conexiones de elementos estructurales de madera han sido tomadas de la sección 10 del Manual de la NDS de 2012. Ver *Ídem*

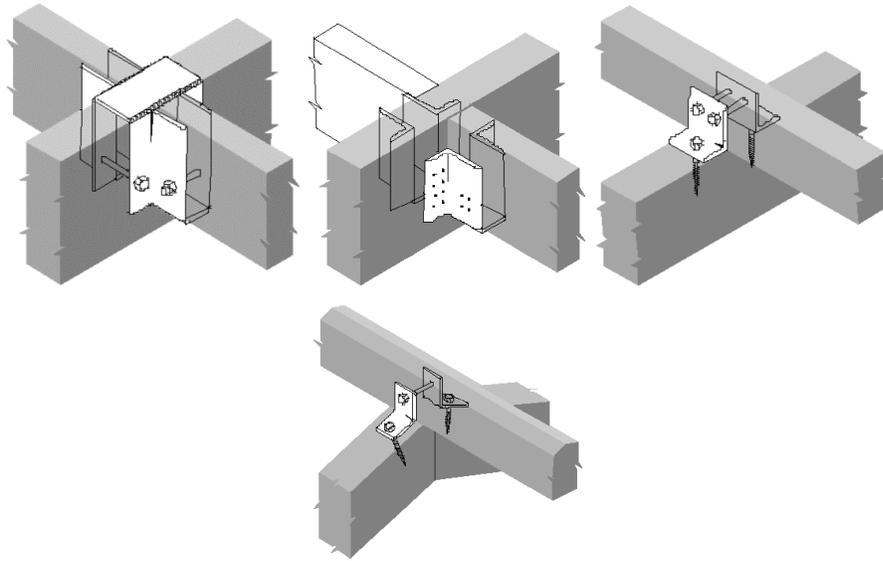


Fig. 24 Prácticas comunes y correctas en la conexión viga-viga

4.3.2. Conexiones viga-columna

Todas las conexiones de este tipo deben de mantener a la viga en su lugar en el extremo superior de la columna. La transferencia de cortante es razonablemente fácil de conseguir. Algunas de estas conexiones también deben de poder soportar el levantamiento de la viga. Finalmente, en los casos en los que la viga en el tope de la columna es discontinua, más que procurar la continuidad de esta, podría requerirse la transferencia de fuerzas a lo largo de la discontinuidad.

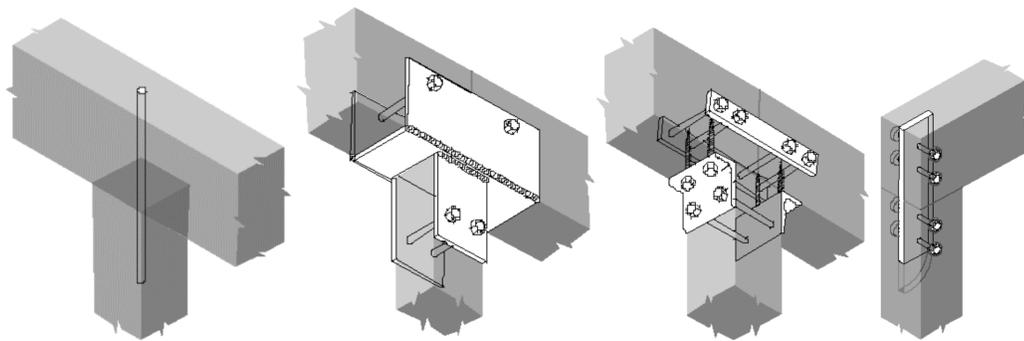


Fig. 25 Prácticas comunes y correctas en la conexión viga-columna

4.3.3. Conexiones columna-base

Debido que esta es la base de la estructura, es posible que se presente humedad en la columna proveniente de alguna fuente. La experiencia ha comprobado que en este tipo de conexiones, cuando en la base se presenta una caja de acero que cubre hasta cierta altura el perímetro de la base de la columna, esta puede recolectar humedad que puede llevarla a la pudrición.

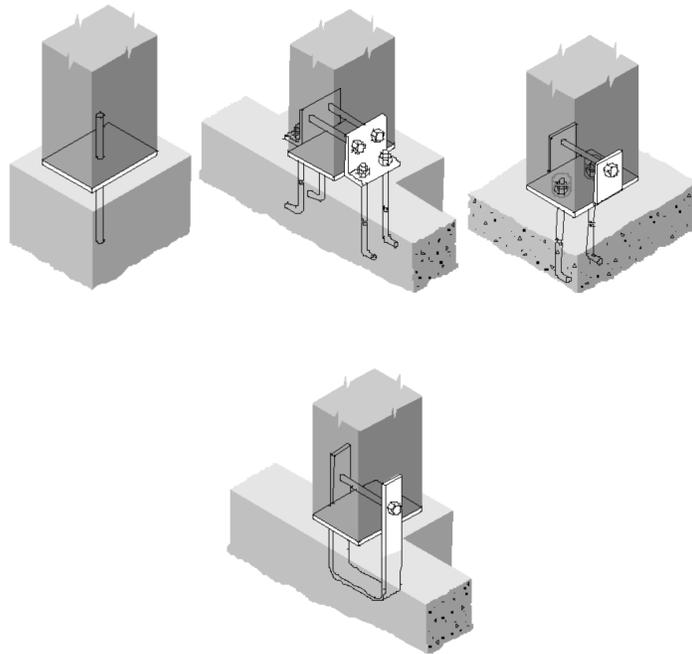


Fig. 26 Prácticas comunes y correctas en la conexión columna-base



METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO

CAPÍTULO 5



5. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Este capítulo mostrará al lector de forma sintetizada el procedimiento de análisis y diseño estructural que se desarrollará en los capítulos posteriores. Hasta este punto ya se tiene un conocimiento básico sobre el proceso con el que una estructura de madera se concreta de forma estructural; sin embargo, aún teniendo todas las referencias necesarias para lograr tal fin, este ha sido esbozado de forma superficial y desorganizada. Por tal razón, es el objetivo principal de los siguientes incisos crear una especie de paso a paso del proceso de diseño estructural de la nave industrial y al mismo tiempo mostrar en qué etapa del proceso determinadas normas y reglamentos deben de abordarse. Sin más que agregar, comenzaremos con justificar la selección del tipo de sistema de la estructura de techo que se ha elegido para el edificio.

5.1. Propuesta del diseño geométrico del Sistema estructural

El sistema estructural que se propone para la construcción de la nave industrial del PIMA pertenece a los llamados sistemas planares. El sistema de la estructura de techo se compondrá de una cercha de tipo Fink de 8 paneles apoyada sobre columnas rectangulares. Todos los elementos serán piezas fabricadas con madera aserrada (pino)¹ considerando el contenido de humedad menor al 19%, suponiendo condiciones ideales de trabajo ya que de esta forma las propiedades mecánicas de la especie de la madera no se verán afectada en gran medida. La selección del tipo de cercha que formará parte del sistema se basó en la consideración de los siguientes factores:

¹ Aunque el RNC-07 en la tabla 5A de sus anexos presenta dos especies de pino que son ocote y caribe; y que para propósitos del diseño estructural de la nave industrial tratada en este documento se usó una densidad de 660kg/m^3 , correspondiente al pino ocote, se usará el término "pino" para definir a esta especie en los siguientes incisos; esto, debido a que en la página 71 del reglamento, en la tabla con las propiedades mecánicas para 11 especies de madera se presenta únicamente la especie "pino". Lo anterior evita confundir al lector a lo largo del documento.

a) El claro a cubrir:

El claro de la armadura determina el número de paneles² y el número de divisiones determina, en cierto grado, el tipo de armadura que se usará.³ En la práctica es muy común el uso de armaduras del tipo Fink para cubrir claros de más de 15mts de longitud.

b) Tipo de cubierta de techo:

En la construcción existen variedades de materiales y geometrías de las secciones de las cubiertas de techo, esto debido a que las condiciones climáticas varían de región en región, y cierto material o cierta geometría de sección es más eficiente en una que en otra. La lámina de la cubierta de techo que se ha seleccionado para la nave industrial permite que la inclinación de la cuerda superior de la cercha sea de 1/5 (11.31°).⁴ La lámina será de tipo estructural E-76 calibre Super 26 (0.45mm), la que posee un peso de 3.25 Kg/m.⁵

c) Economía:

De la mecánica de materiales sabemos que si dos piezas están sometidas a una misma magnitud de fuerza, estando una a tensión y otra a compresión, esta última, debido a la consideración del pandeo que podría generarse en ella necesitará de más área en la sección transversal que la otra. En una armadura tipo Fink

² Se conocen como paneles a cada una de las partes en las que se divide la cuerda superior de una armadura. La experiencia obtenida a través de la práctica de la construcción de estructuras ha hecho posible que de cierta forma se estandaricen el número de estas divisiones en las cuerdas superiores de las armaduras. Así, por ejemplo, sabemos que una armadura del tipo Fink de 8 paneles, presentada en la figura 23 de este documento, es adecuada para claros de más de 15 m. Para ver una imagen que afirma lo argumentado en esta nota, aunque con una variación debida a la longitud del claro, ver la figura 86 contenida en Howard J. Hansen. *Diseño moderno de estructuras de madera*. México: Continental S.A. 1972, pp. 200

³ Parker, H. (1972). *Diseño simplificado de armaduras de techo para arquitectos y constructores*. México: LIMUSA, pp. 68

⁴ La inclinación de la cuerda superior de una armadura es un factor que está determinado por razones arquitectónicas; sin embargo, tal decisión a su vez está influenciada por la experiencia obtenida en la práctica constructiva. En nuestro país, por ejemplo, se sabe por experiencia la pendiente para una cubierta de techo que se va a constituir de tejas de barro o de cerámica. Lo anterior ocurre porque el fabricante de cierto sistema de cubierta de techo entrega las especificaciones técnicas de su producto al diseñador, para que este pueda darle un uso eficiente. Tal factor es lo que en cierta forma ha estandarizado los valores de las pendientes en las armaduras de techo, aunque no exime para nada la existencia de variaciones. Para ver cuáles son las inclinaciones más comunes en algunos tipos de armaduras, ver la tabla de *Ídem*, p. 118

⁵ Ver Anexo B.2 al final de este documento.

de 8 paneles con carga simétrica en la cuerda superior, más del 50% de los elementos que la componen se encuentran sometidos a fuerzas de tensión.⁶ Al trasladar lo anterior a un ámbito económico, resultaría más conveniente la construcción de una armadura con la mayoría de miembros a tensión.

Las dimensiones que se proponen para cada uno de los elementos de la estructura, son los siguientes:

Elemento	Sección (in)
Clavadores	4x6
Ventilación	6x6
Cuerda superior	6x10
Celosía	6x6
Cuerda inferior	6x6
Arriostres	6x6
Columnas	15x15

Tabla 5 Dimensiones de los elementos de la armadura

5.2. Análisis estructural

Ya que se conoce la disposición de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales que forman parte del sistema, se procede a estudiar el comportamiento de la estructura bajo ciertas condiciones de trabajo. La manera de cómo realizar este análisis se describe en los siguientes incisos.

5.2.1. Idealización de la estructura

El modelo idealizado de la estructura para su posterior análisis por medio del uso del software SAP2000, es el mostrado en la siguiente figura:

⁶ De los datos que se presentan en la tabla del comentario 3, se puede obtener un porcentaje de los elementos que se encuentran a tensión y el porcentaje de los que están a compresión para algunas cerchas con condiciones simétricas de carga. Tal operación afirma lo expresado en el párrafo de arriba. Ver *Ídem*.

5.2.2.3. Carga sísmica

En el TÍTULO II del RNC-07, NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDO A SISMO, capítulo V, Arto. 30, elección del método, se establece el método de análisis adecuado para el modelo de acuerdo a las características de la estructura. Según lo anterior, el método de determinación de la carga sísmica se realiza basándose en los procedimientos establecidos por el MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE (inciso b).

5.2.3. Creación del modelo estructural en SAP2000

Se generan dos modelos bidimensionales del edificio utilizando los programas SAP2000 y RISA 3D, de forma independiente y paralela. Dichos modelos contienen las características espaciales detalladas en los planos estructurales.

Para el análisis de las transferencias de carga gravitacional hacia los nodos de la armadura se genera un modelo de los clavadores de techo de forma individual.

Para el diseño de las secciones de los clavadores de techo se hará uso de la combinación de carga $1.2CM + 1.6CV$, y para los elementos que conformarán el sistema estructural del edificio del PIMA, se usarán las combinaciones de cargas especificadas por el RNC-07 en su Arto. 15. Las combinaciones de cargas son las siguientes para cada método de diseño⁷

⁷ Nótese que no se consideraron en las combinaciones de carga los efectos de la fuerza de viento; sin embargo, debido a los efectos que esta fuerza tiene sobre las cubiertas de techo y en los clavadores de las estructuras de este tipo, se hizo un análisis para estudiar los comportamientos de tales elementos. Debido a la poca relevancia de los resultados obtenidos, este proceso no se plasmó en ningún capítulo, pero puede verse en el Anexo C de este documento.

ASD	LRFD
CM + CV	1.4CM
CM + 0.7Fs	1.2CM + 1.6CV
0.6CM	1.2CM + CV
0.6CM + 0.7Fs	1.2CM + Fs + CVR
	0.9CM
	0.9CM + Fs

Tabla 6 Combinaciones de carga de diseño

Por simple inspección de la tabla puede encontrarse la combinación crítica en las combinaciones que solo consideran cargas gravitacionales (CM y CV); sin embargo, al momento de determinar las deflexiones críticas para la revisión del comportamiento de la estructura deben de considerarse cada una de ellas, debido a que deben de examinarse las deflexiones verticales y horizontales máximas y estas pueden encontrarse en cualquiera de las combinaciones presentadas.

5.2.3.1. Aplicación de las cargas al modelo

El primer análisis de fuerzas que se hace es el de los clavadores de techo, debido a que transmiten parte de la carga total que llega a los nodos de la armadura. Se aplican las cargas gravitacionales de manera linealmente distribuidas a estos miembros estructurales resistentes⁸ según los anchos tributarios; posteriormente, después de determinar cuáles son las reacciones en los apoyos, se procede a aplicar las fuerzas en los nodos de la armadura de techo incluyendo cargas linealmente distribuidas en la cuerda inferior y columnas correspondientes al sistema eléctrico y cerramiento lateral.

⁸ Nuestro reglamento define a los elementos secundarios, entiéndanse estos como viguetas o como los elementos que soportan a la cubierta de techo de un edificio, de la forma que arriba se lee. A los elementos que soportan a los elementos resistentes, tales como vigas o cerchas, el RNC-07 los define como elementos estructurales principales.

5.2.4. Análisis estático lineal del modelo de la estructura

Por medio de los softwares SAP 2000 y RISA 3D, se realiza el análisis de cada uno de los modelos de la estructura de la nave industrial planteada. Por medio de tales análisis se obtienen las magnitudes de las fuerzas que actúan sobre cada uno de los miembros que componen el sistema. Las fuerzas son los datos principales en el dimensionamiento de las secciones de cada uno de los miembros.

5.3. Dimensionamiento de los miembros de la estructura

Apoyados de la NATIONAL DESIGN SPECIFICATION de 2012 (NDS 2012) y de hojas de cálculo creadas en el programa de la paquetería de MICROSOFT OFFICE, EXCEL 2013, en las que se generan algoritmos de diseño con las ecuaciones de las disposiciones de la norma, se determinan las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales de la nave industrial. Lo anterior se lleva a cabo con los datos arrojados por el análisis en el SAP2000. Paralelamente se diseña de forma computacional con el RISA 3D.

5.4. Revisión

En esta sección se revisan, según el RNC-07, cada uno de los parámetros que permiten que la estructura ofrezca un comportamiento seguro para sus ocupantes. Tales parámetros son las deflexiones y las distorsiones de entrepiso o derivas. Además se analizan los resultados obtenidos del análisis y diseño con el software RISA 3D y se comparan con los obtenidos por SAP 2000. Lo anterior debido a que el diseño “manual” de los elementos, que es el presentado en todo el documento, se hizo con los resultados del análisis de este último. Sumado a lo anterior está el hecho de que el SAP 2000 no es capaz de diseñar estructuras en las que la madera es el material estructural, mientras que el RISA sí, lo que nos ofrece una especie de confirmación de los resultados.



ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA NAVE INDUSTRIAL

CAPÍTULO 6



6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA NAVE INDUSTRIAL

A partir de este capítulo se entra en materia concerniente al análisis y diseño estructural del edificio destinado a funcionar como el taller-escuela del PIMA. Este capítulo se ocupa de la primera etapa en todo diseño de estructuras, el análisis estructural. Se plasmarán los datos sobre la configuración espacial del diseño arquitectónico del edificio. Además, se verá cómo por medio de ciertas consideraciones, se genera el modelo estructural; el proceso del cálculo de todas las fuerzas que se cargarán a los elementos estructurales y de qué forma responde el edificio ante tales fuerzas.

6.1. Descripción general del edificio seleccionado

El edificio cuyo análisis estructural se desarrollará a lo largo de este capítulo es el edificio destinado a convertirse en el taller de madera del Programa Institucional de la Madera, PIMA, que formará parte de las instalaciones de la Universidad Nacional de Ingeniería.

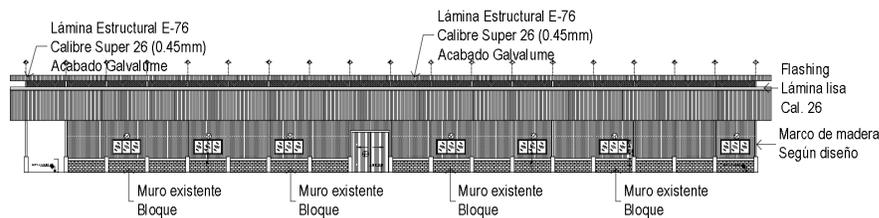


Fig. 28 Vista de una elevación lateral del edificio

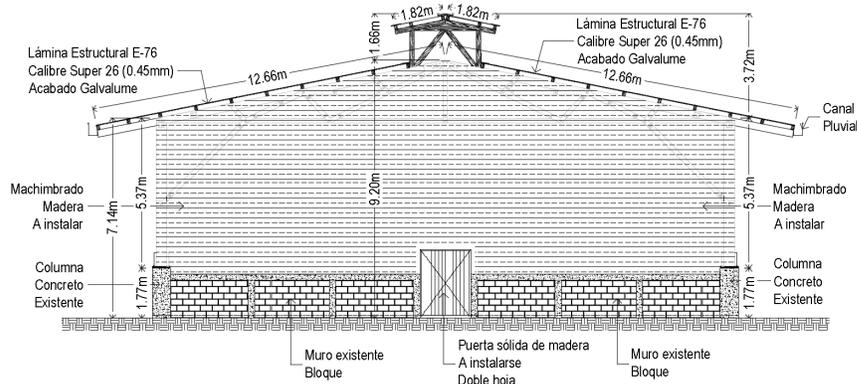


Fig. 29 Vista frontal del edificio

6.2. Modelos estructural y consideraciones de análisis

Con el objetivo de simplificar el análisis del comportamiento, se recurre a una serie de consideraciones basadas en los planos constructivos y criterios que no modifican la concepción original del edificio.

6.2.1. Elementos no estructurales

Las paredes exteriores del edificio son de tablillas de madera de pino amachimbradas. Éstas se consideran desligadas de los elementos estructurales; es decir, no aportan rigidez al sistema.

6.2.2. Fundaciones

Las columnas del edificio se anclarán a pedestales de concreto de 0.45x0.65 m de sección, los cuales se cimentan sobre una zapata de 35cm de espesor y de 1.9x1.9m de sección.

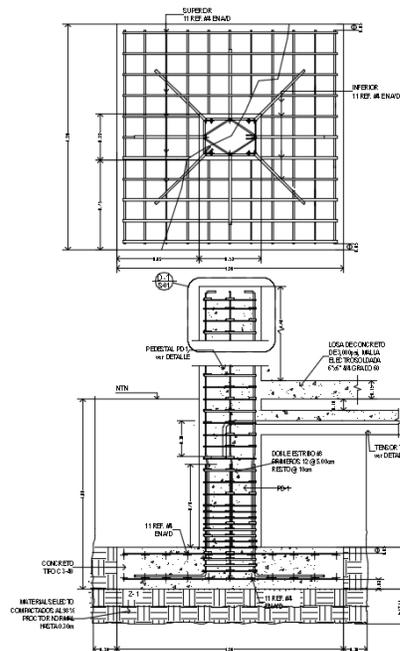


Fig.30 Detalle de las fundaciones

Se considera, por tanto, que la condición de apoyo es empotramiento perfecto y que el cimiento es rígido perpendicularmente a su plano.

6.2.3. Sistema resistente a cargas laterales¹

La estructura estará compuesta por un conjunto de marcos de madera de pino, conformados por columnas y armadura de techo espaciados a cada 4.5m entre sí. En total son 19 marcos los que componen la estructura. Cada uno de los elementos está sujetos a fuerzas axiales, cortantes y flexionantes.

6.2.4. Transmisión de cargas gravitacionales

La lámina de la cubierta de techo transmite a los clavadores la sobre carga permanente (el peso propio de la lámina) y la carga viva reducida. En la figura 31 se muestra la disposición de los elementos estructurales resistentes para la transmisión de carga a la cuerda superior de la armadura.

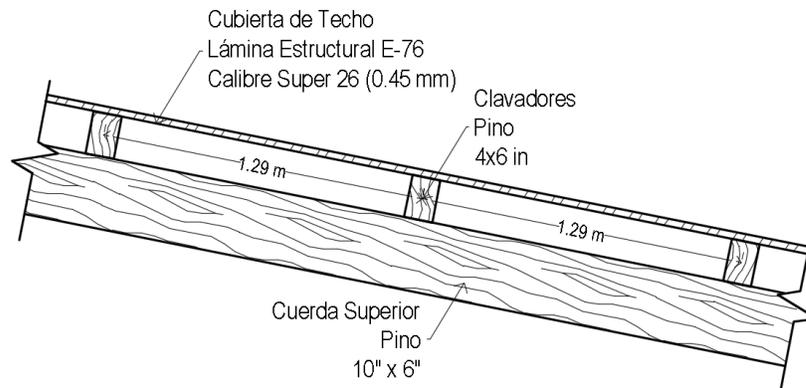


Fig. 31 Disposición de los clavadores de techo

6.2.5. Consideraciones para el análisis

- Los clavadores de la estructura de techo se suponen como vigas continuas simplemente apoyadas.
- El cerramiento perimetral de la estructura (placas de madera amachimbreadas) está desligado del sistema estructural.

¹ Debido a su configuración, según el ASCE-07, este sistema se puede clasificar como un marco arriostrado excéntricamente (eccentrically braced frame, EBF). Ver American Society of Civil Engineers (ASCE). (2003). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. United States: American Society of Civil Engineers, pp. 99.

- Las bases de las columnas están perfectamente empotradas a los pedestales de las fundaciones.
- Debido a que la estructura está compuesta por 19 marcos cuyos elementos horizontales (armadura) y verticales (columnas) son perpendiculares entre sí, se analiza el modelo bidimensional del que se considere más crítico.
- Todos los elementos del modelo están sujetos a cargas axiales, cortantes y flexionantes.
- Las cargas gravitacionales se aplican de forma linealmente distribuidas a los clavadores de techo según sus anchos tributarios.

6.2.6. Modelado en SAP2000 ²

El modelo bidimensional de la estructura se realizó en el software de propósito general SAP2000 versión 18, tomando todas las consideraciones plasmadas en el inciso anterior.

Las imágenes de las figuras 31 y 32 muestran el modelo en el espacio de modelado del software.

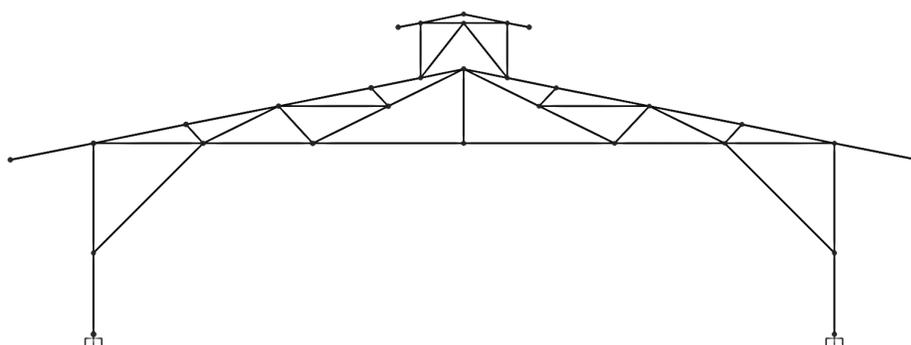


Fig. 32 Modelo bidimensional del marco crítico de la estructura

² Se especificó en el capítulo anterior que paralelo a este proceso se modelaría en RISA 3D para analizar y diseñar un modelo de la estructura con las mismas características que se describen aquí; sin embargo, tal proceso no se presentará. Se retomarán los resultados del RISA 3D hasta la etapa de verificación de los resultados obtenidos por "cálculos manuales". El proceso de modelado, análisis y diseño con el software obviado se puede ver en el Anexo G de este documento.

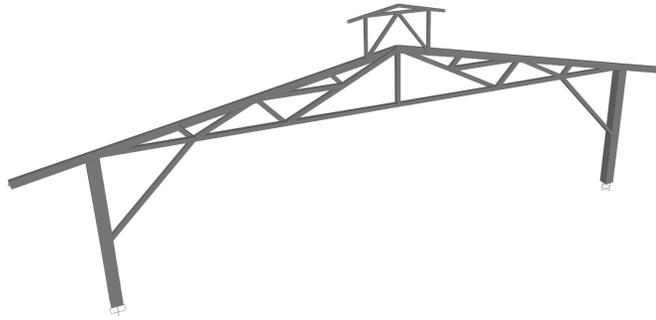


Fig. 33 Vista tridimensional del marco a analizar

6.3. Sobrecargas de análisis

6.3.1. Carga Muerta

Los pesos de algunos de los materiales son tomados de las fichas técnicas facilitadas por los proveedores de los sistemas y elementos usados para la construcción del edificio; otros, son tomados de las tablas 1A, 2A, 3A, 4A, 5A y 6A del RNC-07.

6.3.1.1. Peso de la lámina de la cubierta de techo

En el anexo A se puede encontrar la ficha técnica de la lámina de la cubierta de techo a usarse en la estructura. El calibre escogido es el Super 26 (0.45mm) cuyo peso es de 3.25kg/m.

6.3.1.2. Peso del sistema fotovoltaico

En la parte inferior de la armadura de techo el peso de las lámparas y todos los accesorios que componen el sistema fotovoltaico del cual va a estar provisto el edificio se considera de 135kg/m². Esta carga se aplicará linealmente distribuida a lo largo de la cuerda inferior de la armadura según el ancho tributario definido por la separación entre cada uno de los marcos.

6.3.1.3. Peso del material del cerramiento lateral

El cerramiento lateral del edificio se compone del sistema de tableros de virutas orientadas (OSB por sus siglas en inglés), las cuales tienen un peso de 10kg/m^2 .

6.3.2. Carga viva

Para el caso de éste edificio, solamente se aplica carga viva a los clavadores que componen la estructura de techo, para que sea transmitida a la cuerda superior de la armadura. Según el RNC-07 en su Arto. 11, Carga viva en techos y pisos livianos, inciso a), TECHOS LIVIANOS:

Para el caso de techos livianos de cubiertas onduladas (incluyendo la teja de barro), los elementos estructurales resistentes (tales como cuarterones de madera o perlines metálicos), podrán ser diseñados para los efectos que resulten de la superposición de una carga concentrada de 100 Kg. en la mitad del claro del miembro resistente, más una carga uniformemente distribuida de 10 Kg/ m^2 .

Para el caso de elementos estructurales principales (tales como cerchas, marcos y vigas principales) que soportan techos livianos de cubiertas onduladas, se considerará una carga concentrada de 200 Kg que se aplicará en la mitad del claro del elemento resistente, independientemente de la posición de la cumbrera cuando posee dos vertientes. Se adicionará una carga uniformemente distribuida de 10 Kg/m^2 .

Para efecto de sismo, la carga viva reducida a emplearse será de 10 Kg/m^2 .

Según lo anterior y debido a que el ancho tributario de cada uno de los clavadores internos es de 1.29m:

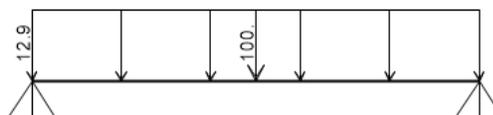


Fig. 34 Carga viva de diseño para clavadores de techo

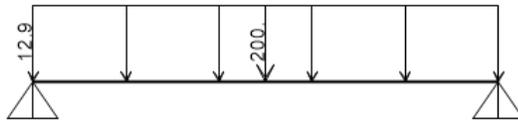


Fig. 35 Carga viva de diseño para armadura aplicada sobre clavadores de techo

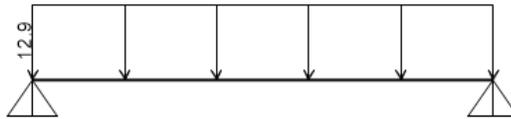


Fig. 36 Carga viva reducida sobre clavadores de techo

6.4. Condiciones de regularidad según el RNC-07³

Según las condiciones de regularidad presentadas en el artículo 23 del RNC-07, una estructura puede considerarse como regular, irregular o fuertemente irregular. Los parámetros que a continuación se enlistan, influyen en la magnitud de la fuerza sísmica que se cargará al edificio. A continuación se evalúa cada condición.

6.4.1. Simetría en planta

Debido a que la forma en planta de la estructura es un rectángulo se cumple esta condición en ambos ejes.

6.4.2. Relación de aspecto en elevación

Sabiendo que la altura es 10.83m y que la menor dimensión en planta es 20.24m,

$$\frac{H}{b} \leq 2.5$$

³ Para ver las definiciones de cada una de estas condiciones ver Arto. 23 de Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2007). *Reglamento Nacional de la construcción*. Managua, Nicaragua: MTI, pp. 19

$$\frac{H}{b} = \frac{10.83}{20.24} = 0.53 \leq 2.5$$

Por lo tanto, la estructura satisface esta condición.

6.4.3. Relación de aspecto en planta

La dimensión más larga en planta de la estructura es de 81m; y la más corta de 20.24m.

$$\frac{B}{b} \leq 2.5$$

$$\frac{B}{b} = \frac{81.00}{20.24} = 4.00 > 2.5$$

Estas dimensiones no satisfacen la condición planteada.

6.4.4. Entrantes y salientes en planta

La geometría en planta de la estructura es un rectángulo que no contiene entrantes ni salientes; por lo tanto, el edificio cumple con esta condición.

6.4.5. Presencia de sistemas de techo o piso rígido y resistente

Considerando el modelo estructural del edificio, figura 37, se cumple con esta condición debido a que la estructura de techo está constituida por una armadura que aporta rigidez al sistema.

6.4.6. Aberturas en planta

El edificio cumple con esta condición debido a que no existen aberturas en la cubierta de techo.

6.4.7. Regularidad del peso en elevación

Ésta condición especifica que el peso del nivel consecutivo superior a un nivel debe cumplir que

$$0.7 \leq \frac{W_n}{W_{n-1}} \leq 1.1$$

Dado que la estructura en cuestión cuenta con un único nivel (nivel de la estructura de techo) y que el artículo del RNC-07 en cuestión define que el último nivel queda eximido de cumplir esta condición, el edificio cumple con éste requisito.

6.4.8. Regularidad geométrica en elevación

Si A_n es el peso de un nivel y A_{n-1} el peso del piso inmediato inferior, debe cumplirse que

$$0.7 \leq \frac{A_n}{A_{n-1}} \leq 1.1$$

El último piso queda eximido de cumplir ésta restricción.

Considerando el análisis que se hizo en el inciso anterior, se considera que el edificio cumple esta condición.

6.4.9. Restricción lateral de las columnas

La figura 37 muestra las condiciones de restricción de las columnas

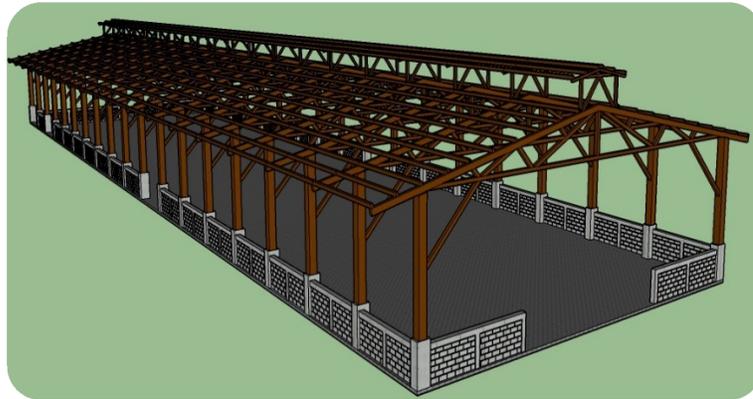


Fig. 37 Sistema resistente de la nave industrial

En la imagen se observa que las columnas del sistema resistente a cargas laterales poseen restricciones únicamente en el plano que contiene a la armadura de techo; con lo cual, se concluye que el edificio no cumple con la condición en cuestión.

6.4.10. Regularidad de rigidez en elevación

Esta condición no aplica a esta estructura debido a que cuenta únicamente con un nivel.

6.4.11. Resistencia al corte

Igual que el inciso anterior.

6.4.12. Excentricidad torsional

Igual que el inciso 6.4.10

6.4.13. Resumen de cumplimiento de condiciones

Para poder visualizar de mejor manera que tan regular es la estructura en cuestión, se resumen las condiciones de regularidad definidas por el reglamento en la siguiente tabla.

Condición	Cumplimiento
1	SI
2	SI
3	NO
4	SI
5	SI
6	SI
7	SI
8	SI
9	NO
10	N.A
11	N.A
12	N.A

Tabla 7 Cumplimiento de las condiciones de regularidad de la estructura

El edificio no cumple con 2 de las 12 condiciones que especifica el RNC-07. Según lo anterior y el inciso b) del Arto. 23 del mismo reglamento (Condiciones de regularidad), la estructura se clasifica como irregular; lo que indica que el factor de reducción por ductilidad, definido en el inciso 6.5.2 de este documento, se debe corregir por el factor 0.8 (Arto. 23, inciso d). RNC-07).

6.5. Caracterización sísmica según el RNC-07

6.5.1. Grupo⁴

El edificio en cuestión estará destinado a uso industrial (naves industriales), por lo que el RNC-07, en la clasificación de estructuras, lo clasifica como una estructura perteneciente al grupo B.

⁴ Arto 20, ver *ídem*, p. 17

6.5.2. Factor de reducción por ductilidad⁵

Al modelo idealizado de la estructura, con los elementos propuestos, se le aplicaron las cargas que se definen en el punto 6.3 y posteriormente se realizó un análisis modal en el software SAP2000 para determinar el período fundamental del sistema. En las figura de abajo se muestra el modelo estructural cargado con todas las cargas muertas. En los nodos, la carga puntual ⁶es la reacción generada por el peso de la lámina de la cubierta de techo más el peso del clavador de 6x4in de sección en los apoyos de éste último (nodos de las armaduras); las cargas distribuidas en las columnas y en la cuerda inferior, son el peso del sistema de cerramiento lateral y el peso del sistema fotovoltaico, respectivamente.

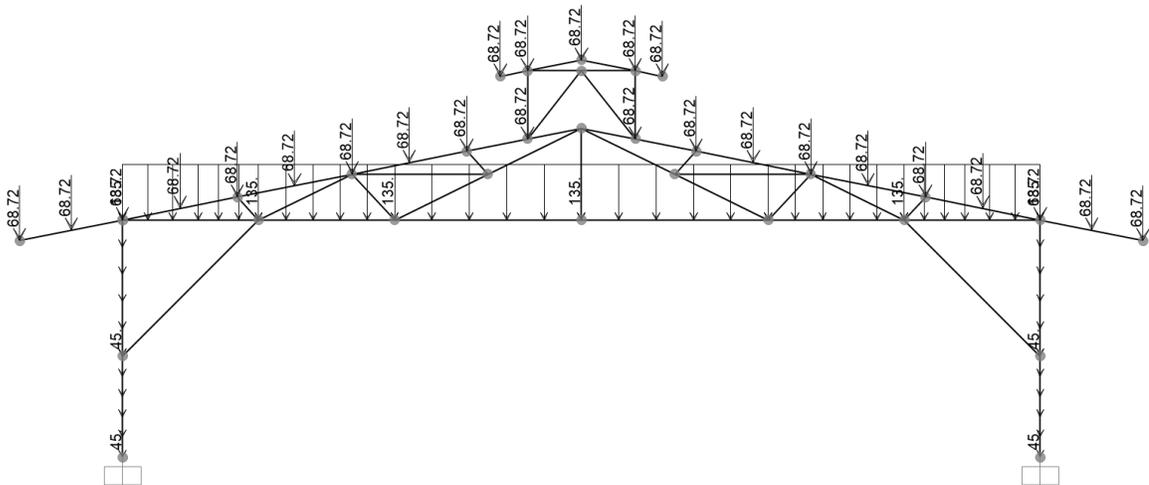


Fig. 38 Modelo estructural usado en la determinación del periodo natural

Después de realizar el análisis modal con los datos presentados en las imágenes anteriores, se obtuvo el siguiente período del sistema

$$T = 0.14169s$$

Dado que se conoce el periodo de la estructura T, y que:

⁵ Arto. 21, ver *idem*

⁶ La determinación de la carga puntual generada por la reacción en los apoyos del clavador de techo se presenta en el Anexo E.

$$T > T_a$$
$$0.14169 > 0.1$$

Se concluye que el factor de reducción por ductilidad tendrá un valor

$$Q' = Q$$

Donde Q tiene un valor de 1.5 por ser una estructura cuya resistencia lateral es provista por marcos compuestos de columnas y armaduras de madera. En consecuencia,

$$Q' = 1.5$$

Corrigiendo por el factor 0.8 para estructuras irregulares (Arto. 23, inciso d) del RNC-07) se obtiene un valor

$$Q' = 1.5 \times 0.8$$
$$Q' = 1.2$$

Valor que es válido para cualquier dirección de la estructura.

6.5.3. Factor de reducción por sobre resistencia⁷

La reducción por sobre resistencia está dada por

$$\Omega = 2$$

6.5.4. Factor de amplificación por tipo de suelo⁸

El edificio está ubicado en la ciudad de Managua, que según el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua (figura II RNC-07), se encuentra en la zona C.

⁷ Ver Arto. 22, *idem*, p. 19

⁸ Ver Arto. 25, *idem*, p. 22

Suponiendo un suelo tipo III, por (suelo moderadamente blando⁹), el factor de amplificación por tipo suelo es

$$S = 2$$

El mapa de zonificación sísmica de Nicaragua a su vez especifica el valor de la aceleración máxima del terreno a_0 ¹⁰ el que para este caso tiene un valor

$$a_0 = 0.31$$

6.5.5. Máxima aceleración espectral, S_d

Para definir este valor, se usaron las ecuaciones del inciso a) del subtema II del Arto 27 del RNC-07, así como de la figura 3 (espectro de diseño para Nicaragua). El valor de S_d parte del cálculo del valor de la aceleración para diseño sísmico, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El cálculo de a para las condiciones de la estructura analizada, debido a que el valor del período de la estructura se encuentra entre los valores T_a y T_b es el siguiente:¹¹

$$a = Sd$$

$$a = S(2.7a_0)$$

$$a = 2(2.7 \times 0.31)$$

$$a = 1.67$$

6.5.6. Coeficiente sísmico, C

El RNC-07 plantea dos opciones para el cálculo del coeficiente sísmico. La primera opción¹² que se presenta no toma en cuenta el valor del período de la

⁹ Este dato está íntimamente ligado a los resultados del estudio de suelo del proyecto. Para este documento se hizo una investigación para poder dar a conocer al lector tal dato. Lamentablemente no se tuvo acceso a él, por lo que se definió el tipo de suelo a como se plasma arriba. Tal consideración se hizo para someter a la estructura a una fuerza sísmica relativamente crítica.

¹⁰ Ver Anexo D de *ídem*, p. 125

¹¹ Ver Arto. 27, subtítulo II, inciso a). *ídem*, p. 24

¹² Ver Arto. 24. *ídem*, p. 20

estructura mientras que la segunda¹³ sí. Debido a que para el análisis de este edificio se calculó el período de la estructura en el inciso 6.5.2, la ecuación que se usará para el cálculo del coeficiente será la siguiente:

$$C = \frac{a}{\Omega Q}^{14}$$

Sustituyendo los valores correspondientes

$$C = \frac{1.67}{2 \times 1.2}$$

$$C = 0.70^{15}$$

6.6. Justificación del tipo de análisis

Según el inciso b) del Arto. 30 del RNC-07, debido a que la configuración estructural del edificio lo define como una estructura irregular y no supera los 30 metros de altura, se puede aplicar el método estático definido en el Artículo 32 para la determinación de las cargas sísmicas.

6.7. Determinación de fuerzas sísmicas cortantes¹⁶

Según el RNC-07: “Opcionalmente pueden adoptarse fuerzas sísmicas menores que las calculadas según el artículo anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura,...”. Debido a que para esta estructura se calculó el período fundamental de vibración con ayuda del software SAP2000, se usará la ecuación 13 del Arto. 32 para determinar

¹³ Ver ecuación (13), inciso b), Arto. 32. *idem*, p. 29

¹⁴ Ver *idem*.

¹⁵ Se dará cuenta el lector que al calcular los coeficientes sísmicos con cada una de las ecuaciones referenciadas en los comentarios 11 y 12, resultan ser los mismos con las condiciones plasmadas para esta estructura. Lo anterior es debido a que $a = 2.7S_{a0}$, ambas partes de la igualdad, numeradores en cada una de las ecuaciones. Esta coincidencia resulta del valor del periodo fundamental.

¹⁶ Arto. 32. Ver *idem*, p. 29

las fuerzas sísmicas que se aplicarán al modelo de la estructura para su posterior análisis. Dicha ecuación a usarse es:

$$F_{S_i} = \frac{a}{\Omega Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Que es lo mismo que

$$F_{S_i} = C \times \left(W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

Debido a que la estructura en análisis únicamente posee un nivel la ecuación se convierte en

$$F_{S_i} = C \times W^{17}$$

Donde:

F_{S_i} = Fuerza lateral actuante en el i-ésimo nivel

C = Coeficiente sísmico

W = Peso de la masa

6.7.1. Peso total de la estructura (Peso propio + Carga Muerta + Carga Viva Reducida)

El peso propio de los elementos de la estructura se presenta en la siguiente tabla, sabiendo de antemano que la densidad de la madera de pino, según la tabla 5A del anexo A¹⁸ del RNC-07, es de 660 kg/m³.

Sección	Área de sección (m ²)	Longitud total (m)	Peso (kg)
6"x6"	0.023	68.89	1056.06
15"X15"	0.145	10.45	1001.37
10"X6"	0.039	25.27	645.63
Peso propio de la estructura			2,703.06

¹⁷ Arto. 26, ecuación (5). Ver *ídem*, p. 23

¹⁸ Ver *ídem*, p. 116

El dato de la sobrecarga permanente de la estructura se determinó con ayuda del SAP200. Para esto se creó un caso de carga denominado DEAD, en el que se incluyeron únicamente las sobrecargas permanentes definidas en el inciso 6.3.1. Se realizó un análisis al modelo con el caso de carga y se obtuvieron los datos de las reacciones en los apoyos de las columnas que se presentan en la siguiente imagen

Joint Object	Joint Element 1		
	1	2	3
Force	1356.705	0.	2460.37
Moment	0.	1817.19	0.

Fig. 39 Reacciones en las columnas por caso de carga DEAD

Sabiendo que la fuerza 3 es la reacción vertical, se obtiene que:

$$CM = 2 \times 2460.37 \text{ kg}$$

$$CM = 4920.74 \text{ kg}$$

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, esta vez para el caso de carga CVR, en el que se tomaron en cuenta las cargas definidas en el inciso 6.3.2, se obtiene lo siguiente

Joint Object	Joint Element 1		
	1	2	3
Force	378.732	0.	724.02
Moment	0.	499.383	0.

Fig.40 Reacciones en las columnas por caso de carga CVR

Por lo tanto; la carga debido a la carga viva reducida presente en la estructura es de:

$$\text{CVR} = 2 \times 724.02 \text{ kg}$$

$$\text{CVR} = 1448.04 \text{ kg}$$

Por lo que el peso a usarse en el cálculo de la fuerza lateral, resulta ser

$$W = \text{Peso propio de la estructura} + \text{CM} + \text{CVR}$$

$$W = 2,703.06 \text{ kg} + 4,920.74\text{kg} + 1,448.04\text{kg}$$

$$W = 9,071.84 \text{ kg}$$

6.7.2. Cálculo de la fuerza lateral

Los datos para el cálculo de la fuerza sísmica son los siguientes

$$C = 0.70$$

$$W = 9,071.84 \text{ kg}$$

De donde obtenemos

$$F_s = C \times W$$

$$F_s = 0.7 \times 9,071.84 \text{ kg}$$

$$F_s = 6350.29 \text{ kg}$$

Luego se crea en el SAP2000 un caso de carga para la carga sísmica y se aplica al modelo en el nodo que muestra la siguiente figura:

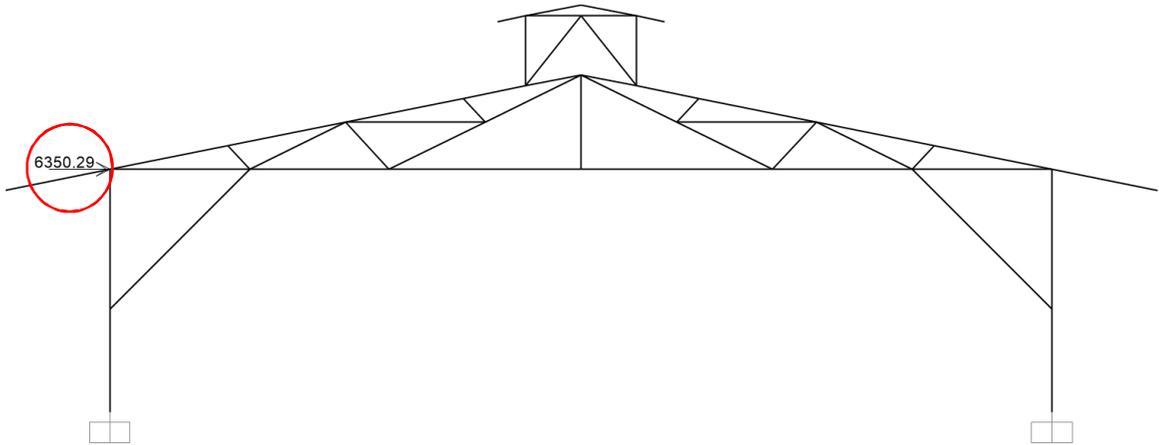


Fig. 41 Aplicación de carga sísmica al modelo

6.8. Análisis estático en SAP2000

Luego de realizar con el SAP2000 un análisis bidimensional de la estructura con los casos de carga CM, CV, CVR Y SISMO XP (carga muerta, carga viva, carga viva reducida y sismo, respectivamente) se obtuvieron los siguientes comportamientos de la estructura.

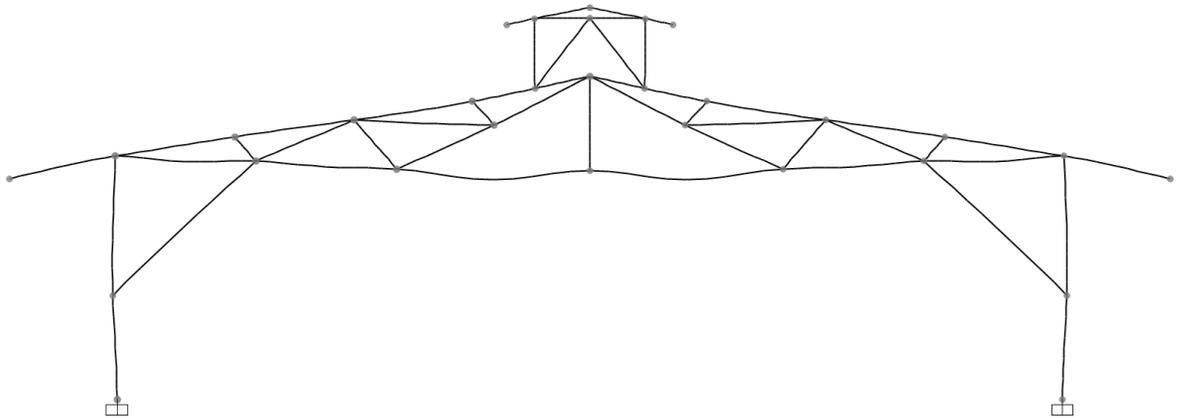


Fig.42 Comportamiento del modelo en caso de carga CM

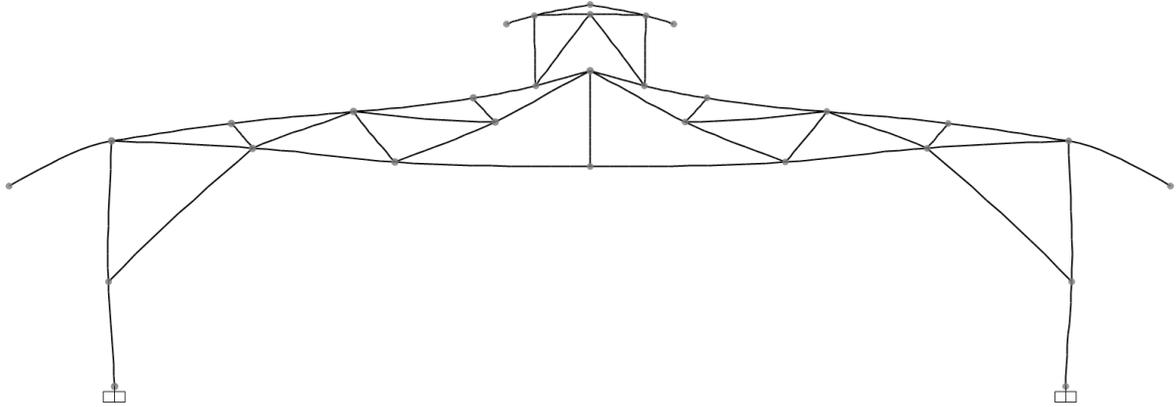


Fig. 43 Comportamiento del modelo en caso de carga CV

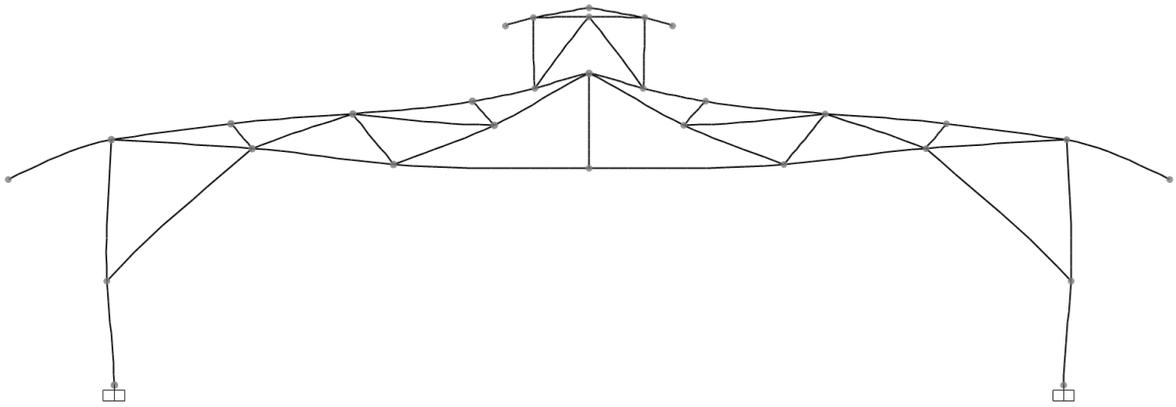


Fig. 44 Comportamiento del modelo en caso de carga CVR

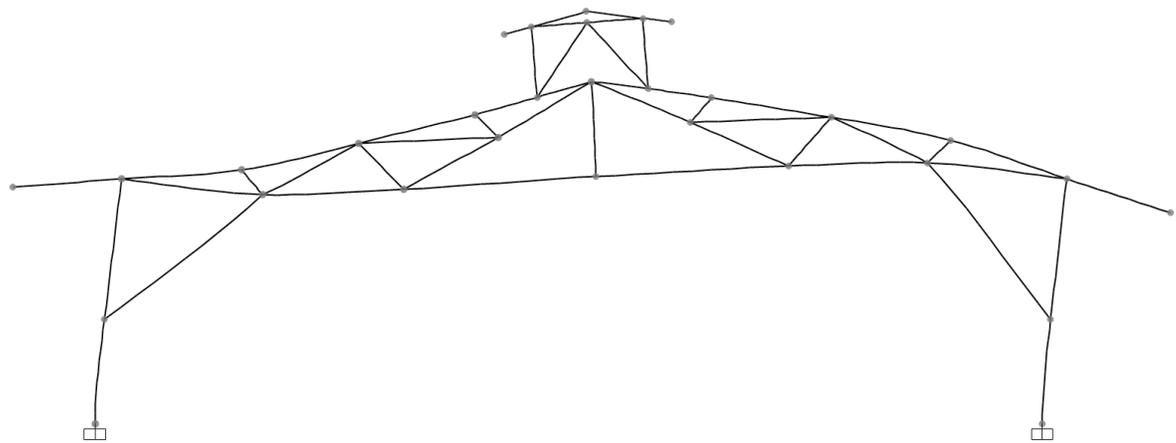


Fig. 45 Comportamiento del modelo en caso de carga SISMO XP

Estos comportamientos son consistentes con el tipo de carga de cada caso



DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

CAPÍTULO 7



7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1. Clavadores de techo

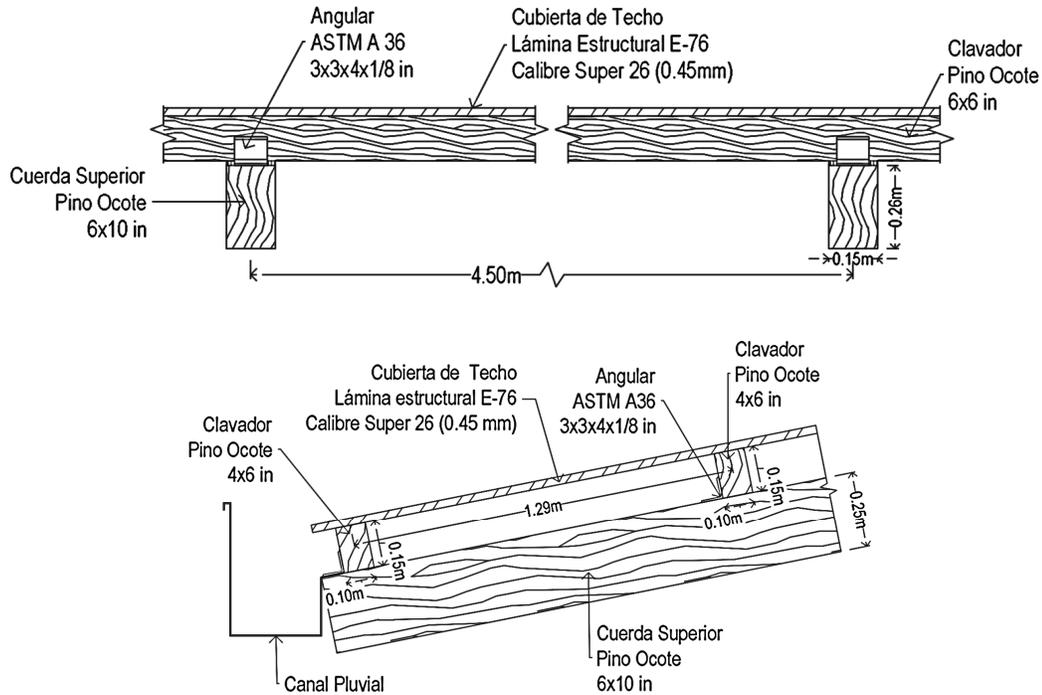


Fig. 46 Detalle longitudinal y transversal de los clavadores de techo.

Las imágenes de arriba muestran la disposición longitudinal y transversal de los clavadores de la estructura de techo de la nave industrial. El anexo D de este documento plantea una forma de predimensionamiento de elementos que están sometidos al mismo caso de carga de los clavadores tratados en esta sección. Las fuerzas a las que está sometido el elemento que se consideró crítico para el diseño se obtuvieron del análisis computarizado en el software SAP2000. La siguiente tabla muestra los datos obtenidos y la combinación de carga para la cual se obtuvieron las mayores magnitudes.

Método	V (kg)	M _x (kg.m)	M _y (kg.m)	Combinación Crítica
ASD	156.24	30.79	153.95	CM + CV
LRFD	238.09	47.48	237.41	1.2CM + 1.6CV

7.1.1. Datos del elemento propuesto

7.1.1.1. Propiedades del elemento

Propiedades del clavador de techo	
Base b (in)	4.00
Peralte d (in)	6.00
Claro L_u (m)	4.50

7.1.1.2. Propiedades de la especie de madera

Propiedades mecánicas del pino	
Módulo de elasticidad E (kg/cm ²)	130,000
Resistencia a la compresión F_c (kg/cm ²)	78
Resistencia a la flexión F_b (kg/cm ²)	116
Resistencia al corte F_v (kg/cm ²)	7

7.1.2. Cálculo de los esfuerzos actuantes

Los únicos esfuerzos actuantes sobre el clavador de techo, debido a que solo posee cargas perpendiculares a su eje longitudinal, son los flexionantes en los ejes de la sección transversal, y el cortante.

7.1.2.1. Esfuerzo flexionante en el eje mayor F_{by} ¹

Para una sección rectangular se tiene la siguiente ecuación²

$$F_b = \frac{6M}{bd^2} \quad (\text{EQN 3.3-2})$$

¹ Ver sección 3.3.2 de American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, pp. 15.

² Las etiquetas de las ecuaciones son las asignadas por la NDS 2012

Que numéricamente para cada caso de carga es

ASD	LRFD
$F_{by} = \frac{6(153.95 \text{ kg. m})(100 \text{ cm/m})}{(10.16\text{cm})(15.24\text{cm})^2}$ $F_{by} = 39.14 \text{ Kg/cm}^2$	$F_{by} = \frac{6(237.41 \text{ kg. m})(100 \text{ cm/m})}{(10.16\text{cm})(15.24\text{cm})^2}$ $F_{by} = 60.37 \text{ Kg/cm}^2$

7.1.2.2. Esfuerzo flexionante en el eje menor F_{bx} ³

Al igual que el valor anterior, pero para el eje menor, tenemos que:

ASD	LRFD
$F_{bx} = \frac{6(30.79 \text{ kg. m})(100 \text{ cm/m})}{(10.16\text{cm})(15.24\text{cm})^2}$ $F_{bx} = 11.74 \text{ Kg/cm}^2$	$F_{bx} = \frac{6(147.48 \text{ kg. m})(100 \text{ cm/m})}{(10.16\text{cm})(15.24\text{cm})^2}$ $F_{bx} = 18.11 \text{ Kg/cm}^2$

7.1.2.3. Esfuerzo cortante F_v ⁴

Para una sección rectangular el esfuerzo al corte es

$$F_v = \frac{3V}{2bd} \quad (\text{EQN 3.4-2})$$

Que para cada caso de carga tiene un valor de

ASD	LRFD
$f_v = \frac{3(156.24 \text{ kg})}{2(10.16 \text{ cm})(15.24 \text{ cm})}$ $f_v = 1.51 \text{ Kg/cm}^2$	$f_v = \frac{3(238.09 \text{ kg})}{2(10.16 \text{ cm})(15.24 \text{ cm})}$ $f_v = 2.31 \text{ Kg/cm}^2$

³ Ver *Ídem*

⁴ Ver sección 3.4.2 de *Ídem*

7.1.3. Cálculo de la longitud efectiva L_e ⁵

El cálculo de la longitud efectiva de un elemento depende del caso de carga al que está sometido y a la relación de esbeltez. Para el caso en estudio, la relación de esbeltez es

$$\frac{L_u}{d} = \frac{450\text{cm}}{15.24\text{cm}} = 29.53$$

Debido a que ninguno de los casos de carga presentados en la tabla 3.3.3 igualan al caso de carga de clavador de techo, la longitud efectiva se calcula con las condiciones especificadas “Condiciones de un solo tramo o en voladizo con cargas no especificada en la tabla 3.3.3”; por lo tanto, para una relación de esbeltez es mayor a 14.3, obtenemos una longitud efectiva

$$L_e = 1.84l_u$$

$$L_e = 1.84(450 \text{ cm})$$

$$L_e = 828 \text{ cm}$$

7.1.4. Factores de ajuste⁶

Los factores de ajuste se usan para tomar en cuenta las condiciones a las que está sometido el miembro considerado.

7.1.4.1. Factor de duración de carga C_D ⁷

Considerando el sismo como la carga de menor duración de la combinación de carga crítica y suponiendo para ésta una duración de diez minutos

$$C_D = 1.6$$

⁵ Ver sección 3.3.3 y Tabla 3.3.3 de *Ídem*, p. 15-16

⁶ Ver sección 4.3 de *Ídem*, p. 28-29

⁷ Todas las referencias que se dan para los factores de ajuste tienen, a su vez, muchas otras referencias. Debido a esto solo se darán las referencias generales de la sección 4.3. Ver *Ídem*, p. 28

7.1.4.2. Factor de servicio húmedo C_M ⁸

Debido a que el contenido de humedad presente en los elementos de madera se supone menor al 19% y a que este factor de ajuste solo aplica a miembros con contenido de humedad superior, el factor de ajuste por servicio húmedo no aplica.

7.1.4.3. Factor de temperatura C_t ⁹

Al igual que el factor de ajuste anterior, el factor de ajuste por temperatura aplica únicamente a elementos que están expuestos a una temperatura sostenida mayor a los 150°F. Para propósitos de este diseño, la temperatura a la que se suponen expuestos los elementos es menor; por lo tanto, este factor de ajuste no aplica.

7.1.4.4. Factor de tamaño C_F ¹⁰

Debido a que el peralte d de la sección propuesta es mayor a las 5 pulgadas, factor de ajuste por el tamaño del elemento está dado por

$$C_F = (12/d)^{1/9} \leq 1.0 \quad (\text{EQN 4.3-1})$$

$$C_F = (12/6)^{1/9} \leq 1.0$$

$$C_F = 1.08 \leq 1.0$$

Debido a que el valor calculado sobrepasa el valor límite, el valor del factor de ajuste por el tamaño del elemento es

$$C_F = 1.0$$

⁸ Para ver las consideraciones que se hicieron al definir el contenido de humedad en las piezas estructurales ver el párrafo del inciso 5.1 en la pág., 51. de este documento. Para ver lo definido por la NDS 2012 sobre este factor de ajuste, ver sección 4.3.3 de *Ídem*

⁹ Ver sección 4.3.4 de *Ídem*

¹⁰ Ver sección 4.3.6 de *Ídem*, p. 29

7.1.4.5. Factor de uso de cara ancha C_{fu} ¹¹

Debido a que la carga a la que está sometida el elemento portante es perpendicular a la cara con dimensión de 4", que es la cara angosta del elemento, el factor de ajuste por el uso de la cara ancha del miembro C_{fu} , no aplica.

7.1.4.6. Factor de corte C_i ¹²

Este factor aplica a miembros de madera aserrada que tiene cortes a lo largo de su longitud, debido a que el elemento en cuestión no posee ningún corte apreciable, el factor por corte del elemento C_i , no aplica.

7.1.4.7. Factor de miembro repetitivo C_r ¹³

Para elementos con espesores b de 2 a 4 pulgadas que son usados como viguetas, que no están espaciadas a más de 24" (0.6m) de su centro, que no son menos de 3 en número y que están en contacto con un diafragma o la cubierta del techo de la estructura, el valor del factor por miembro repetitivo C_r , es 1.15.

De la figura 46 se sabe que el espaciamiento centro a centro de los clavadores de techo es de 1.29 m lo que, según las definiciones del párrafo anterior, hace que los elementos se comporten de manera individual; por ende, el factor de ajuste por miembro repetitivo C_r , no aplica.

7.1.4.8. Factor de rigidez al pandeo C_T ¹⁴

El uso del factor de rigidez al pandeo C_T , es para casos en los que los elementos de las armaduras de techo que están sujetos a flexión y compresión axial bajo condiciones de servicio seco tienen hojas de plywood de un espesor de 3/8" o superior clavadas paralelamente al peralte. Sado que los elementos en cuestión no están sujetos a tales condiciones, el factor de rigidez al pandeo C_T , no aplica.

¹¹ Ver sección 4.3.7 de *Ídem*, p. 29

¹² Ver sección 4.3.8 de *Ídem*

¹³ Ver sección 4.3.9 de *Ídem*, p. 30

¹⁴ Ver sección 4.3.11 de *Ídem*

7.1.4.9. Factor de área de apoyo C_b ¹⁵

Este factor modifica a la resistencia a la compresión perpendicular a las fibras $F_{c\perp}$. Debido a que $F_{c\perp}$ no es un valor determinante en el diseño de los elementos de esta estructura, el factor de área de apoyo C_b , no aplica.

7.1.4.10. Factor por efecto del tiempo λ ¹⁶

Según lo especificado en el apéndice N.3.3¹⁷, para la combinación de carga 1.2CM + 1.6CV y sabiendo que la carga viva CV es por ocupación del edificio, se tiene que

$$\lambda = 0.8$$

7.1.4.11. Factor de estabilidad de viga C_L ¹⁸

El valor de este factor de ajuste es de acuerdo a la ecuación

$$C_L = \frac{1+(F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1+(F_{bE}/F_b^*)}{1.9}\right]^2 - \frac{(F_{bE})}{0.95 F_b^*}} \quad (\text{EQN 3.3-6})$$

Para llevar un orden con el que se comprenda el cálculo de este factor, se calcularán a continuación cada uno de los elementos que forman parte de la ecuación en el orden en que se presentan en la expresión

a) Valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión F_{bE} ¹⁹

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$$

¹⁵ Ver sección 4.3.12 de *Ídem*

¹⁶ Ver sección 4.3.16 de *Ídem*

¹⁷ Ver *Ídem*, pp. 181

¹⁸ Ver sección 3.3.3.8 de *Ídem*, p. 17

¹⁹ Ver sección 3.3.3.8 de *Ídem*, p. 18

- i) Cálculo del módulo de elasticidad ajustado para el cálculo de los factores de estabilidad de viga y de columna E'_{min}

Las ecuaciones del módulo de elasticidad ajustado para el cálculo de los factores de estabilidad de viga y columna para los métodos de diseño ASD y LRFD, según la tabla 2 de la sección 3.8 de este documento, son

ASD	LRFD
$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T$	$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T \times 1.76 \times 0.85$

$$E_{min} = E[1 - 1.645COV_E](1.03)/1.66 \quad (\text{EQN D-4})$$

Donde COV_E , el coeficiente de variación del módulo de elasticidad, tiene un valor de 0.25²⁰; por lo tanto,

$$E_{min} = 130,000 \text{ kg/cm}^2 [1 - 1.645(0.25)](1.03)/1.66$$

$$E_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que no todos los factores de ajuste aplican al elemento, las ecuaciones se convierten en

ASD	LRFD
$E'_{min} = E_{min}$ $E'_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$	$E'_{min} = E_{min} \times 1.76 \times 0.85$ $E'_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2 \times 1.76 \times 0.85$ $E'_{min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$

²⁰ Ver Anexo F, sección F.2, tabla F1, *Ídem*, p. 165

ii) Relación de esbeltez R_B ²¹

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \leq 50 \quad (\text{EQN 3.3-5})$$

$$R_B = \sqrt{\frac{(828 \text{ cm})(15.24 \text{ cm})}{(10.16 \text{ cm})^2}} \leq 50$$

$$R_B = 11.06 \leq 50$$

iii) Calculo del valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión

F_{bE}

ASD	LRFD
$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$ $F_{bE} = \frac{1.20(47,490.14 \text{ kg/cm}^2)}{(11.06)^2}$ $F_{bE} = 465.88 \text{ kg/cm}^2$	$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$ $F_{bE} = \frac{1.20(71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(11.06)^2}$ $F_{bE} = 696.96 \text{ kg/cm}^2$

b) Valor de la flexión de diseño de referencia F_b^* ²²

Valor de la flexión de diseño de referencia F_b^* para el cálculo del factor de estabilidad de viga no es más que la resistencia a la flexión de diseño de la tabla No. 18 del RNC-07, multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables ya definidos en los incisos anteriores, exceptuando a C_{fu} y C_L , por lo tanto, de la tabla 2 de la sección 3.8 de este documento

²¹ Ver sección 3.3.3.6 de *Ídem*, p. 17

²² Ver sección 3.3.3.8 de *Ídem*

ASD	LRFD
$F_b^* = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r$ Si se suprimen los factores que no aplican $F_b^* = F_b \times C_D \times C_F$ $F_b^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.6 \times 1.0$ $F_b^* = 185.60 \text{ kg/cm}^2$	$F_b^* = F_b \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ Si se suprimen los factores que no aplican $F_b^* = F_b \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ $F_b^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$ $F_b^* = 200.36 \text{ kg/cm}^2$

c) Cálculo del factor de estabilidad de viga C_L

Según la ecuación 3.3-6 y los cálculos de los incisos anteriores

ASD	LRFD
C_L $1 + \left(\frac{465.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{185.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$ $= \frac{\quad}{1.9}$ $-\sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{465.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{185.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9} \right]^2 - \frac{\left(\frac{465.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{185.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.95}}$ $C_L = 0.97$	C_L $1 + \left(\frac{696.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$ $= \frac{\quad}{1.9}$ $-\sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{696.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9} \right]^2 - \frac{\left(\frac{696.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.95}}$ $C_L = 0.98$

7.1.4.12. Factor de estabilidad de columna C_P ²³

El factor de estabilidad de columna deberá ser calculado como sigue:

$$C_P = \frac{\left[1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*} \right) \right]}{2c} - \sqrt{\left[\frac{\left[1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*} \right) \right]}{2c} \right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{cE}}{F_c^*} \right)}{c}} \quad (\text{EQN 3.7-1})$$

²³ Ver sección 3.7.1, *idem*, p. 21

a) Valor del pandeo crítico de diseño para miembros en compresión F_{cE} ²⁴

$$F_{cE} = \frac{0.822E'_{\min}}{(l_e/d)^2}$$

i) Cálculo de E'_{\min}

Igual que el cálculo de la sección 7.1.4.11

ASD	LRFD
$E'_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$	$E'_{\min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$

ii) Cálculo de F_{cE}

ASD	LRFD
$F_{cE} = \frac{0.822(47,490.14 \text{ kg/cm}^2)}{(828 \text{ cm}/15.24 \text{ cm})^2}$ $F_{cE} = 13.22 \text{ kg/cm}^2$	$F_{cE} = \frac{0.822(71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(828 \text{ cm}/15.24 \text{ cm})^2}$ $F_{cE} = 19.78 \text{ kg/cm}^2$

b) Valor de compresión de diseño de referencia paralela al grano F_c ²⁵

Al igual que en el cálculo del factor de estabilidad de viga C_L , este valor es la resistencia a la compresión paralela al grano de la tabla No. 18 del RNC-07, multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables ya definidos exceptuando a C_P ; por lo tanto, de la tabla 2 de la sección 3.8 de este documento

²⁴ Ver *Ídem*

²⁵ Ver sección 3.7.1.5, *Ídem*, pp. 21

ASD	LRFD
$F_c^* = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i$ <p>Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_c^* = F_c \times C_D \times C_F$ $F_c^* = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.6 \times 1.0$ $F_c^* = 124.80 \text{ kg/cm}^2$	$F_c^* = F_c \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$ <p>Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_c^* = F_b \times C_F \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$ $F_c^* = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 2.40 \times 0.90 \times 0.8$ $F_c^* = 134.78 \text{ kg/cm}^2$

c) Cálculo del valor de c^{26}

El valor de c para madera aserrada es

$$c = 0.8$$

d) Cálculo del factor de estabilidad de columna C_p

Según la ecuación 3.7-1 y los cálculos de los incisos anteriores, el valor de este factor para cada uno de los métodos de diseño es

ASD	LRFD
$C_p = \frac{\left[1 + \left(\frac{13.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{124.80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]}{2(0.8)}$ $= \sqrt{\frac{\left[1 + \left(\frac{13.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{124.80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]^2}{2(0.8)} - \frac{\left(\frac{13.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{124.80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.8}}$ $C_p = 0.10$	$C_p = \frac{\left[1 + \left(\frac{19.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{134.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]}{2(0.8)}$ $= \sqrt{\frac{\left[1 + \left(\frac{19.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{134.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]^2}{2(0.8)} - \frac{\left(\frac{19.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{134.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.8}}$ $C_p = 0.14$

²⁶ Ver Ídem

7.1.4.13. Lista de valores de factores de ajuste

Resumiendo todos los incisos anteriores, tenemos los siguientes valores para los factores de ajuste

Factor de ajuste	Valor	
	ASD	LRFD
C_D	1.60	No aplica
C_M	No aplica	No aplica
C_t	No aplica	No aplica
C_L	0.97	0.98
C_F	1.0	1.0
C_{fu}	No aplica	No aplica
C_i	No aplica	No aplica
C_r	No aplica	No aplica
C_p	0.10	0.14
C_T	No aplica	No aplica
λ	No aplica	0.80

Por lo tanto, las ecuaciones para el ajuste de los valores de resistencia lateral de la tabla 2 del inciso 3.8 de este documento

ASD	LRFD
$F'_b = F_b \times C_D \times C_L \times C_F$ $F'_c = F_c \times C_D \times C_F \times C_P$	$F'_b = F_b \times C_L \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ $F'_c = F_c \times C_F \times C_P \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$

7.1.5. Cálculo de los valores de los esfuerzos de diseño ajustados

Según la tabla del inciso anterior se tiene que:

ASD	LRFD
$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.60 \times 0.97 \times 1.0$ $F'_b = 180.03 \text{ kg/cm}^2$ $F'_c = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.6 \times 1.0 \times 0.10$ $F'_c = 12.48 \text{ kg/cm}^2$	$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 0.98 \times 1.0 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$ $F'_b = 196.35 \text{ kg/cm}^2$ $F'_c = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 0.14 \times 2.40 \times 0.90 \times 0.8$ $F'_c = 18.87 \text{ kg/cm}^2$

7.1.6. Chequeo por ecuación de interacción²⁷

Para un miembro sometido a compresión y flexión en ambos ejes, se tiene que cumplir que:

$$\left[\frac{f_c}{F'_c} \right]^2 + \frac{f_{by}}{F'_b [1 - (f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_{bx}}{F'_b [1 - (f_c/F_{cE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2]} \leq 1.0 \quad (\text{EQN 3.9-3})$$

El elemento no está sometido a ningún tipo de fuerza de compresión; por lo tanto, la expresión de arriba, al suprimir los términos que toman en cuenta los esfuerzos de compresión, resulta en

$$\frac{f_{by}}{F'_b} + \frac{f_{bx}}{F'_b [1 - (f_{bx}/F_{bE})^2]} \leq 1.0 \quad (\text{EQN 3.9-3a})$$

Sustituyendo y calculando obtenemos

²⁷ Ver sección 3.9.2, *Ídem*, pp. 22

ASD	LRFD
$\frac{39.14 \text{ Kg/cm}^2}{180.03 \text{ kg/cm}^2}$ $+ \frac{11.74 \text{ Kg/cm}^2}{180.03 \text{ kg/cm}^2 \left[1 - \left(\frac{11.74 \text{ Kg/cm}^2}{465.88 \text{ kg/cm}^2} \right)^2 \right]}$ ≤ 1.0 $0.28 \leq 1$ <p style="text-align: center;">O.K</p>	$\frac{60.37 \text{ Kg/cm}^2}{196.35 \text{ kg/cm}^2}$ $+ \frac{18.11 \text{ Kg/cm}^2}{196.35 \text{ kg/cm}^2 \left[1 - \left(\frac{18.11 \text{ Kg/cm}^2}{696.96 \text{ kg/cm}^2} \right)^2 \right]}$ ≤ 1.0 $0.40 \leq 1$ <p style="text-align: center;">O.K</p>

7.1.7. Chequeo por cortante

Para un miembro de madera sometido a fuerzas cortantes se debe de cumplir que el valor del esfuerzo cortante de diseño ajustado (valor del cortante horizontal de la tabla No. 18 del RNC-07 multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables) debe de ser mayor al valor del esfuerzo cortante calculado. Dicho en lenguaje matemático se debe de cumplir lo siguiente²⁸

$$F'_v \geq f_v$$

7.1.7.1. Cálculo del esfuerzo cortante de diseño ajustado F'_v

Según la tabla 2 de la sección 2.8 de este documento, suprimiendo los factores que no aplican, se obtienen los siguientes valores del esfuerzo cortante ajustado

ASD	LRFD
$F'_v = F_v \times C_D$ $F'_v = 7 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.6$ $F'_v = 11.20 \text{ Kg/cm}^2$	$F'_v = F_v \times 2.88 \times 0.75 \times \lambda$ $F'_v = 7 \text{ Kg/cm}^2 \times 2.88 \times 0.75 \times 0.8$ $F'_v = 12.10 \text{ Kg/cm}^2$

²⁸ Ver sección M3.4, ecuación M3.4-1, American Forest and Paper Association, & American Wood Council. (2012). *ASD/LRFD Manual for Engineered Wood Construction*. United States of America: American Wood Council, p. 6.

7.1.7.2. Chequeo del esfuerzo cortante del elemento

ASD	LRFD
$F'_v \geq f_v$ $11.20 \text{ Kg/cm}^2 \geq 1.51 \text{ Kg/cm}^2$ <p style="text-align: center;">O.K</p>	$F'_v \geq f_v$ $12.10 \text{ Kg/cm}^2 \geq 2.31 \text{ Kg/cm}^2$ <p style="text-align: center;">O.K</p>

7.2. Cuerda superior

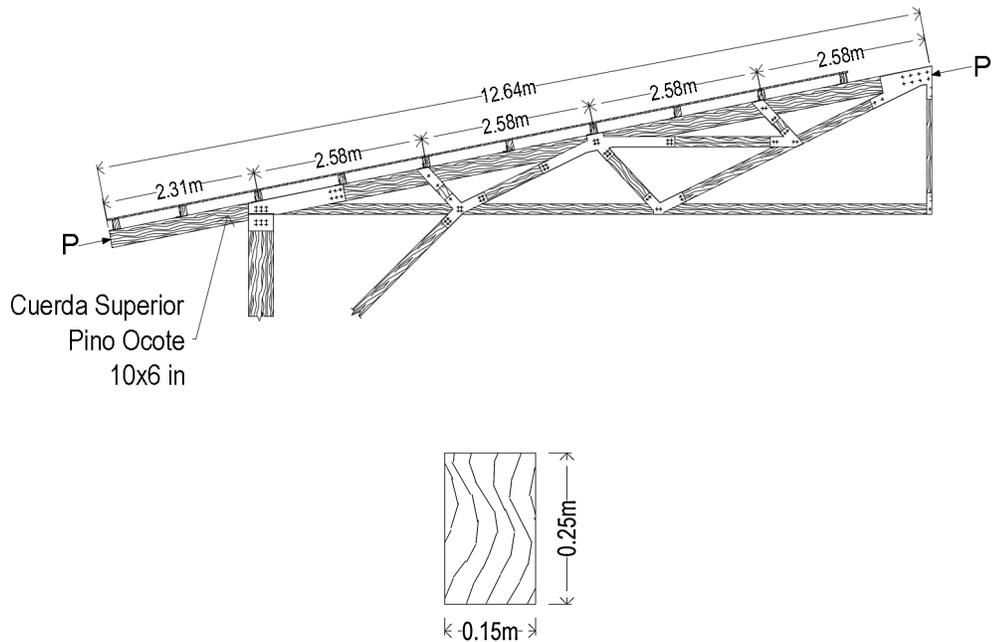


Fig. 47 Detalle longitudinal y transversal de la cuerda superior

La cuerda superior de la armadura de techo, a diferencia de los clavadores, está sometida a una fuerza de compresión. Para efectos de diseño este elemento se supondrá como una viga idealizada continuamente apoyada, siendo los apoyos los puntos en los que esta se conecta con un miembro de celosía. Tal suposición hace que la longitud efectiva usada en la determinación de la relación de esbeltez de la cuerda sea calculada con la longitud entre apoyos más desfavorable para el diseño. Las fuerzas actuantes críticas se presentan en la siguiente tabla.

Método	P (kg)	V (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)	Combinación Crítica
ASD	9,596.50	1,120.72	0	875.96	CM + CV
LRFD	13,641.55	1,660.18	0	1,292.09	1.2CM + 1.6CV

Cabe mencionar que las fuerzas arriba presentadas no actúan constantemente a lo largo del miembro de madera, sino que actúan solamente en uno de los elementos que componen la cercha de techo. También, es importante hacer

énfasis en el hecho de que el análisis realizado al modelo fue bidimensional, razón por la cual no se genera un momento M_x .

7.2.1. Datos del elemento propuesto

7.2.1.1. Propiedades del elemento

Propiedades del elemento	
Base b (in)	6.00
Peralte d (in)	10.00
Claro L_u (m)	258.01

7.2.1.2. Propiedades de la especie de madera

Propiedades mecánicas del pino	
Módulo de elasticidad E (kg/cm ²)	130,000
Resistencia a la compresión F_c (kg/cm ²)	78
Resistencia a la flexión F_b (kg/cm ²)	116
Resistencia al corte F_v (kg/cm ²)	7

7.2.2. Cálculo de los esfuerzos actuantes

7.2.2.1. Esfuerzo a la compresión

De la mecánica de materiales se sabe que

$$f_c = \frac{P}{bd}$$

ASD	LRFD
$f_c = \frac{9,596.50 \text{ kg}}{(15.24 \text{ cm})(25.40 \text{ cm})}$	$f_c = \frac{13,641.55 \text{ kg}}{(15.24 \text{ cm})(25.40 \text{ cm})}$
$f_c = 24.79 \text{ Kg/cm}^2$	$f_c = 35.24 \text{ Kg/cm}^2$

7.2.2.2. Esfuerzo flexionante en el eje mayor F_{by} ²⁹

$$F_b = \frac{6M}{bd^2}$$

ASD	LRFD
$F_{by} = \frac{6(875.96 \text{ kg. m})(100 \text{ cm/m})}{(15.24\text{cm})(25.40\text{cm})^2}$ $F_{by} = 53.45 \text{ Kg/cm}^2$	$F_{by} = \frac{6(1,292.09 \text{ kg. m})(100 \text{ cm/m})}{(15.24)(25.40\text{cm})^2}$ $F_{by} = 78.85 \text{ Kg/cm}^2$

7.2.2.3. Esfuerzo flexionante en el eje menor F_{bx}

Debido a que no se considera el momento en el eje menor del elemento, tampoco se considera el esfuerzo flexionante en el eje menor.

7.2.2.4. Esfuerzo cortante f_v ³⁰

$$f_v = \frac{3V}{2bd}$$

ASD	LRFD
$f_v = \frac{3(1,120.72 \text{ kg})}{2(15.24 \text{ cm})(25.40 \text{ cm})}$ $f_v = 4.34 \text{ Kg/cm}^2$	$f_v = \frac{3(1,660.18 \text{ kg})}{2(15.24 \text{ cm})(25.40 \text{ cm})}$ $f_v = 6.43 \text{ Kg/cm}^2$

7.2.3. Cálculo de la longitud efectiva L_e ³¹

$$\frac{L_u}{d} = \frac{258.01\text{cm}}{25.40\text{cm}} = 10.16$$

²⁹ Ver procedimiento de sección 7.1.2.1 de este documento

³⁰ Ver procedimiento de sección 7.1.2.3 de este documento

³¹ Ver procedimiento de sección 7.1.3 de este documento

Debido a que la relación de esbeltez es mayor a 7 y menor a 14.3

$$L_e = 1.63l_u + 3d$$

$$L_e = 1.63(258.01\text{cm}) + 3(25.40\text{ cm})$$

$$L_e = 496.76\text{ cm}$$

7.2.4. Factores de ajuste

7.2.4.1. Factor de duración de carga C_D

Considerando la carga viva como una carga de duración normal³²

$$C_D = 1.0$$

7.2.4.2. Factor de servicio húmedo C_M ³³

No aplica

7.2.4.3. Factor de temperatura C_t ³⁴

No aplica

7.2.4.4. Factor de tamaño C_F ³⁵

$$C_F = (12/d)^{1/9} \leq 1.0$$

$$C_F = (12/10)^{1/9} \leq 1.0$$

$$C_F = 1.02 \leq 1.0$$

Debido a que el valor calculado sobrepasa el valor límite, el valor del factor de ajuste por el tamaño del elemento es

³² Ver Apéndice B, sección B.2. American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, pp. 156

³³ Ver consideraciones y referencias de sección 7.1.4.2 de este documento

³⁴ Ver consideraciones y referencias de sección 7.1.4.3 de este documento

³⁵ Ver consideraciones y referencias de sección 7.1.4.4 de este documento

$$C_F = 1.0$$

7.2.4.5. Factor de uso de cara ancha C_{fu} ³⁶

Debido a que la carga a la que está sometida el elemento portante es perpendicular a la cara con dimensión de 6", que es la cara angosta del elemento, el factor de ajuste por el uso de la cara ancha del miembro C_{fu} , no aplica

7.2.4.6. Factor de corte C_i ³⁷

No aplica

7.2.4.7. Factor de miembro repetitivo C_r ³⁸

De la imagen 47 se sabe que el espaciamiento centro a centro de los marcos es 4.50m, lo que hace que los elementos se comporten de manera individual; por lo tanto, el factor de ajuste por miembro repetitivo C_r , no aplica.

7.2.4.8. Factor de rigidez al pandeo C_T ³⁹

No aplica

7.2.4.9. Factor de área de apoyo C_b ⁴⁰

No aplica

7.2.4.10. Factor por efecto del tiempo λ ⁴¹

Para la combinación de carga 1.2CM + 1.6CV y sabiendo que la carga viva CV es por ocupación del edificio, se tiene que

³⁶ Ver referencias de sección 7.1.4.5 de este documento

³⁷ Ver consideraciones y referencias de sección 7.1.4.6 de este documento

³⁸ Ver consideraciones y referencias de sección 7.1.4.7 de este documento

³⁹ Ver consideraciones y referencias de sección 7.1.4.8 de este documento

⁴⁰ Ver consideraciones y referencias de sección 7.1.4.9 de este documento

⁴¹ Ver Apéndice N, sección N.3.3. American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, pp. 182

$$\lambda = 0.8$$

7.2.4.11. Factor de estabilidad de viga C_L ⁴²

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} \right]^2 - \frac{(F_{bE}/F_b^*)}{0.95}}$$

a) Valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión F_{bE}

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$$

i) Cálculo del módulo de elasticidad ajustado para el cálculo de los factores de estabilidad de viga y de columna E'_{\min}

ASD	LRFD
$E'_{\min} = E_{\min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T$	$E'_{\min} = E_{\min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T \times 1.76 \times 0.85$

$$E_{\min} = E[1 - 1.645COV_E](1.03)/1.66$$

$$COV_E = 0.25$$

$$E_{\min} = 130,000 \text{ kg/cm}^2 [1 - 1.645(0.25)](1.03)/1.66$$

$$E_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$$

⁴² Ver referencias y procedimiento de la sección 7.1.4.11 de este documento

ASD	LRFD
$E'_{\min} = E_{\min}$ $E'_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$	$E'_{\min} = E_{\min} \times 1.76 \times 0.85$ $E'_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2 \times 1.76 \times 0.85$ $E'_{\min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$

ii) Relación de esbeltez R_B

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \leq 50$$

$$R_B = \sqrt{\frac{(496.76 \text{ cm})(25.40 \text{ cm})}{(15.24 \text{ cm})^2}} \leq 50$$

$$R_B = 7.37 \leq 50$$

iii) Calculo del valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión

F_{bE}

ASD	LRFD
$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$ $F_{bE} = \frac{1.20(47,490.14 \text{ kg/cm}^2)}{(7.37)^2}$ $F_{bE} = 1,049.18 \text{ kg/cm}^2$	$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$ $F_{bE} = \frac{1.20(71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(7.37)^2}$ $F_{bE} = 1,569.57 \text{ kg/cm}^2$

b) Valor de la flexión de diseño de referencia F_b^*

ASD	LRFD
$F_b^* = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r$ <p>Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_b^* = F_b \times C_D \times C_F$ $F_b^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 1.0$ $F_b^* = 116.00 \text{ kg/cm}^2$	$F_b^* = F_b \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ <p>Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_b^* = F_b \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ $F_b^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$ $F_b^* = 200.36 \text{ kg/cm}^2$

c) Cálculo del factor de estabilidad de viga C_L

ASD	LRFD
$C_L = \frac{1 + \left(\frac{1,049.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9}$ $= \frac{\sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{1,049.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9} \right]^2 - \left(\frac{1,049.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.95}$ $C_L = 0.99$	$C_L = \frac{1 + \left(\frac{1,569.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9}$ $= \frac{\sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{1,569.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9} \right]^2 - \left(\frac{1,569.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.95}$ $C_L = 0.99$

7.2.4.12. Factor de estabilidad de columna C_P ⁴³

$$C_P = \frac{\left[1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)\right]}{2c} - \sqrt{\left[\frac{\left[1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)\right]}{2c}\right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)}{c}}$$

a) Valor del pandeo crítico de diseño para miembros en compresión F_{cE}

$$F_{cE} = \frac{0.822E'_{\min}}{(l_e/d)^2}$$

i) Cálculo de E'_{\min}

Del cálculo de la sección 7.2.4.11

ASD	LRFD
$E'_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$	$E'_{\min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$

ii) Cálculo de F_{cE}

ASD	LRFD
$F_{cE} = \frac{0.822(47,490.14 \text{ kg/cm}^2)}{(496.76 \text{ cm}/25.40 \text{ cm})^2}$ $F_{cE} = 102.06 \text{ kg/cm}^2$	$F_{cE} = \frac{0.822(71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(496.76 \text{ cm}/25.40 \text{ cm})^2}$ $F_{cE} = 152.66 \text{ kg/cm}^2$

⁴³ Ver referencias y procedimiento de la sección 7.1.4.12 de este documento

b) Valor de compresión de diseño de referencia paralela al grano F_c^*

ASD	LRFD
$F_c^* = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i$ <p>Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_c^* = F_c \times C_D \times C_F$ $F_c^* = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 1.0$ $F_c^* = 78.00 \text{ kg/cm}^2$	$F_c^* = F_c \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$ <p>Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_c^* = F_c \times C_F \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$ $F_c^* = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 2.40 \times 0.90 \times 0.8$ $F_c^* = 134.78 \text{ kg/cm}^2$

c) Cálculo del valor de c

$$c = 0.8$$

d) Cálculo del factor de estabilidad de columna C_p

ASD	LRFD
$C_p = \frac{\left[1 + \left(\frac{102.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{78.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]}{2(0.8)}$ $= \sqrt{\frac{\left[1 + \left(\frac{102.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{78.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]^2}{2(0.8)} - \frac{\left(\frac{102.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{78.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.8}}$ $C_p = 0.77$	$C_p = \frac{\left[1 + \left(\frac{152.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{134.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]}{2(0.8)}$ $= \sqrt{\frac{\left[1 + \left(\frac{152.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{134.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]^2}{2(0.8)} - \frac{\left(\frac{152.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{134.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.8}}$ $C_p = 0.73$

7.2.4.13. Lista de valores de factores de ajuste

Factor de ajuste	Valor	
	ASD	LRFD
C_D	1.00	No aplica
C_M	No aplica	No aplica
C_t	No aplica	No aplica
C_L	0.99	0.99
C_F	1.0	1.0
C_{fu}	No aplica	No aplica
C_i	No aplica	No aplica
C_r	No aplica	No aplica
C_p	0.77	0.73
C_T	No aplica	No aplica
λ	No aplica	0.80

Por lo tanto, las ecuaciones para el ajuste se convierten en

ASD	LRFD
$F'_b = F_b \times C_D \times C_L \times C_F$ $F'_c = F_c \times C_D \times C_F \times C_P$	$F'_b = F_b \times C_L \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ $F'_c = F_c \times C_F \times C_P \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$

7.2.5. Cálculo de los valores de los esfuerzos de diseño ajustados

Según la tabla del inciso anterior se tiene que

ASD	LRFD
$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 0.99 \times 1.0$ $F'_b = 114.84 \text{ kg/cm}^2$	$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 0.99 \times 1.0 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$ $F'_b = 198.35 \text{ kg/cm}^2$
$F'_c = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.77$ $F'_c = 60.06 \text{ kg/cm}^2$	$F'_c = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 0.73 \times 2.40 \times 0.90 \times 0.8$ $F'_c = 98.39 \text{ kg/cm}^2$

7.2.6. Chequeo por ecuación de interacción⁴⁴

$$\left[\frac{f_c}{F_c'} \right]^2 + \frac{f_{by}}{F_b' [1 - (f_c/F_{cE1})]} \leq 1.0$$

ASD	LRFD
$\left[\frac{24.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{60.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right]^2 + \frac{53.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{114.84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left[1 - \left(24.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} / 102.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right]}$ <p style="text-align: center;">0.79 ≤ 1 O.K</p>	$\left[\frac{35.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{98.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right]^2 + \frac{78.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{198.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left[1 - \left(35.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} / 152.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right]}$ <p style="text-align: center;">0.65 ≤ 1 O.K</p>

7.2.7. Chequeo por cortante⁴⁵

$$F_v' \geq f_v$$

7.2.7.1. Cálculo del esfuerzo cortante de diseño ajustado

ASD	LRFD
$F_v' = F_v \times C_D$ $F_v' = 7 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.0$ $F_v' = 7 \text{ Kg/cm}^2$	$F_v' = F_v \times 2.88 \times 0.75 \times \lambda$ $F_v' = 7 \text{ Kg/cm}^2 \times 2.88 \times 0.75 \times 0.8$ $F_v' = 12.10 \text{ Kg/cm}^2$

⁴⁴ Ver referencias y procedimiento de la sección 7.1.6 de este documento

⁴⁵ Ver referencias y procedimiento de la sección 7.1.7 de este documento

7.2.7.2. Chequeo del esfuerzo cortante del elemento

ASD	LRFD
$F'_v \geq f_v$ $7 \text{ Kg/cm}^2 \geq 4.34 \text{ Kg/cm}^2$ O.K	$F'_v \geq f_v$ $12.10 \text{ Kg/cm}^2 \geq 6.43 \text{ Kg/cm}^2$ O.K

7.3. Cuerda inferior

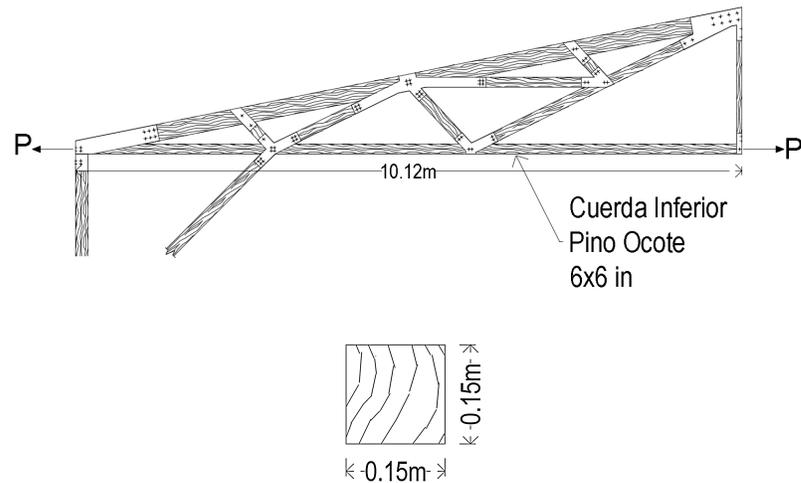


Fig. 48 Detalle longitudinal y transversal de la cuerda inferior

La imagen de arriba muestra que los elementos de la cuerda inferior de la armadura de la estructura de techo están sometidos a tensión. Las fuerzas actuantes críticas para el diseño se muestran en la siguiente tabla.

Método	P (kg)	V (kg)	My (Kg.m)	Combinación Crítica
ASD	4,786.95	327.38	227.2	CM + CV
LRFD	6,832.88	395.48	273.97	1.2CM + 1.6CV

7.3.1. Datos del elemento propuesto

7.3.1.1. Propiedades del elemento

Propiedades del elemento	
Base b (in)	6.00
Peralte d (in)	6.00
Longitud del claro Lu (m)	14.24

7.3.1.2. Propiedades de la especie de madera

Propiedades mecánicas del pino	
Módulo de elasticidad E (kg/cm ²)	130,000
Resistencia a la compresión F _c (kg/cm ²)	78
Resistencia a la flexión F _b (kg/cm ²)	116
Resistencia al corte F _v (kg/cm ²)	7

7.3.2. Cálculo de los esfuerzos actuantes

7.3.2.1. Esfuerzo a la tensión

De la mecánica de materiales se sabe que

$$f_t = \frac{P}{bd}$$

ASD	LRFD
$f_t = \frac{4,786.95 \text{ kg}}{(15.24 \text{ cm})(15.24 \text{ cm})}$ $f_t = 20.61 \text{ Kg/cm}^2$	$f_t = \frac{6,832.88 \text{ kg}}{(15.24 \text{ cm})(15.24 \text{ cm})}$ $f_t = 29.42 \text{ Kg/cm}^2$

7.3.2.2. Esfuerzo flexionante en el eje mayor F_{by}⁴⁶

$$F_b = \frac{6M}{bd^2}$$

ASD	LRFD
$F_{by} = \frac{6(227.2 \text{ kg.m})(100 \text{ cm/m})}{(15.24 \text{ cm})(15.24)^2}$ $F_{by} = 38.51 \text{ Kg/cm}^2$	$F_{by} = \frac{6(273.97 \text{ kg.m})(100 \text{ cm/m})}{(15.24)(15.24 \text{ cm})^2}$ $F_{by} = 46.44 \text{ Kg/cm}^2$

⁴⁶ Ver procedimiento de sección 7.1.2.1 de este documento

7.3.2.3. Esfuerzo cortante f_v ⁴⁷

$$f_v = \frac{3V}{2bd}$$

ASD	LRFD
$f_v = \frac{3(327.38 \text{ kg})}{2(15.24 \text{ cm})(15.24 \text{ cm})}$ $f_v = 2.11 \text{ Kg/cm}^2$	$f_v = \frac{3(395.48 \text{ kg})}{2(15.24 \text{ cm})(15.24 \text{ cm})}$ $f_v = 2.55 \text{ Kg/cm}^2$

7.3.3. Cálculo de la longitud efectiva⁴⁸

$$\frac{Lu}{d} = \frac{(14.24 \text{ m})(100\text{cm/m})}{15.24\text{cm}} = 93.44$$

Debido a que la relación de esbeltez es mayor a 14.3

$$L_e = 1.84l_u$$

$$L_e = 1.84(1424.00\text{cm})$$

$$L_e = 2620.16 \text{ cm}$$

7.3.4. Factores de ajuste

7.3.4.1. Factor de duración de carga C_D ⁴⁹ (sección 4.3.2 NDS 2012)

$$C_D = 1.0$$

⁴⁷ Ver procedimiento de sección 7.1.2.3 de este documento

⁴⁸ Ver procedimiento de sección 7.1.3 de este documento

⁴⁹ Igual que sección 7.2.4.1 de este documento

7.3.4.2. Factor de servicio húmedo C_M ⁵⁰
No aplica

7.3.4.3. Factor de temperatura C_t ⁵¹
No aplica

7.3.4.4. Factor de tamaño C_F ⁵²

$$C_F = (12/d)^{1/9} \leq 1.0$$
$$C_F = (12/6)^{1/9} \leq 1.0$$
$$C_F = 1.08 \leq 1.0$$

Debido a que el valor calculado sobrepasa el valor límite, el valor del factor de ajuste por el tamaño del elemento es

$$C_F = 1.0$$

7.3.4.5. Factor de uso de cara ancha C_{fu} ⁵³
No aplica

7.3.4.6. Factor de corte C_i ⁵⁴
No aplica

7.3.4.7. Factor de miembro repetitivo C_r ⁵⁵
No aplica

⁵⁰ Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.4.2 de este documento

⁵¹ Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.4.3 de este documento

⁵² Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.4.4 de este documento

⁵³ Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.4.5 de este documento

⁵⁴ Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.4.6 de este documento

⁵⁵ Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.4.6 de este documento

7.3.4.8. Factor de rigidez al pandeo C_T ⁵⁶

No aplica

7.3.4.9. Factor de área de apoyo C_b ⁵⁷

No aplica

7.3.4.10. Factor por efecto del tiempo λ ⁵⁸

$$\lambda = 0.8$$

7.3.4.11. Factor de estabilidad de viga C_L ⁵⁹

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} \right]^2 - \frac{(F_{bE}/F_b^*)}{0.95}}$$

a) Valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión F_{bE}

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$$

i) Cálculo del módulo de elasticidad ajustado para el cálculo de los factores de estabilidad de viga y de columna E'_{\min}

ASD	LRFD
$E'_{\min} = E_{\min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T$	$E'_{\min} = E_{\min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T \times 1.76 \times 0.85$

⁵⁶ Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.4.8 de este documento

⁵⁷ Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.4.9 de este documento

⁵⁸ Igual que sección 7.1.4.10

⁵⁹ Ver referencias y procedimiento de la sección 7.1.4.11

$$E_{\min} = E[1 - 1.645\text{COV}_E](1.03)/1.66$$

$$\text{COV}_E = 0.25$$

$$E_{\min} = 130,000 \text{ kg/cm}^2 [1 - 1.645(0.25)](1.03)/1.66$$

$$E_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que no todos los factores de ajuste aplican al elemento, las ecuaciones se convierten en

ASD	LRFD
$E'_{\min} = E_{\min}$ $E'_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$	$E'_{\min} = E_{\min} \times 1.76 \times 0.85$ $E'_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2 \times 1.76 \times 0.85$ $E'_{\min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$

ii) Relación de esbeltez R_B

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \leq 50$$

$$R_B = \sqrt{\frac{(2620.16 \text{ cm})(15.24 \text{ cm})}{(15.24 \text{ cm})^2}} \leq 50$$

$$R_B = 13.11 \leq 50$$

iii) Cálculo del valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión

F_{bE}

ASD	LRFD
$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$ $F_{bE} = \frac{1.20(47,490.14 \text{ kg/cm}^2)}{(13.11)^2}$ $F_{bE} = 331.57 \text{ kg/cm}^2$	$F_{bE} = \frac{1.20E'_{\min}}{(R_B)^2}$ $F_{bE} = \frac{1.20(71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(13.11)^2}$ $F_{bE} = 496.03 \text{ kg/cm}^2$

b) Valor de la flexión de diseño de referencia F_b^*

ASD	LRFD
$F_b^* = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_R$ <p style="text-align: center;">Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_b^* = F_b \times C_D \times C_F$ $F_b^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 1.0$ $F_b^* = 116.00 \text{ kg/cm}^2$	$F_b^* = F_b \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_R \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ <p style="text-align: center;">Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_b^* = F_b \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ $F_b^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$ $F_b^* = 200.36 \text{ kg/cm}^2$

c) Cálculo del factor de estabilidad de viga C_L

ASD	LRFD
$C_L = \frac{1 + \left(\frac{331.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9}$ $= \frac{1 + \left(\frac{331.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9} - \frac{\left(\frac{331.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.95}$ $C_L = 0.97$	$C_L = \frac{1 + \left(\frac{496.03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9}$ $= \frac{1 + \left(\frac{496.03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9} - \frac{\left(\frac{496.03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.95}$ $C_L = 0.97$

7.3.4.12. Lista de valores de factores de ajuste

Factor de ajuste	Valor	
	ASD	LRFD
C_D	1.00	No aplica
C_M	No aplica	No aplica
C_t	No aplica	No aplica
C_L	0.97	0.97
C_F	1.0	1.0
C_{fu}	No aplica	No aplica
C_i	No aplica	No aplica
C_r	No aplica	No aplica
C_T	No aplica	No aplica
λ	No aplica	0.80

Por lo tanto

ASD	LRFD
$F'_t = F_t \times C_D \times C_F$	$F'_t = F_t \times C_F \times 2.70 \times 0.80 \times \lambda$

7.3.5. Cálculo de los valores de los esfuerzos de diseño ajustados

Según la tabla del inciso anterior se tiene que:

ASD	LRFD
$F'_t = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 1.0$ $F'_t = 78 \text{ kg/cm}^2$	$F'_t = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 2.70 \times 0.80 \times 0.8$ $F'_t = 134.78 \text{ kg/cm}^2$

7.3.6. Chequeo por ecuación de interacción del elemento propuesto⁶⁰

Para un miembro sometido a tensión y flexión en ambos ejes, se tiene que cumplir que:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F_b^*} \leq 1.0 \quad (\text{EQN 3.9-1})$$

Y que

$$\frac{f_b - f_t}{F_b^{**}} \leq 1.0 \quad (\text{EQN 3.9-2})$$

7.3.6.1. Cálculo de la resistencia a la flexión de diseño de referencia F_b^* ⁶¹

ASD	LRFD
$F_b^* = 116.00 \text{ kg/cm}^2$	$F_b^* = 200.36 \text{ kg/cm}^2$

7.3.6.2. Cálculo de la resistencia a la flexión de diseño de referencia F_b^{**} ⁶²

A diferencia de F_b^* , F_b^{**} se multiplica por el factor de estabilidad de viga C_L ; por lo tanto, suprimiendo todos los factores que no aplican debido a las condiciones a las que está sometida la estructura:

ASD	LRFD
$F_b^{**} = F_b \times C_D \times C_L \times C_F$ $F_b^{**} = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 0.97 \times 1.0$ $F_b^{**} = 112.52 \text{ kg/cm}^2$	$F_b^{**} = F_b \times C_F \times C_L \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$ $F_b^{**} = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 0.97 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$ $F_b^{**} = 194.34 \text{ kg/cm}^2$

⁶⁰ Ver sección 3.9 de American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, pp. 22

⁶¹ Ver inciso d) de la sección 7.3.4.11 de este documento

⁶² Ver sección 3.9.1 de Ver sección 3.9 de American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, pp. 22

7.3.6.3. Cheque por ecuaciones de interacción del elemento propuesto

ASD	LRFD
$\frac{20.61 \text{ kg/cm}^2}{78 \text{ kg/cm}^2} + \frac{38.51 \text{ kg/cm}^2}{116.00 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$ $0.60 \leq 1$	$\frac{29.42 \text{ kg/cm}^2}{134.78 \text{ kg/cm}^2} + \frac{46.44 \text{ kg/cm}^2}{200.36 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$ $0.45 \leq 1$
$\frac{38.51 \text{ kg/cm}^2 - 20.61 \text{ kg/cm}^2}{112.52 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$ $0.16 \leq 1.0$	$\frac{46.44 \text{ kg/cm}^2 - 29.42 \text{ kg/cm}^2}{194.34 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$ $0.09 \leq 1.0$
O.K	O.K

7.3.7. Chequeo por cortante del elemento propuesto ⁶³

$$F'_v \geq f_v$$

7.3.7.1. Cálculo del esfuerzo cortante de diseño ajustado

ASD	LRFD
$F'_v = F_v \times C_D$ $F'_v = 7 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.0$ $F'_v = 7 \text{ Kg/cm}^2$	$F'_v = F_v \times 2.88 \times 0.75 \times \lambda$ $F'_v = 7 \text{ Kg/cm}^2 \times 2.88 \times 0.75 \times 0.8$ $F'_v = 12.10 \text{ Kg/cm}^2$

⁶³ Ver referencias y procedimiento de la sección 7.1.7 de este documento

7.3.7.2. chequeo del esfuerzo cortante del elemento

ASD	LRFD
$F'_v \geq f_v$ $7 \text{ Kg/cm}^2 \geq 2.11 \text{ Kg/cm}^2$ O.K	$F'_v \geq f_v$ $12.10 \text{ Kg/cm}^2 \geq 2.55 \text{ Kg/cm}^2$ O.K

7.4. Columnas

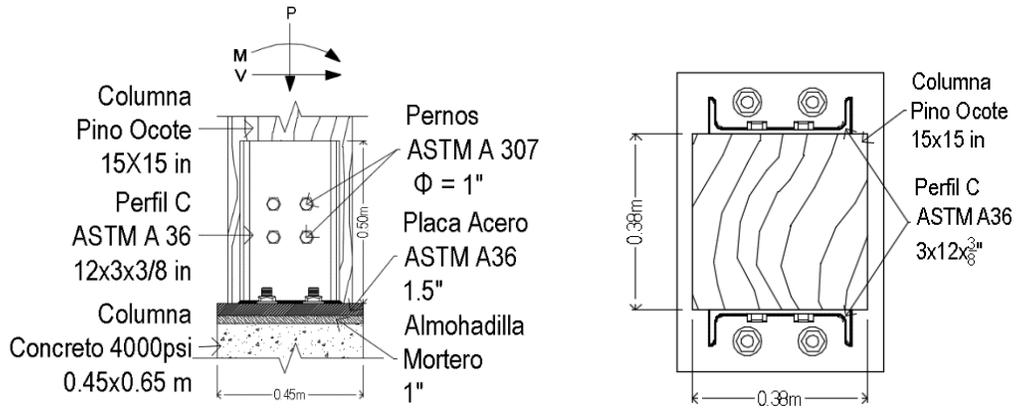


Fig. 49 Detalle longitudinal y transversal de las columnas

Método	P (kg)	V (kg)	My (Kg.m)	Combinación Crítica
ASD	7,482.96	3,760.31	4,978.70	CM + CV
LRFD	10,469.86	5,274.37	6,973.59	1.2CM + 1.6CV

7.4.1. Datos del elemento propuesto

7.4.1.1. Propiedades del elemento

Propiedades del elemento	
Base b (in)	15.00
Peralte d (in)	15.00
Claro L_u (m)	3.00

7.4.1.2. Propiedades de la especie de madera

Propiedades mecánicas del pino	
Módulo de elasticidad E (kg/cm ²)	130,000
Resistencia a la compresión F _c (kg/cm ²)	78
Resistencia a la flexión F _b (kg/cm ²)	116
Resistencia al corte F _v (kg/cm ²)	7

7.4.2. Cálculo de los esfuerzos actuantes

7.4.2.1. Esfuerzo a la compresión

De la mecánica de materiales se sabe que

$$f_c = \frac{P}{bd}$$

ASD	LRFD
$f_c = \frac{7,482.96 \text{ kg}}{(38.10 \text{ cm})(38.10 \text{ cm})}$ $f_c = 5.15 \text{ Kg/cm}^2$	$f_c = \frac{10,469.86 \text{ kg}}{(38.10 \text{ cm})(38.10 \text{ cm})}$ $f_c = 7.214 \text{ Kg/cm}^2$

7.4.2.2. Esfuerzo flexionante en el eje mayor F_{by}⁶⁴

$$F_b = \frac{6M}{bd^2}$$

ASD	LRFD
$F_{by} = \frac{6(4,978.70 \text{ kg.m})(100 \text{ cm/m})}{(38.10 \text{ cm})(38.10 \text{ cm})^2}$ $F_{by} = 54.01 \text{ Kg/cm}^2$	$F_{by} = \frac{6(6,973.59 \text{ kg.m})(100 \text{ cm/m})}{(38.10 \text{ cm})(38.10 \text{ cm})^2}$ $F_{by} = 75.65 \text{ Kg/cm}^2$

⁶⁴ Ver referencias de la sección 7.1.2.1 de este documento

7.4.2.3. Esfuerzo flexionante en el eje menor F_{bx} ⁶⁵

Debido a que no se considera el momento en el eje menor del elemento, tampoco se considera el esuerzo flexionante en el eje menor.

7.4.2.4. Esfuerzo cortante f_v ⁶⁶

$$f_v = \frac{3V}{2bd}$$

ASD	LRFD
$f_v = \frac{3(3,760.31 \text{ kg})}{2(38.10 \text{ cm})(38.10 \text{ cm})}$ $f_v = 3.89 \text{ Kg/cm}^2$	$f_v = \frac{3(5,274.37 \text{ kg})}{2(38.10 \text{ cm})(38.10 \text{ cm})}$ $f_v = 5.45 \text{ Kg/cm}^2$

7.4.3. Cálculo de la longitud efectiva L_e ⁶⁷

$$\frac{L_u}{d} = \frac{300.00\text{cm}}{38.10\text{cm}} = 7.87$$

Debido a que la relación de esbeltez es mayor a 7 y menor a 14.3

$$L_e = 1.63l_u + 3d$$

$$L_e = 1.63 (300\text{cm}) + 3 (38.10 \text{ cm})$$

$$L_e = 603.30 \text{ cm}$$

⁶⁵ Ver referencias de la sección 7.1.2.2 de este documento

⁶⁶ Ver referencias de la sección 7.1.2.3 de este documento

⁶⁷ Ver referencias de la sección 7.1.3 de este documento

7.4.4. Factores de ajuste

7.4.4.1. Factor de duración de carga C_D ⁶⁸

$$C_D = 1.0$$

7.4.4.2. Factor de servicio húmedo C_M ⁶⁹

No aplica

7.4.4.3. Factor de temperatura C_t ⁷⁰

No aplica

7.4.4.4. Factor de tamaño C_F ⁷¹

$$C_F = (12/d)^{1/9} \leq 1.0$$

$$C_F = (12/15)^{1/9} \leq 1.0$$

$$C_F = 0.98 \leq 1.0$$

Debido a que el valor calculado no sobrepasa el valor límite, el valor del factor de ajuste por el tamaño del elemento es

$$C_F = 0.98$$

7.4.4.5. Factor de uso de cara ancha C_{fu} ⁷²

No aplica

⁶⁸ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.1 de este documento

⁶⁹ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.2 de este documento

⁷⁰ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.3 de este documento

⁷¹ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.4 de este documento

⁷² Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.5 de este documento

7.4.4.6. Factor de corte C_i ⁷³

No aplica

7.4.4.7. Factor de miembro repetitivo C_r ⁷⁴

No aplica

7.4.4.8. Factor de rigidez al pandeo C_T ⁷⁵

No aplica

7.4.4.9. Factor de área de apoyo C_b ⁷⁶

No aplica

7.4.4.10. Factor por efecto del tiempo λ ⁷⁷

$$\lambda = 0.8$$

7.4.4.11. Factor de estabilidad de viga C_L ⁷⁸

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} \right]^2 - \frac{(F_{bE})}{0.95 F_b^*}}$$

⁷³ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.6 de este documento

⁷⁴ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.7 de este documento

⁷⁵ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.8 de este documento

⁷⁶ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.9 de este documento

⁷⁷ Ver consideraciones y referencias de la sección 7.1.4.10 de este documento

⁷⁸ Ver referencias y procedimientos de la sección 7.1.9.11 de este documento

a) Valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión F_{bE}

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{(R_B)^2}$$

i) Cálculo del módulo de elasticidad ajustado para el cálculo de los factores de estabilidad de viga y de columna E'_{min}

ASD	LRFD
$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T$	$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T \times 1.76 \times 0.85$

$$E_{min} = E[1 - 1.645COV_E](1.03)/1.66$$

$$COV_E = 0.25$$

$$E_{min} = 130,000 \text{ kg/cm}^2 [1 - 1.645(0.25)](1.03)/1.66$$

$$E_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$$

ASD	LRFD
$E'_{min} = E_{min}$ $E'_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$	$E'_{min} = E_{min} \times 1.76 \times 0.85$ $E'_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2 \times 1.76 \times 0.85$ $E'_{min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$

ii) Relación de esbeltez R_B

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \leq 50$$

$$R_B = \sqrt{\frac{(603.30 \text{ cm})(38.10 \text{ cm})}{(38.10 \text{ cm})^2}} \leq 50$$

$$R_B = 3.98 \leq 50$$

iii) Cálculo del valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión

F_{bE}

ASD	LRFD
$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{(R_B)^2}$	$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{(R_B)^2}$
$F_{bE} = \frac{1.20(47,490.14 \text{ kg/cm}^2)}{(3.98)^2}$	$F_{bE} = \frac{1.20(71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(3.98)^2}$
$F_{bE} = 3,597.65 \text{ kg/cm}^2$	$F_{bE} = 5,382.08 \text{ kg/cm}^2$

b) Valor de la flexión de diseño de referencia F_b^*

ASD	LRFD
$F_b^* = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r$	$F_b^* = F_b \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$
<p>Si se suprimen los factores que no aplican</p>	<p>Si se suprimen los factores que no aplican</p>
$F_b^* = F_b \times C_D \times C_F$	$F_b^* = F_b \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$
$F_b^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 1.0$	$F_b^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$
$F_b^* = 116.00 \text{ kg/cm}^2$	$F_b^* = 200.36 \text{ kg/cm}^2$

c) Cálculo del factor de estabilidad de viga C_L

ASD	LRFD
$C_L = \frac{1 + \left(\frac{3,597.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9}$ $= \frac{\sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{3,597.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9} \right]^2 - \left(\frac{3,597.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{116.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.95}$ $C_L = 1.00$	$C_L = \frac{1 + \left(\frac{5,382.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9}$ $= \frac{\sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{5,382.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{1.9} \right]^2 - \left(\frac{5,382.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{200.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.95}$ $C_L = 1.00$

7.4.4.12. Factor de estabilidad de columna C_p ⁷⁹

$$C_p = \frac{\left[1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*} \right) \right]}{2c} - \sqrt{\left[\frac{\left[1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*} \right) \right]}{2c} \right]^2 - \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*} \right) \frac{1}{c}}$$

e) Valor del pandeo crítico de diseño para miembros en compresión F_{cE} (sección 3.7.1.5 NDS 2012)

$$F_{cE} = \frac{0.822E'_{\min}}{(l_e/d)^2}$$

⁷⁹ Ver referencias y procedimientos de la sección 7.1.9.11 de este documento

j) Cálculo de E'_{\min}

ASD	LRFD
$E'_{\min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$	$E'_{\min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$

iii) Cálculo de F_{cE}

ASD	LRFD
$F_{cE} = \frac{0.822(47,490.14 \text{ kg/cm}^2)}{(603.30 \text{ cm}/38.10 \text{ cm})^2}$ $F_{cE} = 155.69 \text{ kg/cm}^2$	$F_{cE} = \frac{0.822(71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(603.30 \text{ cm}/38.10 \text{ cm})^2}$ $F_{cE} = 232.91 \text{ kg/cm}^2$

f) Valor de compresión de diseño de referencia paralela al grano F_c^*

ASD	LRFD
$F_c^* = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i$ <p>Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_c^* = F_c \times C_D \times C_F$ $F_c^* = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 0.98$ $F_c^* = 76.44 \text{ kg/cm}^2$	$F_c^* = F_c \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$ <p>Si se suprimen los factores que no aplican</p> $F_c^* = F_c \times C_F \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$ $F_c^* = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 0.98 \times 2.40 \times 0.90 \times 0.8$ $F_c^* = 132.09 \text{ kg/cm}^2$

g) Cálculo del valor de c

$$c = 0.8$$

h) Cálculo del factor de estabilidad de columna C_p

ASD	LRFD
$C_p = \frac{\left[1 + \left(\frac{155.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{76.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]}{2(0.8)}$ $= \sqrt{\frac{\left[1 + \left(\frac{155.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{76.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]^2}{2(0.8)} - \frac{\left(\frac{155.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{76.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.8}}$ <p style="text-align: center;">$C_p = 0.87$</p>	$C_p = \frac{\left[1 + \left(\frac{232.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{132.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]}{2(0.8)}$ $= \sqrt{\frac{\left[1 + \left(\frac{232.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{132.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]^2}{2(0.8)} - \frac{\left(\frac{232.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{132.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)}{0.8}}$ <p style="text-align: center;">$C_p = 0.84$</p>

7.4.4.13. Lista de valores de factores de ajuste

Factor de ajuste	Valor	
	ASD	LRFD
C_D	1.00	No aplica
C_M	No aplica	No aplica
C_t	No aplica	No aplica
C_L	1.00	1.00
C_F	1.0	1.0
C_{fu}	No aplica	No aplica
C_i	No aplica	No aplica
C_r	No aplica	No aplica
C_p	0.87	0.84
C_T	No aplica	No aplica
λ	No aplica	0.80

ASD	LRFD
$F'_b = F_b \times C_D \times C_L \times C_F$	$F'_b = F_b \times C_L \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$
$F'_c = F_c \times C_D \times C_F \times C_P$	$F'_c = F_c \times C_F \times C_P \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$

7.4.5. Cálculo de los valores de los esfuerzos de diseño ajustados

Según la tabla del inciso anterior se tiene que:

ASD	LRFD
$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 1.00 \times 0.98$	$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.00 \times 0.98 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$
$F'_b = 113.68 \text{ kg/cm}^2$	$F'_b = 196.35 \text{ kg/cm}^2$
$F'_c = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 1.0 \times 0.98 \times 0.87$	$F'_c = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 0.98 \times 0.84 \times 2.40 \times 0.90 \times 0.8$
$F'_c = 66.50 \text{ kg/cm}^2$	$F'_c = 110.95 \text{ kg/cm}^2$

7.4.6. Chequeo por ecuación de interacción⁸⁰

$$\left[\frac{f_c}{F'_c} \right]^2 + \frac{f_{by}}{F'_b \left[1 - \left(\frac{f_c}{F_{CE1}} \right) \right]} \leq 1.0$$

ASD	LRFD
$\left[\frac{5.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{66.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right]^2$	$\left[\frac{7.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{110.95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right]^2$
$+ \frac{54.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{113.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left[1 - \left(\frac{5.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{155.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]}$	$+ \frac{75.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{196.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left[1 - \left(\frac{7.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{232.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \right]}$
$0.50 \leq 1$	$0.40 \leq 1$
<p style="text-align: center;">O.K</p>	<p style="text-align: center;">O.K</p>

⁸⁰ Ver referencias y consideraciones de la sección 7.1.6 de este documento

7.4.7. Chequeo por cortante⁸¹

$$F'_v \geq f_v$$

7.4.7.1. Cálculo del esfuerzo cortante de diseño ajustado

ASD	LRFD
$F'_v = F_v \times C_D$ $F'_v = 7 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.0$ $F'_v = 7 \text{ Kg/cm}^2$	$F'_v = F_v \times 2.88 \times 0.75 \times \lambda$ $F'_v = 7 \text{ Kg/cm}^2 \times 2.88 \times 0.75 \times 0.8$ $F'_v = 12.10 \text{ Kg/cm}^2$

7.4.7.2. Chequeo del esfuerzo cortante del elemento

ASD	LRFD
$F'_v \geq f_v$ $7 \text{ Kg/cm}^2 \geq 3.89 \text{ Kg/cm}^2$ O.K	$F'_v \geq f_v$ $12.10 \text{ Kg/cm}^2 \geq 5.45 \text{ Kg/cm}^2$ O.K

⁸¹ Ver referencias, consideraciones y procedimiento de la sección 7.1.7 de este documento



DISEÑO DE CONEXIONES

CAPÍTULO 8



8. DISEÑO DE CONEXIONES

8.1. Conexión de cumbrera

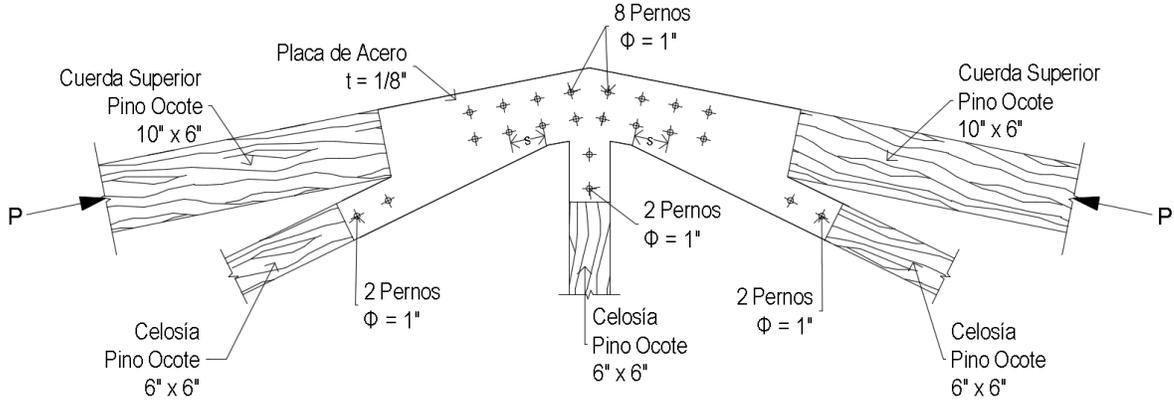


Fig. 50 Detalles de conexión de cumbrera

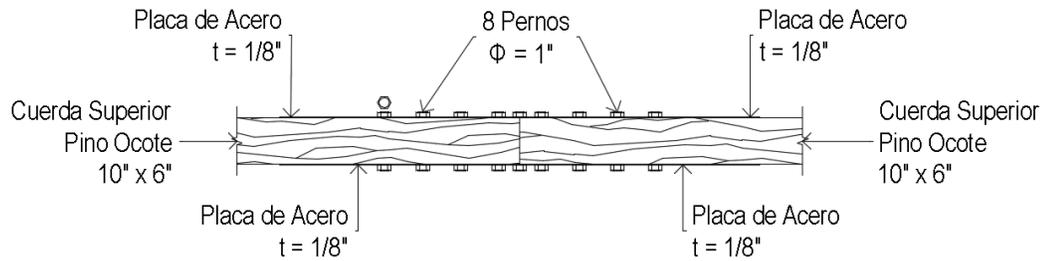


Fig. 51 Vista en planta de conexión de cumbrera

Las figuras de arriba muestran la vista frontal y en planta de la conexión propuesta para la cumbrera de la nave industrial. El procedimiento del diseño de esta conexión es válido para los dos elementos que se conectan (los dos elementos de 10" x 6"). El valor de la fuerza P se obtuvo del análisis del modelo estructural en SAP2000. Los valores de la carga P para la combinación crítica de los métodos ASD y LRFD son

Método	P (lb)	Combinación Crítica
ASD	19,910.76	CM + CV
LRFD	28,217.17	1.2CM + 1.6CV

8.1.1. Datos de la conexión propuesta

8.1.1.1. Propiedades de los elementos

Propiedades del miembro de madera		
Dato		Referencia
d_m (in)	10	-
b_m (in)	6	-
G_{esp}	0	$\gamma_{Pino}/\gamma_{agua} = 660 / 1000$
E_m (psi)	1,849,030.43	TABLA No. 18 RNC-07
F_{eII} (psi)	7,392	Tabla 11.3.3 NDS 2012
F_{eL} (psi)	3,339.40	Tabla 11.3.3 NDS 2012

Propiedades del perno ¹		
Dato		Referencia
D (in)	1.00	-
S (in)	5.00	-
F_{yb} (psi)	45,000	Tabla I1. Apéndice A NDS 2012

Propiedades de la placa (ASTM A36)		
Dato		Referencia
t (in)	1/8	-
E_s (psi)	29,000,000	-
d_s (in)	10	-
F_{es} (psi)	87,000	Tabla 11I NDS 2012

8.1.1.2. Geometría de la conexión

Geometría de conexión		
Dato		Significado
$l_s = t$ (in)	1/8	Espesor de miembro lateral ²
$l_m = d_m$ (in)	10	Espesor de miembro principal ³
θ°	0	Ángulo entre la carga y la dirección del grano

¹ Para ver el perfil del perno propuesto ver Anexo B.10. de este documento.

² Ver figura 18 de este documento

³ Ver figura 18 de este documento

8.1.2. Ecuaciones del límite de fluencia⁴

8.1.2.1. Resistencia al aplastamiento del miembro principal F_{em} ⁵

En la figura 50 se puede apreciar que el eje de acción de la carga P es paralelo al eje longitudinal del miembro de la cuerda superior de la armadura de techo; por lo tanto, el valor de la resistencia al aplastamiento del miembro principal a usarse es

$$F_{em} = F_{e\parallel} = 7,392 \text{ psi}$$

8.1.2.2. Modos de fluencia⁶

Debido a que las conexiones propuestas están compuestas por un miembro de madera y dos placas de acero, los pernos se encuentran sometidos a doble cortante; por lo tanto, las ecuaciones a usarse serán las ecuaciones del límite de fluencia para cortante doble.

a) Modo de fluencia I_m

$$Z = \frac{D I_m F_{em}}{R_d} \quad (\text{EQN 11.3-7})$$

i) Término de reducción R_d ⁷

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1$$

$$R_d = 4K_\theta$$

$$R_d = 4(1)$$

$$R_d = 4$$

⁴ Ver tabla 11.3.1A y apéndice I. American Wood Council. (2011). *ASD/LRFD National Design Specification for Wood Construction (NDS 2012)*. United States of America: American Wood Council, pp. 79 y 170, respectivamente.

⁵ Ver sección 11.3.4. *Ídem*, p. 82

⁶ Ver las referencias del comentario 1 de esta sección.

⁷ Ver tabla 11.3.1B. *Ídem*, p. 79

ii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{(1 \text{ in}) (6 \text{ in}) (7,392 \text{ psi})}{4}$$
$$Z = 11,088 \text{ lbs}$$

b) Modo de fluencia I_s

$$Z = \frac{2D I_s F_{es}}{R_d} \quad (\text{EQN 11.3-8})$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1$$

$$R_d = 4K_\theta$$

$$R_d = 4(1)$$

$$R_d = 4$$

ii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{(2)(1 \text{ in}) (1/8 \text{ in}) (87,000 \text{ psi})}{4}$$
$$Z = 5,437.5 \text{ lbs}$$

c) Modo de fluencia III_s

$$Z = \frac{2K_3 D I_s F_{em}}{(2+R_e)R_d} \quad (\text{EQN 11.3-9})$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1$$

$$R_d = 3.2K_\theta$$

$$R_d = 3.2(1)$$

$$R_d = 3.20$$

ii) Cálculo de R_e

$$R_e = F_{em}/F_{es}$$

$$R_e = 7,392.00\text{psi}/87,000.00\text{psi}$$

$$R_e = 0.085$$

iii) Cálculo de K_3

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}I_s^2}}$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0.085)}{0.085} + \frac{2(45,000\text{psi})(2 + 0.085)(1\text{in})^2}{3(7,392\text{psi})(1/8\text{in})^2}}$$

$$K_3 = 22.81$$

iv) Cálculo de Z

$$Z = \frac{2(22.81)(1\text{in})(1/8\text{in})(7,392\text{psi})}{(2 + 0.085)(3.20)}$$

$$Z = 6,318 \text{ lb}$$

d) Modo de fluencia IV

$$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1+R_e)}} \quad (\text{EQN 11.3-7})$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1$$

$$R_d = 3.2K_\theta$$

$$R_d = 3.2(1)$$

$$R_d = 3.20$$

ii) Cálculo de R_e

$$R_e = F_{em}/F_{es}$$

$$R_e = 7,392.00\text{psi}/87,000.00\text{psi}$$

$$R_e = 0.085$$

iii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{2(1\text{in})^2}{(3.20)} \sqrt{\frac{2(7,392\text{psi})(45,000\text{psi})}{3(1 + 0.085)}}$$

$$Z = 8,935.39 \text{ lbs}$$

e) Valor de la resistencia lateral de la conexión Z

De los incisos anteriores tenemos los siguientes valores de Z para los diferentes modos de fluencia

Modo	Z (lbs)
I _m	11,088.00
I _s	5,437.50
III _s	6,318.98
IV	8,935.39

La resistencia lateral de referencia de la conexión debe ser el menor de los valores presentados en el cuadro de arriba; por lo tanto, para la conexión analizada se tiene que

$$Z = 5,437.50 \text{ lb}$$

8.1.3. Factores de ajuste

De acuerdo a la tabla 4 de la sección 2.9.3 de este documento, los valores ajustados de la resistencia lateral de una conexión con pasadores, Z' , para los métodos de diseño ASD y LRFD son

$$Z'_{ASD} = Z \times C_D \times C_M \times C_t \times C_g \times C_{\Delta} \times C_{eg} \times C_{di} \times C_{tn}$$
$$Z'_{LRFD} = Z \times C_M \times C_t \times C_g \times C_{\Delta} \times C_{eg} \times C_{di} \times C_{tn} \times 3.32 \times 0.65 \times \lambda$$

8.1.3.1. Factor de duración de carga, C_D ⁸

Debido a que la resistencia de la conexión está controlada por las piezas de madera, para una combinación de carga con una carga CV que se supone de 10 minutos de duración, el factor por duración de carga es

$$C_D = 1.6$$

8.1.3.2. Factor de servicio húmedo, C_M ⁹

Este factor toma en cuenta las mismas consideraciones que los factores para el diseño de los miembros estructurales de madera aserrada; por lo tanto, no aplica.

8.1.3.3. Factor de temperatura, C_t ¹⁰

Al igual que el factor del inciso anterior, este factor no aplica

8.1.3.4. Factor de acción grupal, C_g ¹¹

Considerando el hecho de que los pernos propuestos para la conexión de son de 1", el factor de acción grupal se calcula de la siguiente manera

$$C_g = \left[\frac{m(1-m^{2n})}{n[(1+R_{EA}m^n)(1+m)-1+m^{2n}]} \right] \left[\frac{1+R_{EA}}{1-m} \right] \quad (\text{EQN 10.3-1})$$

⁸ Ver sección 10.3.6. *Ídem*, p. 64

⁹ Ver sección 10.3.3. *Ídem*.

¹⁰ Ver sección 10.3.4. *Ídem*.

¹¹ Ver sección 10.3.6. *Ídem*, p. 66

a) Número de pasadores en fila n

Considerando que una fila la conforman los pasadores sobre una línea paralela a la línea de acción de la fuerza, de la figura 50 se puede claramente apreciar que

$$n = 4$$

b) Cálculo de R_{EA}

El valor de R_{EA} es el menor de los siguientes valores

$$\frac{E_s A_s}{E_m A_m} \quad \text{O} \quad \frac{E_s A_s}{E_m A_m}$$

i) Cálculo de $\frac{E_s A_s}{E_m A_m}$

$$R_{EA} = \frac{E_s A_s}{E_m A_m}$$

$$R_{EA} = \frac{(29,000,000 \text{ psi})(2 \times 1/8 \text{ in} \times 10 \text{ in})}{(1,849,030.43 \text{ psi})(10 \text{ in} \times 6 \text{ in})}$$

$$R_{EA} = 0.65$$

iii) Cálculo de $\frac{E_m A_m}{E_s A_s}$

$$R_{EA} = \frac{E_m A_m}{E_s A_s}$$

$$R_{EA} = \frac{(1,849,030.43 \text{ psi})(10 \text{ in} \times 6 \text{ in})}{(29,000,000.00 \text{ psi})(2 \times 1/8 \text{ in} \times 10 \text{ in})}$$

$$R_{EA} = 1.53$$

De los incisos anteriores se obtiene que

$$R_{EA} = 0.65$$

c) Cálculo de m

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1}$$

$$u = 1 + \gamma^{12} \frac{S}{2} \left[\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_s A_s} \right]$$

$$u = 1 + (270,000.00 \text{ lb/in}) \left(\frac{2 \text{ in}}{2} \right) \left[\frac{1}{(1,849,030.43 \text{ psi})(10 \text{ in} \times 6 \text{ in})} + \frac{1}{(29,000,000.00 \text{ psi})(2 \times 1/8 \text{ in} \times 10 \text{ in})} \right]$$

$$u = 1.01$$

$$m = 1.01 - \sqrt{(1.01)^2 - 1}$$

$$m = 0.88$$

d) Cálculo del factor de acción grupal

$$C_g = \left[\frac{0.88(1 - 0.88^{2(4)})}{4[(1 + (0.65 \times 0.88^4))(1 + 0.88) - 1 + 0.88^{2(4)}]} \right] \left[\frac{1 + 0.65}{1 - 0.88} \right]$$

$$C_g = 0.98^{13}$$

8.1.3.5. Factor de geometría, C_{Δ}^{14}

La figura 52 muestra la disposición de los pasadores en la conexión, de donde podemos tomar que la distancia al borde es de 2in y que la separación de los pernos, s, es de 5in.

¹²Según la NDS, sección 10.3.6, para pasadores en conexiones madera-metal $\gamma = (270,000)(D^{1.5}) = (270,000)(1^{1.5}) = 270,000 \text{ lbs/in}$; donde D es el diámetro del pasador

¹³ Tomando en cuenta los valores exactos de cada uno de los términos de la ecuación.

¹⁴ Ver sección 11.5.1. *Ídem*, p. 84

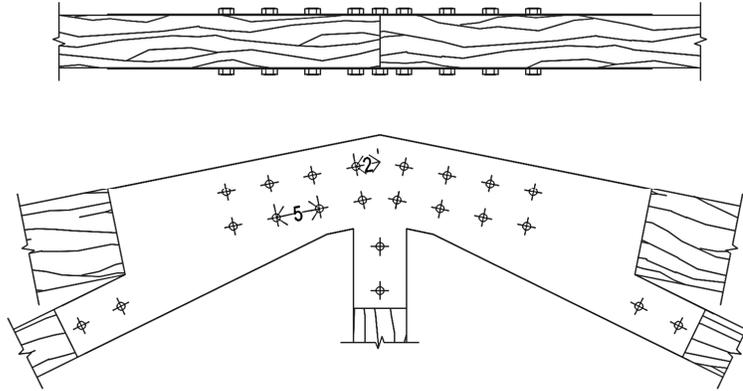


Fig. 52 Distancia al borde y separación de los pernos de la conexión en metros

$$C_{\Delta} = \frac{\text{Distancia al borde de los pasadores}}{\text{Distancia mínima al borde para } C_{\Delta} = 1.0^{15}}$$

$$C_{\Delta} = \frac{s}{4D}$$

$$C_{\Delta} = \frac{2\text{in}}{4(1\text{in})}$$

$$C_{\Delta} = 0.5$$

8.1.3.6. Factor de fibra extrema, C_{eg}^{16}

Este factor de ajuste aplica a conexiones pernadas en las que el eje del perno y la dirección de las fibras se encuentran paralelos entre sí. Debido a que el caso en estudio es contrario a lo especificado anteriormente, este factor de ajuste no aplica.

8.1.3.7. Factor de diafragma, C_{di}^{17}

Factor aplicable únicamente a grapas usadas en la construcción de diafragmas. No aplica.

¹⁵ Ver tablas 11.5.1A y 11.5.1B

¹⁶ Ver sección 11.5.2. *Ídem*, p. 85

¹⁷ Ver sección 11.5.3. *Ídem*, p. 86

8.1.3.8. Factor de clavo de pie, C_{tn} ¹⁸

Como su nombre lo indica, este factor es exclusivo únicamente para conexiones que contienen clavos de pie. No aplica.

8.1.3.9. Factor de efecto del tiempo, λ ¹⁹

Considerando que la carga viva a la que está sometida la estructura es debido a ocupación del edificio

$$\lambda = 0.8$$

8.1.3.10. Lista de valores de factores de ajuste

De acuerdo a los incisos anteriores, tenemos los siguientes valores para los factores de ajuste

Factor de ajuste	Valor
C_D	1.60
C_M	No aplica
C_t	No aplica
C_g	0.98
C_{Δ}	0.50
C_{eg}	No aplica
C_{di}	No aplica
C_{tn}	No aplica
λ	0.80

Por lo tanto, las ecuaciones para el ajuste de los valores de resistencia lateral se convierten en

$$Z'_{ASD} = Z \times C_D \times C_g \times C_{\Delta}$$

$$Z'_{LRFD} = Z \times C_g \times C_{\Delta} \times 3.32 \times 0.65 \times \lambda$$

¹⁸ Ver sección 11.5.4. *Ídem*

¹⁹ Ver referencias de la sección 7.1.4.10 de este documento

8.1.4. Resistencia lateral ajustada Z'

ASD	LRFD
$Z' = Z \times C_D \times C_G \times C_{\Delta}$ $Z' = 5437.50 \text{ lbs} \times 1.60 \times 0.98 \times 0.50$ $Z' = 4,263.00 \text{ lb}$	$Z' = Z \times C_G \times C_{\Delta} \times 3.32 \times 0.65 \times \lambda$ $Z' = 5437.50 \times 0.98 \times 0.5 \times 3.32 \times 0.65 \times 0.8$ $Z' = 4,599.78 \text{ lb}$
Debido a que la conexión cuenta con 8 pernos con las mismas propiedades $Z' = 8 \times 4,263.00 \text{ lb}$ $Z' = 34,104.00 \text{ lb}$	Debido a que la conexión cuenta con 8 pernos con las mismas propiedades $Z' = 8 \times 4,599.78 \text{ lb}$ $Z' = 36,798.22 \text{ lb}$

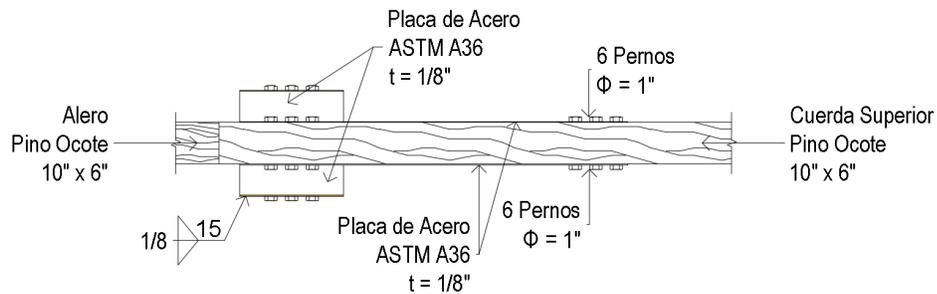
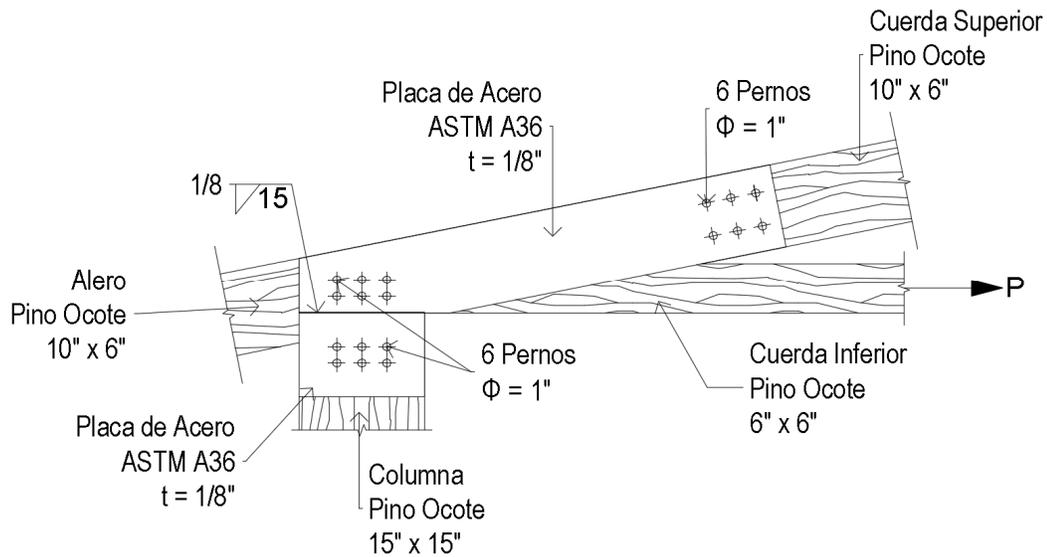
8.1.5. Chequeo de la resistencia de la conexión²⁰

ASD	LRFD
$P = 19,910.76 \text{ lb}$ $Z' = 34,104.00 \text{ lb}$	$P = 28,217.17 \text{ lb}$ $Z' = 36,798.22 \text{ lb}$
$Z' > P$ $34,104.00 \text{ lb} > 19,910.76 \text{ lb}$	$Z' > P$ $36,798.22 \text{ lb} > 28,217.17 \text{ lb}$
O.K	O.K

²⁰ Ver sección 10.3.1. *Ídem*, p. 63

8.2. Conexión de cuerda inferior-columna

A diferencia de las conexiones diseñadas anteriormente, la conexión a tratar a continuación cuenta con soldadura que ha de ser diseñada para soportar la fuerza inducida por la cuerda inferior. El ángulo formado entre la fuerza y las fibras de la columna es de 90 grados. Las figuras 53 y 54 muestran la disposición de los elementos en los miembros de madera.



Método	P (lb)	Combinación Crítica
ASD	8,054.67	CM + 0.7F _{sx}
LRFD	11,468.71	1.2CM + F _{sx} + CVR

8.2.1. Datos de la conexión propuesta

8.2.1.1. Propiedades de los elementos

Propiedades del miembro de madera		
Dato		Referencia
d _m (in)	15.00	-
b _m (in)	15.00	-
G _{esp}	0.66	$\gamma_{Pino}/\gamma_{agua} = 660 / 1000$
E _m (psi)	1,849,030.43	TABLA No. 18 RNC-07
F _{ell} (psi)	7,392.00	Tabla 11.3.3 NDS 2012
F _{eL} (psi)	3,339.40	Tabla 11.3.3 NDS 2012

Propiedades del perno		
Dato		Referencia
D (in)	1	-
F _{yb} (psi)	45,000	Tabla I1. Apéndice A NDS 2012

Propiedades de la placa (ASTM A36)		
Dato		Referencia
t (in)	1/8	-
E _s (psi)	29,000,000	-
d _s (in)	10	-
F _{es} (psi)	87,000	Tabla 11I NDS 2012

8.2.1.2. Geometría de la conexión²¹

Geometría de conexión		
Dato		Significado
$I_s = t$ (in)	1/8	Espesor de miembro lateral
$I_m = d_m$ (in)	15.00	Espesor de miembro principal
θ°	90	Ángulo entre la carga y la dirección del grano

8.2.2. Ecuaciones del límite de fluencia²²

8.2.2.1. Resistencia al aplastamiento del miembro principal F_e

Debido a que la fuerza y la dirección de las fibras del elemento de madera se encuentran perpendiculares entre sí, el valor de la resistencia al aplastamiento del miembro es

$$F_{em} = F_{e\perp} = 3,339.40 \text{ psi}$$

8.2.2.2. Modos de fluencia

a) Modo de fluencia I_m

$$Z = \frac{D I_m F_{em}}{R_d}$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(90/90)$$

$$K_\theta = 1.25$$

$$R_d = 4K_\theta$$

$$R_d = 4(1.25)$$

$$R_d = 5.00$$

²¹ Ver referencias de la sección 8.1.1.2

²² Ver procedimiento y referencias de la sección 8.2.2

ii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{(1 \text{ in}) (15 \text{ in}) (3,339.40 \text{ psi})}{5.00}$$

$$Z = 10,018.20 \text{ lb}$$

b) Modo de fluencia I_s

$$Z = \frac{2DI_s F_{es}}{R_d}$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(90/90)$$

$$K_\theta = 1.25$$

$$R_d = 4K_\theta$$

$$R_d = 4(1.25)$$

$$R_d = 5.00$$

ii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{(2)(1 \text{ in}) (1/8 \text{ in}) (87,000 \text{ psi})}{5.00}$$

$$Z = 4,350.00 \text{ lb}$$

c) Modo de fluencia III_s

$$Z = \frac{2K_3 DI_s F_{em}}{(2 + R_e)R_d}$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(90/90)$$

$$K_\theta = 1.25$$

$$R_d = 3.2K_\theta$$

$$R_d = 4.00$$

ii) Cálculo de R_e

$$R_e = F_{em}/F_{es}$$

$$R_e = 3,339.40\text{psi}/87,000.00\text{psi}$$

$$R_e = 0.038$$

iii) Cálculo de K_3

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}l_s^2}}$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0.038)}{0.038} + \frac{2(45,000\text{psi})(2 + 0.038)(1\text{in})^2}{3(3,339.40\text{psi})(1/8\text{in})^2}}$$

$$K_3 = 34.02$$

iv) Cálculo de Z

$$Z = \frac{2(34.02)(1\text{in})(1/8\text{in})(3,339.40\text{psi})}{(2 + 0.038)(4.00)}$$

$$Z = 3,484.00\text{ lb}$$

d) Modo de fluencia **IV**

$$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(90/90)$$

$$K_\theta = 1.25$$

$$R_d = 3.2K_\theta$$

$$R_d = 3.2(1.25)$$

$$R_d = 4.00$$

ii) Cálculo de R_e

$$R_e = F_{em}/F_{es}$$
$$R_e = 3,339.40\text{psi}/87,000.00\text{psi}$$
$$R_e = 0.038$$

iii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{2(1\text{in})^2}{(4.00)} \sqrt{\frac{2(3,339.40\text{psi})(45,000\text{psi})}{3(1 + 0.038)}}$$
$$Z = 4,912.09 \text{ lb}$$

e) Valor de la resistencia lateral de la conexión Z

De los incisos anteriores tenemos los siguientes valores de Z para los diferentes modos de fluencia

Modo de fluencia	Z (lb)
I_m	10,018.20
I_s	4,350.00
III_s	3,484.00
IV	4,912.09

$$Z = 3,484 \text{ lb}$$

8.2.3. Factores de ajuste

8.2.3.1. Factor de duración de carga, C_D ²³

Considerando el sismo como una carga con duración de 10 minutos, se tiene que

$$C_D = 1.6$$

²³ Ver referencias de la sección 8.1.3.1 de este documento

8.2.3.2. Factor de servicio húmedo, C_M^{24}

No aplica

8.2.3.3. Factor de temperatura, C_t^{25}

No aplica

8.2.3.4. Factor de acción grupal, C_g^{26}

$$C_g = \left[\frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA}m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right]$$

a) Número de pasadores en fila n

En la figura 53 se puede claramente apreciar que

$$n = 3$$

b) Cálculo de R_{EA}

El valor de R_{EA} es el menor de los siguientes valores

$$\frac{E_s A_s}{E_m A_m} \quad \text{O} \quad \frac{E_s A_s}{E_m A_m}$$

i) Cálculo de $\frac{E_s A_s}{E_m A_m}$

$$R_{EA} = \frac{E_m A_m}{E_s A_s}$$

$$R_{EA} = \frac{(29,000,000.00\text{psi})(2 \times 1/8\text{in} \times 10\text{in})}{(1,849,030.43\text{ps})(15\text{in} \times 15\text{in})}$$

$$R_{EA} = 0.17$$

²⁴ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.2 de este documento

²⁵ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.3 de este documento

²⁶ Ver referencias, consideraciones de la sección 8.1.3.4 de este documento

i) Cálculo de $\frac{E_m A_m}{E_s A_s}$

$$R_{EA} = \frac{E_m A_m}{E_s A_s}$$

$$R_{EA} = \frac{(1,849,030.43\text{psi})(15\text{in} \times 15\text{in})}{(29,000,000.00\text{psi})(2 \times 1/8\text{in} \times 10\text{in})}$$

$$R_{EA} = 5.74$$

De los incisos anteriores se obtiene que

$$R_{EA} = 0.17$$

ii) Cálculo de m

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1}$$

$$u = 1 + \gamma \frac{S}{2} \left[\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_s A_s} \right]$$

$$u = 1 + (270,000.00\text{lb/in}) \left(\frac{3\text{in}}{2} \right) \left[\frac{1}{(1,849,030.43\text{psi})(15\text{in} \times 15\text{in})} + \frac{1}{(29,000,000.00\text{psi})(2 \times 1/8\text{in} \times 10\text{in})} \right]$$

$$u = 1.01$$

$$m = 1.01 - \sqrt{(1.01)^2 - 1}$$

$$m = 0.87$$

iii) Cálculo del factor de acción grupal

$$C_g = \left[\frac{0.87(1 - 0.87^{2(4)})}{3[(1 + (0.17 \times 0.87^4))(1 + 0.87) - 1 + 0.87^{2(4)}]} \right] \left[\frac{1 + 0.17}{1 - 0.87} \right]$$

$$C_g = 1.27$$

8.2.3.5. Factor de geometría, C_{Δ} ²⁷

La figura 54 muestra la disposición de los pasadores en la conexión, de donde podemos tomar que la distancia al borde es de 4.5in y que la separación de los pernos, s, es de 3in.

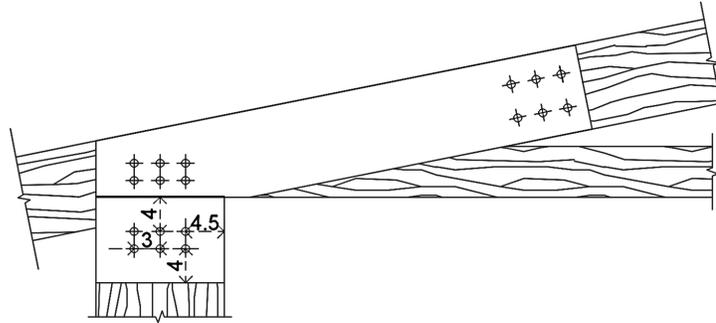


Fig. 54 Distancia al borde y separación de los pernos de la conexión en metros

$$C_{\Delta} = \frac{\text{Separación entre pasadores}}{\text{Separación mínima entre pasadores para } C_{\Delta} = 1.0}$$

$$C_{\Delta} = \frac{3}{4D}$$

$$C_{\Delta} = \frac{3\text{in}}{4(1\text{in})}$$

$$C_{\Delta} = 0.75$$

8.2.3.6. Factor de fibra extrema, C_{eg} ²⁸

No aplica

8.2.3.7. Factor de diafragma, C_{di} ²⁹

No aplica

8.2.3.8. Factor de clavo de pie, C_{tn} ³⁰

No aplica

²⁷ Ver sección 8.1.3.5 de este documento

²⁸ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.6 de este documento

²⁹ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.7 de este documento

³⁰ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.8 de este documento

8.2.3.9. Factor de efecto del tiempo, λ ³¹

De acuerdo a la Tabla N3 de la NDS para la combinación de carga 1.2CM + F_{sx} + CVR

$$\lambda = 1.0$$

8.2.3.10. Lista de valores de factores de ajuste

De acuerdo a los incisos anteriores, tenemos los siguientes valores para los factores de ajuste

Factor de ajuste	Valor
C _D	1.60
C _M	No aplica
C _t	No aplica
C _g	1.27
C _Δ	0.75
C _{eg}	No aplica
C _{di}	No aplica
C _{tn}	No aplica
λ	1.00

Por lo tanto, las ecuaciones para el ajuste de los valores de resistencia lateral se convierten en

$$Z'_{ASD} = Z \times C_D \times C_g \times C_{\Delta}$$

$$Z'_{LRFD} = Z \times C_g \times C_{\Delta} \times 3.32 \times 0.65 \times \lambda$$

³¹ Ver referencias de la sección 8.1.3.9 de este documento

8.2.4. Resistencia lateral ajustada Z'

ASD	LRFD
$Z' = Z \times C_D \times C_g \times C_{\Delta}$ $Z' = 3,484.00\text{lbs} \times 1.60 \times 1.27 \times 0.75$ $Z' = 5,309.62 \text{ lb}$ <p>Debido a que la conexión cuenta con 6 pernos con las mismas propiedades</p> $Z' = 6 \times 5,309.62 \text{ lb}$ $Z' = 31,857.72 \text{ lb}$	$Z' = Z \times C_g \times C_{\Delta} \times 3.32 \times 0.65 \times \lambda$ $Z' = 3,484.00\text{lbs} \times 1.27 \times 0.75 \times 3.32 \times 0.65 \times 1.0$ $Z' = 7,161.34 \text{ lb}$ <p>Debido a que la conexión cuenta con 6 pernos con las mismas propiedades</p> $Z' = 6 \times 7,161.34 \text{ lb}$ $Z' = 42,968.07 \text{ lb}$

8.2.5. Chequeo de la resistencia de la conexión

ASD	LRFD
$P = 8,054.67 \text{ lb}$ $Z' = 31,857.72 \text{ lb}$ $Z' > P$ $31,857.72 \text{ lb} > 8,054.67 \text{ lb}$ <p style="text-align: center;">O.K</p>	$P = 11,468.71 \text{ lb}$ $Z' = 42,968.07 \text{ lb}$ $Z' > P$ $42,968.07 \text{ lb} > 11,468.71 \text{ lb}$ <p style="text-align: center;">O.K</p>

8.2.6. Chequeo de la soldadura propuesta

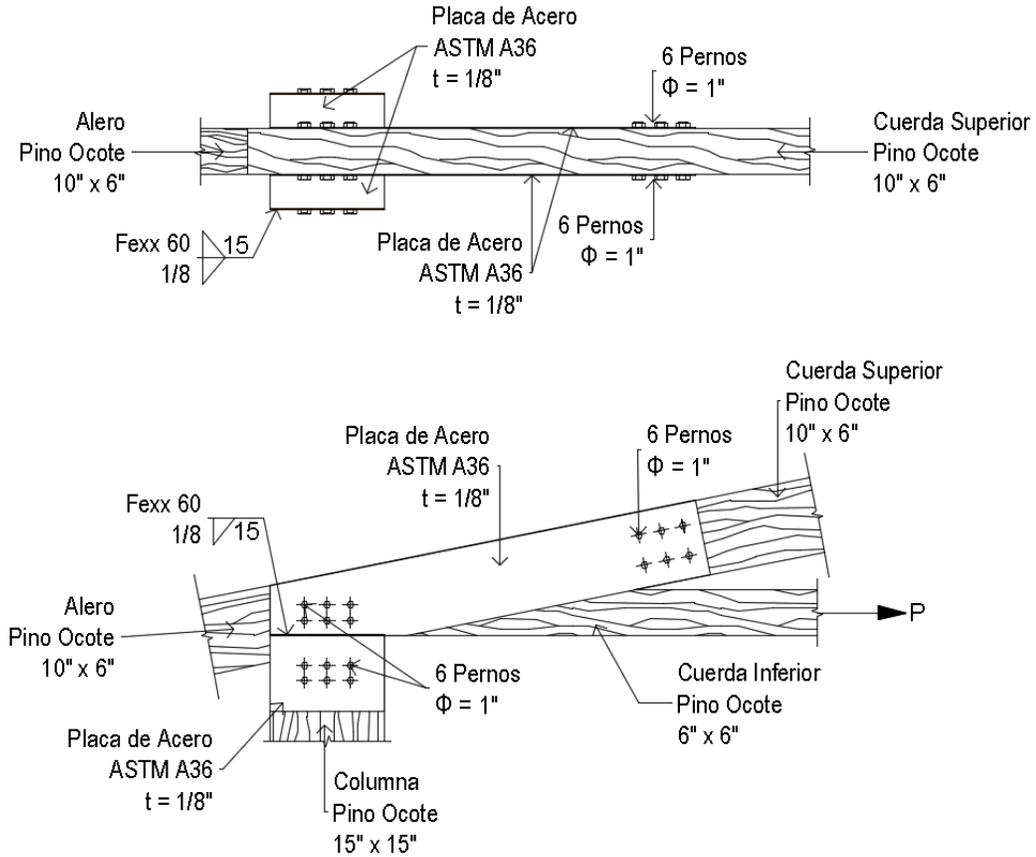


Figura 55 Detalles de la soldadura

La soldadura de la conexión, al igual que los pernos, está sometida a la carga P . Debido a que la carga no se encuentra actuando sobre el plano que contiene la soldadura, a como lo muestra la figura anterior; ésta, a la vez que genera un efecto de corte, genera, también, una efecto flexionante. Los valores de P y la combinación de carga crítica para cada uno de los métodos de diseño son

Método	P (lbs)	Combinación Crítica
ASD	8,054.67	$CM + 0.7F_{sx}$
LRFD	11,468.71	$1.2CM + F_{sx} + CVR$

8.2.6.1. Propiedades de los elementos

Propiedades de la placa (ASTM A36)		
Dato		Referencia
t (in)	1/8	-
F _u (ksi)	58.00	Tabla 2-3. AISC MANUAL. 2013
F _y (ksi)	36.00	Tabla 2-3. AISC MANUAL. 2013

Propiedades de la soldadura		
Dato		Referencia
F _{exx} (ksi)	60.00	Tabla j2.5. Especificación AISC 2010.

8.2.6.2. Geometría de la soldadura

Geometría de conexión		
Dato		Significado
L _g (in)	15	Longitud total de soldadura
θ°	0	Ángulo entre la carga y el eje longitudinal de la soldadura
e (in)	3	Excentricidad de la carga respecto al centroide del grupo de soldadura

8.2.6.3. Cálculo del tamaño de la pierna de la soldadura w ³²

Para espesores de placa de 1/8" se tiene que

$$w = 1/8''$$

8.2.6.4. Cálculo del espesor de garganta t_e

$$t_e = t \sin(45)$$

$$t_e = (1/8 \text{ in})(0.707)$$

$$t_e = 0.09 \text{ in}$$

³² Ver tabla J.2.4. American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. U.S.A: American Institute of Steel Construction, pp. 111

8.2.6.5. Cálculo de la longitud efectiva L_w

$$L_w = L_g - 2w$$

$$L_w = 15 \text{ in} - 2(1/8 \text{ in})$$

$$L_w = 14 \frac{3}{4} \text{ in}$$

8.2.6.6. Cálculo de la resistencia de diseño de soldadura a cortante R_n

Debido a que en las conexiones soldadas intervienen dos tipos de materiales, se debe de calcular la resistencia de cada uno de estos, predominando la de menor magnitud.

ASD	LRFD
<p>a) Resistencia de soldadura R_w</p> $R_w = \frac{0.6 F_{exx} t_e L_w}{2}$ $R_w = \frac{0.6(60\text{ksi})(0.09\text{in}) \left(14 \frac{3}{4} \text{ in}\right)}{2}$ $R_w = 23.9 \text{ kips}$	<p>a) Resistencia de soldadura R_w</p> $R_w = 0.75 \times 0.6 \times F_{exx} \times t_e \times L_w$ $R_w = 0.75 \times 0.6 \times 60 \text{ ksi} \times 0.09\text{in} \times 14 \frac{1}{4} \text{ in}$ $R_w = 35.84 \text{ kips}$
<p>b) Resistencia a la ruptura del metal R_p</p> $R_p = \frac{0.6 F_u t L_w}{2}$ $R_p = \frac{0.6(58\text{ksi})(1/8 \text{ in})(14.75 \text{ in})}{2}$ $R_p = 32.08 \text{ kips}$	<p>b) Resistencia a la ruptura del metal R_p</p> $R_p = 0.75(0.6 F_u t L_w)$ $R_p = 0.75[0.6(58\text{ksi})(1/8 \text{ in})(14.75 \text{ in})]$ $R_p = 48.12 \text{ kips}$
<p>c) Resistencia a la fluencia del metal R_p</p>	<p>c) Resistencia a la fluencia del metal R_p</p> $R_p = 0.75(0.6 F_y t L_w)$ $R_p = 0.75[0.6(36\text{ksi})(1/8 \text{ in})(14.75 \text{ in})]$

$R_p = \frac{0.6F_y t L_w}{2}$ $R_p = \frac{0.6(36\text{ksi})(1/8\text{ in})(14.75\text{ in})}{2}$ $R_p = 19.91\text{ kips}$	$R_p = 29.87\text{ kips}$
--	---------------------------

Por lo tanto, la resistencia al cortante de diseño de la soldadura para cada método de diseño es el siguiente

ASD	LRFD
$R_n = 19.91\text{ kips}$	$R_n = 29.87\text{ kips}$

8.2.6.7. Chequeo al corte de la soldadura

ASD	LRFD
<p>$P = 8.06\text{ kips}$ $R_n = 19.91\text{ kips}$</p> <p>Debido a que la conexión está conformada por dos soldaduras de filete de las mismas propiedades, se tiene que</p> <p>$R_n = 2 \times 19.91\text{ kips}$ $R_n = 39.81\text{ kips}$</p> <p>Por lo tanto, $R_n > P$ $39.81\text{ kips} > 8.06\text{ kips}$</p> <p>O.K</p>	<p>$P = 11.47\text{ kips}$ $R_n = 29.87\text{ kips}$</p> <p>Debido a que la conexión está conformada por dos soldaduras de filete de las mismas propiedades, se tiene que</p> <p>$R_n = 2 \times 29.87\text{ kips}$ $R_n = 59.74\text{ kips}$</p> <p>Por lo tanto, $R_n > P$ $59.74\text{ kips} > 11.47\text{ kips}$</p> <p>O.K</p>

8.2.6.8. Tamaño de soldadura mínimo para soportar flexión

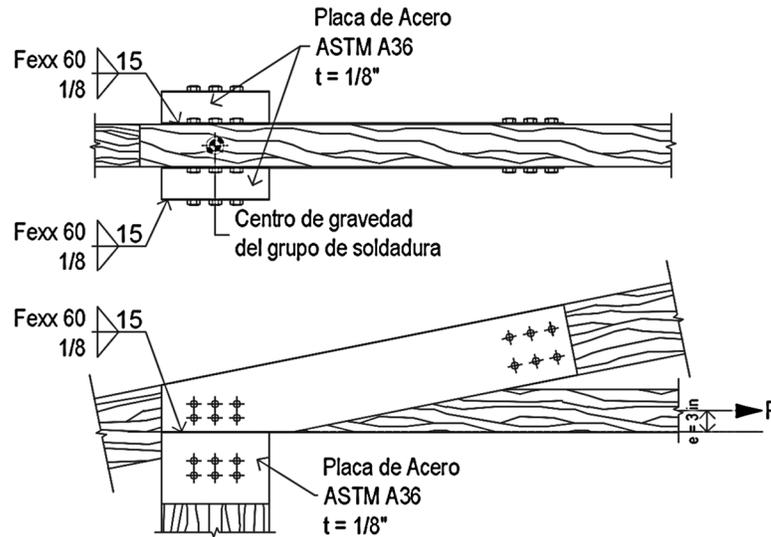


Fig. 56 Excentricidad de la carga P respecto al grupo de soldaduras de filete

La ecuación abajo presentada determina la resistencia disponible de un grupo de soldaduras cargadas excéntricamente.

$$R_n = C_{\min} C_1 D I^{33}$$

ASD	LRFD
$R_n = 0.75 C C_1 D I$ <p>a) Valor de C (Tabla 8-9 Manual AISC. 2013) Suponiendo que $k = 0$ y sabiendo que</p> $a = e/l$ $a = 3\text{in}/15\text{in}$	$R_n = \frac{C C_1 D I}{2}$ <p>a) Valor de C (Tabla 8-9 Manual AISC. 2013) Suponiendo que $k = 0$ y sabiendo que</p> $a = e/l$ $a = 3\text{in}/15\text{in}$ $a = 0.2$

³³ Ver ecuaciones y definiciones de la tabla 8-4. American Institute of Steel Construction (AISC). (2013). *Steel Construction Manual*. U.S.A: American Institute of Steel Construction, pp. 66

<p style="text-align: center;">$a = 0.2$</p> <p>para un ángulo de carga de 0° se obtiene para el caso de la tabla 8-4 el valor</p> <p style="text-align: center;">$C = 3.51$</p> <p>b) Valor de C_1 (Tabla 8-3 Manual AISC. 2013) Para electrodo E60 ($F_{EXX} = 60$ ksi) se tiene que</p> <p style="text-align: center;">$C_1 = 0.857$</p> <p>c) Valor de I De acuerdo a la figura 6.11 se deduce que</p> <p style="text-align: center;">$I = 15\text{in}$</p> <p>d) Tamaño de soldadura mínimo Despejando D de la ecuación de resistencia de un grupo de soldaduras cargadas excéntricamente y sustituyendo R_n por el valor de la carga P, se tiene que</p> $D = \frac{P_u}{0.75CC_1DI}$ $D = \frac{8.06}{0.75(3.51 \times 0.857 \times 15)}$ <p style="text-align: center;">$D = 0.24$</p> <p>Lo que indica que el tamaño mínimo de soldadura recomendado para soportar la flexión inducida por la carga P es de</p>	<p>para un ángulo de carga de 0° se obtiene para el caso de la tabla 8-4 el valor</p> <p style="text-align: center;">$C = 3.51$</p> <p>b) Valor de C_1 (Tabla 8-3 Manual AISC. 2013) Para electrodo E60 ($F_{EXX} = 60$ ksi) se tiene que</p> <p style="text-align: center;">$C_1 = 0.857$</p> <p>c) Valor de I De acuerdo a la figura 6.11 se deduce que</p> <p style="text-align: center;">$I = 15\text{in}$</p> <p>a) Tamaño de soldadura mínimo Despejando D de la ecuación de resistencia de un grupo de soldaduras cargadas excéntricamente y sustituyendo R_n por el valor de la carga P, se tiene que</p> $D = \frac{2P_u}{CC_1I}$ $D = \frac{2(8.06)}{(3.51 \times 0.857 \times 15)}$ <p style="text-align: center;">$D = 0.36$</p> <p>Lo que indica que el tamaño mínimo de soldadura recomendado para soportar la flexión inducida por la carga P es de</p> <p style="text-align: center;">$w_m = D/16$</p>
--	--

$w_m = D/16$ $w_m = 0.24/16$ $w_m = 0.01\text{in}$	$w_m = 0.36/16$ $w_m = 0.02\text{in}$
--	--

6.3.6.7 Chequeo de longitud de soldadura

ASD	LRFD
$w = 1/8 \text{ in} = 0.125 \text{ in}$ $w_m = 0.01\text{in}$ $w > w_m$ $0.125 \text{ in} > 0.01 \text{ in}$ O.K	$w = 1/8 \text{ in} = 0.125 \text{ in}$ $w_m = 0.02 \text{ in}$ $w > w_m$ $0.125 \text{ in} > 0.02 \text{ in}$ O.K

8.3. Conexión columna-pedestal

Las figuras de abajo muestran los detalles estructurales de la propuesta de la conexión columna-pedestal y las fuerzas ejercidas sobre los elementos

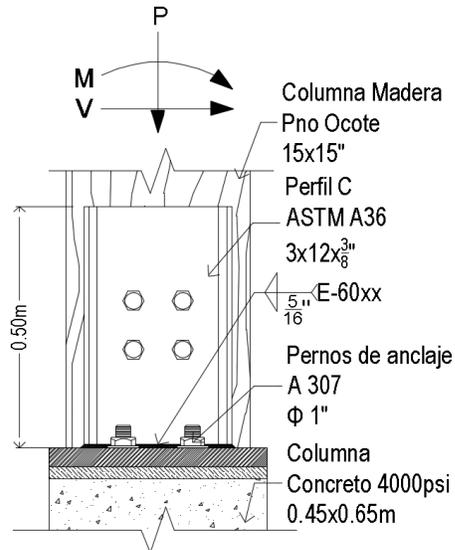


Fig. 57 Fuerzas actuantes y detalles de la conexión Pedestal - Columna

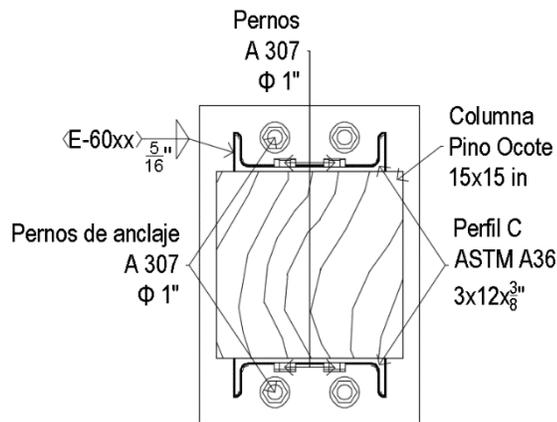


Fig. 58 Detalles en planta de la conexión pedestal-columna

En esta sección se desarrollará el diseño de los 4 pernos de 1" y se verificará que el tamaño propuesto de la soldadura cumpla con la resistencia mínima

para soportar las fuerzas inducidas por las cargas gravitacionales y laterales, según sea el caso. Los valores de las fuerzas para cada una de las combinaciones críticas correspondientes a los métodos ASD Y LRFD son

Método	P (kg)	V (kg)	M (kg.m)	Combinación de carga
ASD	7,482.96	3,760.31	-4979.70	CM + CV
LRFD	10,469.86	5,274.37	6,973.59	1.2CM + 1.6CV

8.3.1. Datos de la conexión propuesta

8.3.1.1. Propiedades de los elementos

Propiedades del miembro de madera		
Dato		Referencia
d_m (in)	15	-
b_m (in)	15	-
G_{esp}	0.66	$\gamma_{Pino} / \gamma_{agua} = 660 / 1000$
E_m (psi)	1,849,030.43	TABLA No. 18 RNC-07
F_{eII} (psi)	7,392	Tabla 11.3.3 NDS 2012
F_{eL} (psi)	3,339.40	Tabla 11.3.3 NDS 2012

Propiedades del perno		
Dato		Referencia
D (in)	1.00	-
F_{yb} (psi)	45,000.00	Tabla I1. Apéndice A NDS 2012

Propiedades de los perfiles C (ASTM A36)		
Dato		Referencia
t (in)	3/8	-
E_s (psi)	29,000,000	-
d_s (in)	12	-
F_{es} (psi)	87,000	Tabla 11I NDS 2012

8.3.1.2. Geometría de la conexión

Geometría de conexión		
Dato		Significado
$l_s = t$ (in)	3/8	Espesor de miembro lateral
$l_m = d_m$ (in)	15.00	Espesor de miembro principal
θ°	0	Ángulo entre la carga y la dirección del grano

8.3.2. Ecuaciones del límite de fluencia

8.3.2.1. Resistencia al aplastamiento del miembro principal F_e

Debido a que la fuerza y la dirección de las fibras del elemento de madera se encuentran paralelas entre sí, el valor de la resistencia al aplastamiento del miembro es

$$F_{em} = F_{e\parallel} = 7,392 \text{ psi}$$

8.3.2.2. Modos de fluencia³⁴

a) Modo de fluencia I_m

$$Z = \frac{DI_m F_{em}}{R_d}$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1.00$$

$$R_d = 4K_\theta$$

$$R_d = 4(1.00)$$

$$R_d = 4.00$$

³⁴ Ver procedimiento y referencias de la sección 8.1.2.2 de este documento

ii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{(1 \text{ in}) (15 \text{ in}) (7,392.00 \text{ psi})}{4.00}$$

$$Z = 27,720.00 \text{ lb}$$

b) Modo de fluencia I_s

$$Z = \frac{2DI_s F_{es}}{R_d}$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1.00$$

$$R_d = 4K_\theta$$

$$R_d = 4(1.00)$$

$$R_d = 4.00$$

ii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{(2)(1 \text{ in}) (3/8 \text{ in}) (87,000 \text{ psi})}{4.00}$$

$$Z = 16,312.50 \text{ lb}$$

c) Modo de fluencia III_s

$$Z = \frac{2K_3 DI_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$$

i) Término de reducción R_d

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_{\theta} = 1.00$$

$$R_d = 3.2K_{\theta}$$

$$R_d = 3.2(1.00)$$

$$R_d = 3.2$$

ii) Cálculo de R_e

$$R_e = F_{em}/F_{es}$$

$$R_e = 7,392.00\text{psi}/87,000.00\text{psi}$$

$$R_e = 0.085$$

iii) Cálculo de K_3

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}I_s^2}}$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0.085)}{0.085} + \frac{2(45,000\text{psi})(2 + 0.085)(1\text{in})^2}{3(7,392.00\text{psi})(3/8\text{in})^2}}$$

$$K_3 = 8.26$$

iv) Cálculo de Z

$$Z = \frac{2(8.26)(1\text{in})(3/8\text{in})(7,392.00\text{psi})}{(2 + 0.085)(3.20)}$$

$$Z = 6,863.53\text{ lb}$$

d) Modo de fluencia **IV**

$$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$$

i) Término de reducción R_d

$$K_{\theta} = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_{\theta} = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_{\theta} = 1.00$$

$$R_d = 3.2K_{\theta}$$

$$R_d = 3.2(1.00)$$

$$R_d = 3.20$$

ii) Cálculo de R_e

$$R_e = F_{em}/F_{es}$$

$$R_e = 7,392.00\text{psi}/87,000.00\text{psi}$$

$$R_e = 0.085$$

iii) Cálculo de Z

$$Z = \frac{2(1\text{in})^2}{(3.20)} \sqrt{\frac{2(7,392.00\text{psi})(45,000\text{psi})}{3(1 + 0.085)}}$$

$$Z = 8,935.25 \text{ lb}$$

e) Valor de la resistencia lateral de la conexión Z

De los incisos anteriores tenemos los siguientes valores de Z para los diferentes modos de fluencia

Modo de fluencia	Z (lb)
I _m	27,720.00
I _s	16,312.50
III _s	6,863.53
IV	8,935.25

$$Z = 6,863.53 \text{ lb}$$

8.3.3. Factores de ajuste

8.3.3.1. Factor de duración de carga, C_D ³⁵

$$C_D = 1.6$$

8.3.3.2. Factor de servicio húmedo, C_M ³⁶

No aplica

8.3.3.3. Factor de temperatura, C_t ³⁷

No aplica

8.3.3.4. Factor de acción grupal, C_g ³⁸

$$C_g = \left[\frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA}m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right]$$

a) Número de pasadores en fila n

En la figura 57 apreciar que las filas de perno paralelas a la línea de acción de la fuerza p son dos y que cada una posee un numero de pernos

$$n = 2$$

b) Cálculo de R_{EA}

Cálculo de $\frac{E_s A_s}{E_m A_m}$

$$R_{EA} = \frac{E_s A_s}{E_m A_m}$$

³⁵ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.1 de este documento

³⁶ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.2 de este documento

³⁷ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.3 de este documento

³⁸ Ver referencias de la sección 8.1.3.4 de este documento

$$R_{EA} = \frac{(29,000,000\text{psi})(2 \times 3/8\text{in} \times 12\text{in})}{(1,849,030.43\text{psi})(15\text{in} \times 15\text{in})}$$

$$R_{EA} = 0.63$$

iii) Cálculo de $\frac{E_m A_m}{E_s A_s}$

$$R_{EA} = \frac{E_m A_m}{E_s A_s}$$

$$R_{EA} = \frac{(1,849,030.43\text{psi})(15\text{in} \times 15\text{in})}{(29,000,000.00\text{psi})(2 \times 3/8\text{in} \times 12\text{in})}$$

$$R_{EA} = 1.59$$

De los incisos anteriores se obtiene que

$$R_{EA} = 0.63$$

iv) Cálculo de m

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1}$$

$$u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left[\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_s A_s} \right]$$

$$u = 1 + (270,000.00\text{lb/in}) \left(\frac{2\text{in}}{2} \right) \left[\frac{1}{(1,849,030.43\text{psi})(15\text{in} \times 15\text{in})} + \frac{1}{(29,000,000.00\text{psi})(2 \times 3/8\text{in} \times 12\text{in})} \right]$$

$$u = 1.00$$

$$m = 1.00 - \sqrt{(1.00)^2 - 1}$$

$$m = 1.00$$

v) Cálculo del factor de acción grupal

$$C_g = \left[\frac{1.00(1 - 1.00^{2(2)})}{2[(1 + (0.63 \times 1.00^4))(1 + 1.00) - 1 + 1.00^{2(2)})} \right] \left[\frac{1 + 0.63}{1 - 1.00} \right]$$

$$C_g = 1.00$$

8.3.3.5. Factor de geometría, C_{Δ} ³⁹

La figura 59 muestra la disposición de los pasadores en la conexión, de donde podemos tomar que la separación de los pernos, s , es de 4in.

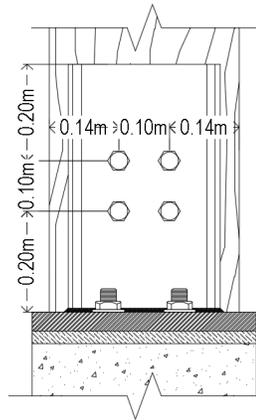


Fig. 59 Distancia al borde y separación de los pernos de la conexión

$$C_{\Delta} = \frac{\text{Separación entre pasadores}}{\text{Separación mínima entre pasadores para } C_{\Delta} = 1.0}$$

$$C_{\Delta} = \frac{4}{4D}$$

$$C_{\Delta} = \frac{4\text{in}}{4(1\text{in})}$$

³⁹ Ver referencias de la sección 8.1.3.5 de este documento

$$C_{\Delta} = 1.00$$

8.3.3.6. Factor de fibra extrema, C_{eg} ⁴⁰

No aplica

8.3.3.7. Factor de diafragma, C_{di} ⁴¹

No aplica

8.3.3.8. Factor de clavo de pie, C_{tn} ⁴²

No aplica

8.3.3.9. Factor de efecto del tiempo, λ ⁴³

$$\lambda = 0.8$$

8.3.3.10. Lista de valores de factores de ajuste

De acuerdo a los incisos anteriores, tenemos los siguientes valores para los factores de ajuste

Factor de ajuste	Valor
C_D	1.60
C_M	No aplica
C_t	No aplica
C_g	1.00
C_{Δ}	1.00
C_{eg}	No aplica
C_{di}	No aplica
C_{tn}	No aplica
λ	0.8

⁴⁰ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.6 de este documento

⁴¹ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.7 de este documento

⁴² Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.8 de este documento

⁴³ Ver referencias y consideraciones de la sección 8.1.3.9 de este documento

8.3.4. Resistencia lateral ajustada Z'

ASD	LRFD
$Z' = Z \times C_D \times C_g \times C_{\Delta}$ $Z' = 6,863.53\text{lbs} \times 1.60 \times 1.00 \times 1.00$ $Z' = 10,981.65 \text{ lb}$	$Z' = Z \times C_g \times C_{\Delta} \times 3.32 \times 0.65 \times \lambda$ $Z' = 6,863.53\text{lbs} \times 1.00 \times 1.00 \times 3.32 \times 0.65 \times 0.8$ $Z' = 11,849.20 \text{ lb}$
Debido a que la conexión cuenta con 4 pernos con las mismas propiedades	Debido a que la conexión cuenta con 4 pernos con las mismas propiedades
$Z' = 4 \times 10,981.65 \text{ lb}$ $Z' = 43,926.59 \text{ lb}$	$Z' = 4 \times 11,849.20 \text{ lb}$ $Z' = 47,396.80\text{lb}$

8.3.5. Chequeo de la resistencia de la conexión

ASD	LRFD
$P = 16,492.44 \text{ lb}$ $Z' = 43,926.59 \text{ lb}$	$P = 23,075.57 \text{ lb}$ $Z' = 47,396.80\text{lb}$
$Z' > P$ $43,926.59 \text{ lb} > 16,492.44 \text{ lb}$	$Z' > P$ $47,396.80\text{lbs lb} > 23,075.57 \text{ lb}$
O.K	O.K

8.3.6. Chequeo de la soldadura propuesta

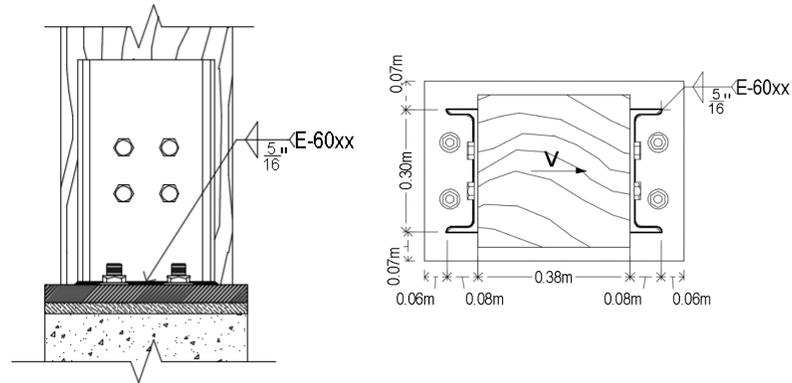


Fig. 60 Detalles de la soldadura

La soldadura de la conexión debe ser capaz de soportar la fuerza cortante que actúa sobre el miembro de madera. Los valores de V y la combinación de carga crítica para cada uno de los métodos de diseño son

Método	V (lbs)	Combinación Crítica
ASD	3,760.31	CM + CV
LRFD	5,274.37	1.2CM + 1.6CV

8.3.6.1. Propiedades de los elementos

Propiedades de los perfiles C (ASTM A36)		
Dato		Referencia
t (in)	3/8	-
F_u (ksi)	58.00	Tabla 2-3. AISC MANUAL. 2013
F_y (ksi)	36.00	Tabla 2-3. AISC MANUAL. 2013

Propiedades de la soldadura		
Dato		Referencia
F _{exx} (ksi)	60.00	Tabla j2.5. Especificación AISC 2010.

8.3.6.2. Geometría de la soldadura

Geometría de conexión		
Dato		Significado
L _g (in)	3.00	Longitud total de soldadura
θ°	0	Ángulo entre la carga y el eje longitudinal de la soldadura
e (in)	0	Excentricidad de la carga respecto al centroide del grupo de soldadura

8.3.6.3. Cálculo del tamaño de la pierna de la soldadura w⁴⁴

Para espesores de placa de 3/8" se tiene que

$$w = t - \frac{1}{16}$$

$$w = 3/8\text{in} - 1/16$$

$$w = 5/16\text{ in}$$

8.3.6.4. Cálculo del espesor de garganta t_e

$$t_e = t \sin(45)$$

$$t_e = (3/8\text{ in})(0.707)$$

$$t_e = 0.27\text{ in}$$

8.3.6.5. Cálculo de la longitud efectiva L_w

$$L_w = L_g - 2w$$

$$L_w = 3\text{ in} - 2(5/16\text{ in})$$

$$L_w = 2.38\text{ in}$$

⁴⁴ Ver referencias y de la sección 8.2.6.3 de este documento

8.3.6.6. Cálculo de la resistencia de diseño de soldadura a cortante

R_n

ASD	LRFD
<p>a) Resistencia de soldadura R_w</p> $R_w = \frac{0.6 F_{exx} t_e L_w}{2}$ $R_w = \frac{0.6(60\text{ksi})(0.27\text{in})(2.38\text{ in})}{2}$ $R_w = 11.57\text{ kips}$	<p>a) Resistencia de soldadura R_w</p> $R_w = 0.75 \times 0.6 \times F_{exx} \times t_e \times L_w$ $R_w = 0.75 \times 0.6 \times 60\text{ ksi} \times 0.27\text{in} \times 2.38\text{in}$ $R_w = 17.35\text{ kips}$
<p>b) Resistencia a la ruptura del metal R_p</p> $R_p = \frac{0.6 F_u t L_w}{2}$ $R_p = \frac{0.6(58\text{ksi})(3/8\text{ in})(2.38\text{ in})}{2}$ $R_p = 15.53\text{ kips}$	<p>b) Resistencia a la ruptura del metal R_p</p> $R_p = 0.75(0.6 F_u t L_w)$ $R_p = 0.75[0.6(58\text{ksi})(3/8\text{ in})(2.38\text{ in})]$ $R_p = 23.25\text{ kips}$
<p>c) Resistencia a la fluencia del metal R_p</p> $R_p = \frac{0.6 F_y t L_w}{2}$ $R_p = \frac{0.6(36\text{ksi})(3/8\text{ in})(2.38\text{ in})}{2}$ $R_p = 9.64\text{ kips}$	<p>c) Resistencia a la fluencia del metal R_p</p> $R_p = 0.75(0.6 F_y t L_w)$ $R_p = 0.75[0.6(36\text{ksi})(3/8\text{ in})(2.38\text{ in})]$ $R_p = 14.46\text{ kips}$

Por lo tanto, la resistencia al cortante de diseño de la soldadura para cada método de diseño es el siguiente

ASD	LRFD
$R_n = 9.64$ kips	$R_n = 14.46$ kips

8.3.6.7. Chequeo al corte de la soldadura

ASD	LRFD
<p>$P = 8.29$ kips $R_n = 9.64$ kips</p> <p>Debido a que los cuatro patines de los perfiles de la conexión poseen la misma soldadura que se analizó, la soldadura propuesta es capaz de soportar las fuerzas cortantes a la que estará sujeta.</p> <p>$R_n > P$ 9.64 kips $>$ 8.29 kips</p> <p>O.K</p>	<p>$P = 11.62$ kips $R_n = 14.46$ kips</p> <p>Debido a que los cuatro patines de los perfiles de la conexión poseen la misma soldadura que se analizó, la soldadura propuesta es capaz de soportar las fuerzas cortantes a la que estará sujeta.</p> <p>$R_n > P$ 14.46 kips $>$ 11.62 kips</p> <p>O.K</p>

8.4. Diseño de placa base y pernos de anclaje

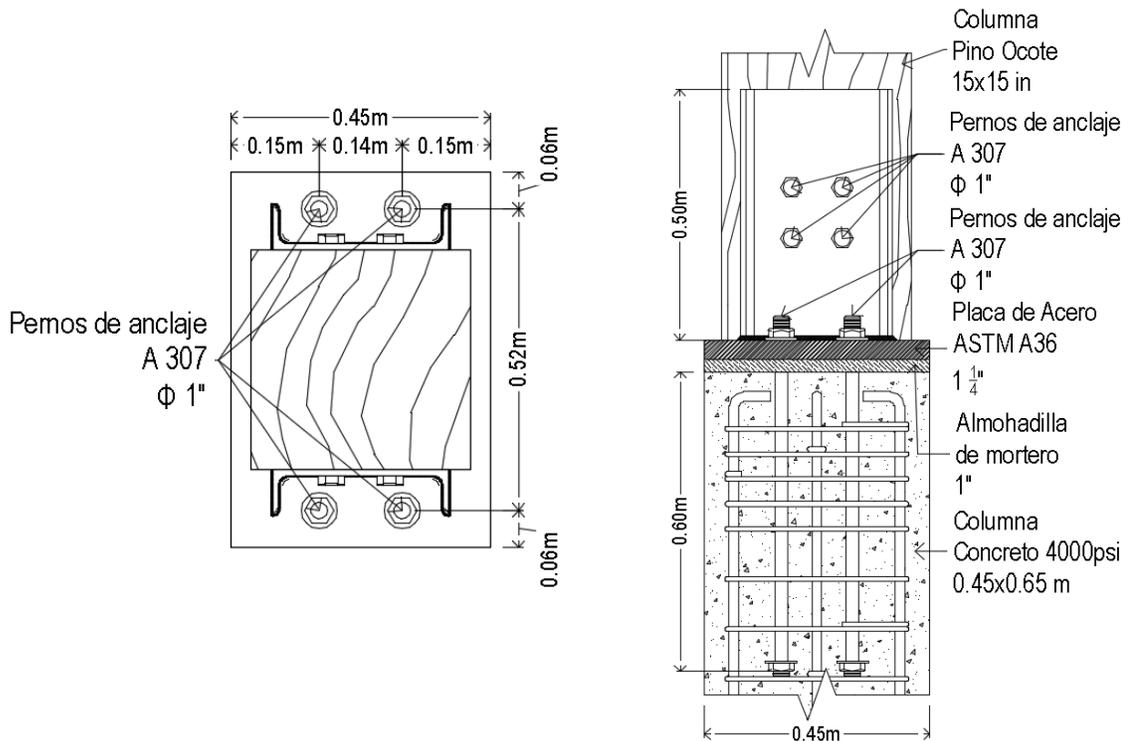


Fig. 61 Detalles estructurales del anclaje de la columna al pedestal de concreto

El proceso de revisión del espesor de la placa base que se propone en la figura arriba presentada, se hizo siguiendo los procedimientos que se muestran en la sección de placas bases sometidas a momentos grandes de la AISC design guides series: column base plates, de 2006.⁴⁵

8.4.1. Cargas actuantes

Método	P (kg)	M (kg.m)	Combinación de carga
ASD	7,482.96	-4979.70	CM + CV
LRFD	10,469.86	6,973.59	1.2CM + 1.6CV

⁴⁵ Ver sección 3.4 para definiciones y sección 4.7 para ejemplo de diseño, American Institute of Steel Construction. (2006). *Steel Design Series: Column Base Plates*. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction, pp. 25-27 y 38-40, respectivamente.

8.4.2. Cálculo de e y e_{crit}

ASD	LRFD
$e = \frac{M}{p} = \frac{431.31 \text{ kips.in}}{16.46 \text{ kips}} = 26.20 \text{ in}$	$e = \frac{M}{p} = \frac{604.01 \text{ kips.in}}{23.03 \text{ kips}} = 26.23 \text{ in}$
$f_{P(\max)} = \phi_c(0.85f'_c)\sqrt{A_2/A_1}$ $= \frac{(0.85 \times 4\text{ksi})\sqrt{453.38\text{in}^2/453.38\text{in}^2}}{2.50}$ $f_{P(\max)} = 1.36$	$f_{P(\max)} = \phi_c(0.85f'_c)\sqrt{A_2/A_1}$ $= 0.65(0.85 \times 4\text{ksi})\sqrt{453.38\text{in}^2/453.38\text{in}^2}$ $f_{P(\max)} = 2.21\text{ksi}$
$q_{\max} = f_{P(\max)} \times B$ $q_{\max} = 1.36\text{ksi} \times 17.7\text{in}$ $q_{\max} = 24.07\text{ksi}$	$q_{\max} = f_{P(\max)} \times B$ $q_{\max} = 2.21\text{ksi} \times 17.7\text{in}$ $q_{\max} = 39.15\text{ksi}$
$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P}{2q_{\max}}$ $e_{crit} = \frac{25.59\text{in}}{2} - \frac{16.46\text{kips}}{2(24.07\text{kips})}$ $e_{crit} = 12.45\text{in}$	$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P}{2q_{\max}}$ $e_{crit} = \frac{25.59\text{in}}{2} - \frac{23.03\text{kips}}{2(39.15\text{kips})}$ $e_{crit} = 12.50\text{in}$
$e > e_{crit}$ $26.20\text{in} > 12.45\text{in}$	$e > e_{crit}$ $26.23\text{in} > 12.50\text{in}$

Por lo tanto, el diseño de estos elementos se hará de acuerdo a los procedimientos especificados para diseño de placa base sometida a momentos grandes.

8.4.3. Chequeo de inecuación

Debido a que la distancia al borde de los pernos de anclaje es de 2.54 pulgadas

$$f = \frac{N}{2} - 2.54$$

$$f = \frac{25.59}{2} - 2.54$$

$$f = 10.26 \text{ in}$$

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = \left(10.26 + \frac{25.59}{2}\right)^2 = 531.53$$

ASD	LRFD
$\frac{2P(e + f)}{q_{\max}} = \frac{2(16.46\text{kips})(26.20\text{in} + 10.26\text{in})}{24.07\text{kips}}$ $\frac{2P(e + f)}{q_{\max}} = 49.87$ $49.87 < 531.53$ <p>Por lo tanto, la inecuación se satisface y existe una solución real para la longitud de aplastamiento Y</p>	$\frac{2P(e + f)}{q_{\max}} = \frac{2(23.03\text{kips})(26.23\text{in} + 10.26\text{in})}{39.15\text{kips}}$ $\frac{2P(e + f)}{q_{\max}} = 44.15\text{in}$ $44.15 < 531.53$ <p>Por lo tanto, la inecuación se satisface y existe una solución real para la longitud de aplastamiento Y</p>

8.4.4. Cálculo de la longitud de aplastamiento Y y tensión del perno de anclaje T

El valor de la longitud de aplastamiento es el menor valor de los calculados de la siguiente manera

ASD	LRFD
$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P(e + f)}{q_{\max}}}$	$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P(e + f)}{q_{\max}}}$
$Y = \left(10.26 + \frac{25.59}{2} \right)$	$Y = \left(10.26 + \frac{25.59}{2} \right)$
$\pm \sqrt{\left(10.26 + \frac{25.59}{2} \right)^2 - \frac{2(16.46)(26.20 + 10.26)}{24.07}}$	$\pm \sqrt{\left(10.26 + \frac{25.59}{2} \right)^2 - \frac{2(23.03)(26.20 + 10.26)}{39.15}}$
$Y = 23.06 \pm 21.95$	$Y = 23.06 \pm 22.11$
$Y = 1.11 \text{ in}$	$Y = 0.95 \text{ in}$
$T = Y(q_{\max}) - P$	$T = Y(q_{\max}) - P$
$T = 1.11 \text{ in}(24.07 \text{ kips/in}) - 16.46 \text{ kips}$	$T = 0.95 \text{ in}(39.15 \text{ kips/in}) - 23.08 \text{ kips}$
$T = 10.26 \text{ kips}$	$T = 14.11 \text{ kips}$

8.4.5. Cálculo de espesores mínimos de placa $t_{p(\text{req})}$

La flexión en la base de la columna genera dos zonas sometidas a dos diferentes tipos de esfuerzos: una zona sometida a compresión o aplastamiento y otra sometida a tensión. Debido a la existencia de estas dos zonas se calcularán dos espesores mínimos de placa.

a) En zona de aplastamiento

Debido a que $Y < m$ y a que $m > n$

ASD	LRFD
$t_{p(req)} = 2.58 \sqrt{\frac{f_{P(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}}$ $t_{p(req)} = 2.58 \sqrt{\frac{(1.36\text{ksi})(1.11\text{in}) \left(5.51\text{in} - \frac{1.11\text{in}}{2}\right)}{36\text{ksi}}}$ $t_{p(req)} = 1.17\text{in}$	$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{P(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}}$ $t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{(2.21\text{ksi})(0.95\text{in}) \left(5.51\text{in} - \frac{0.95\text{in}}{2}\right)}{36\text{ksi}}}$ $t_{p(req)} = 1.14$

b) En zona de tensión

La longitud con la que se genera flexión sobre el perno de anclaje es

$$x = f - (d_{col}/2) + (t/2)$$

$$x = 10.25 \text{ in} - (15\text{in}/2) + [(3/8 \text{ in})/2]$$

$$x = 2.94 \text{ in}$$

ASD	LRFD
$t_{p(req)} = 2.58 \sqrt{\frac{T_x}{BF_y}}$ $t_{p(req)} = 2.58 \sqrt{\frac{(10.26\text{kips})(2.94\text{in})}{(17.72\text{in})(36\text{ksi})}}$ $t_{p(req)} = 0.56\text{in}$	$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_x}{BF_y}}$ $t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{(14.11\text{kips})(2.94\text{in})}{(17.72\text{in})(36\text{ksi})}}$ $t_{p(req)} = 0.54\text{in}$

c) Valor mínimo de espesor de placa

De los valores calculados anteriormente, el espesor de placa mínimo resulta ser

$$t_{p(req)} = 1.17\text{in}$$

8.4.6. Chequeo de espesor de placa propuesto

$$t = 1.25\text{in}$$

$$t_{p(\text{req})} = 1.17\text{in}$$

$$t > t_{p(\text{req})}$$

$$1.25\text{in} > 1.17\text{in}$$

O.K

8.4.7. Diseño de pernos de anclaje

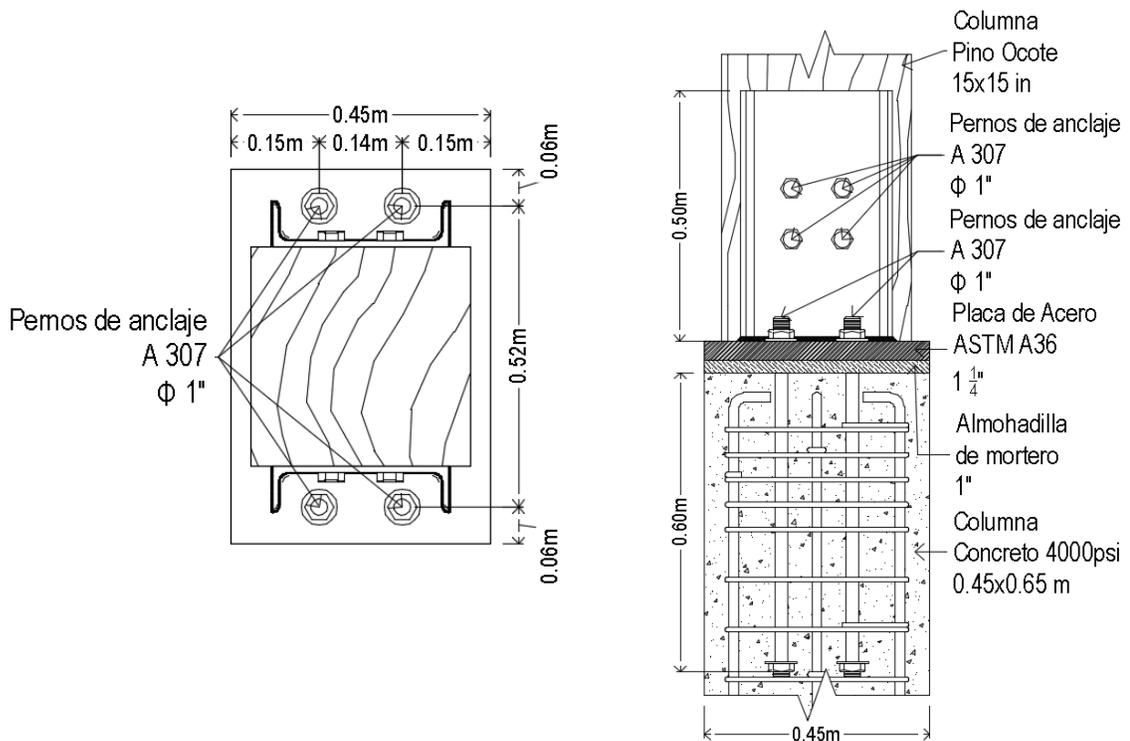


Fig. 62 Detalles conexión columna-pedestal

Los pernos de anclaje se diseñaran para soportar los efectos de las fuerzas de tracción generada por la fuerza P y la tensión generada por el momento M. Los valores de tales fuerzas se presentan en la siguiente tabla

Método	P (kg)	M (kg.m)	Combinación de carga
ASD	7,482.96	-4979.70	CM + CV
LRFD	10,469.86	6,973.59	1.2CM + 1.6CV

Debido a que no existe una solución propia de cada uno de los dos métodos de diseño tratados en éste documento, los procedimientos que se desarrollarán en las siguientes secciones tomarán la fuerza de tensión y de flexión más crítica para el diseño.

Siguiendo el procedimiento descrito en el anexo D de este documento, se llega a obtener la siguiente fuerza de tensión de diseño aplicada a los pernos de anclaje

$$P = 8,175.82 \text{ kg}$$

$$P = 18.02 \text{ kips}$$

Las propiedades de los elementos de anclaje son:

Propiedades del perno de anclaje		
Dato		Referencia
D (in)	1.00	-
F _{ut} (psi)	58.00	Tabla 2-4. AISC 13th Edition
F _{ya} (psi)	36.00	Tabla 2-4. AISC 13th Edition
h _{ef} (in)	23.62	Embebimiento en el concreto

La normativa considerada para el diseño de los anclajes de la estructura de la nave industrial se tomó del capítulo 17 (anclaje al concreto) del ACI 318S-14.

8.4.7.1. Chequeo del diámetro del perno de anclaje⁴⁶

La resistencia nominal de un solo anclaje en tracción, N_{sa}, no debe exceder:

⁴⁶ Ver sección 17.4.1.2, Comité ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 3018S-14) y Comentario (ACI 3018R-14)*. Farmington Hill, Michigan, USA: American Concrete Institute, pp. 247

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta}$$

Donde $A_{se,N}$ es el área transversal efectiva de un anclaje en tracción, in^2 , y f_{uta} no debe ser mayor que el menor de $1.9f_{ya}$ o 125,000 psi

Para propósitos de diseño podemos convertir la ecuación anterior en

$$A_{se,N} = \frac{N_{sa}}{\phi n f_{uta}}$$

$$A_{se,N} = \frac{P}{0.75 n f_{uta}}$$

Donde n es el número de pernos del grupo de diseño considerado.

a) Valor de f_{uta}

f_{uta} no debe ser mayor que el menor de $1.9f_{ya}$ o 125ksi

$$1.9f_{ya} = 1.9(58\text{ksi}) = 110.2\text{ksi}$$

Debido que el valor de f_{ya} es menor que los valores límites especificados

$$f_{uta} = f_{ya} = 58\text{ksi}$$

b) Diámetro mínimo de perno de anclaje

$$A_{se,N} = \frac{18.02 \text{ kip}}{0.75(2)(58\text{ksi})}$$

$$A_{se,N} = 0.47 \text{ in}^2$$

Debido a que el área del perno propuesto de 1 es de 0.79in^2 , el perno es adecuado para resistir las fuerzas de tensión a las que estará sujeto.

8.4.7.2. Chequeo de la longitud de embebimiento h_{ef} ⁴⁷

Debido a que la longitud de embebimiento debe de asegurar que no exista un desprendimiento del concreto, esta revisión se basará en la resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje a tracción especificada en la sección 17.4.2.1 del ACI 318-14. Para un grupo de anclajes, se tiene que

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

El valor anterior debe ser mayor que el valor de la fuerza de tensión actuante sobre los miembros de anclaje.

a) Cálculo del área de superficie de falla de un anclaje A_{Nc} y A_{Nco}

El cálculo del área proyectada de la superficie de falla para un anclaje o para un grupo de anclajes A_{Nc} , y el área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje A_{Nco} , se hizo de acuerdo a lo especificado en la figura R17.4.2.1⁴⁸ de la sección 17.4.2.1 del ACI 318-14. El procedimiento de cálculo y las consideraciones tomadas se muestran en el anexo F.

$$A_{Nc} = 453.38 \text{ in}^2$$

$$A_{Nco} = 5,022.01 \text{ in}^2$$

b) Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas $\Psi_{ec,N}$ ⁴⁹

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)}$$

⁴⁷ Ver sección 17.4.2.1. *Ídem*

⁴⁸ Ver sección 17.4.2.1 *Ídem*, p. 248-249

⁴⁹ Ver sección 17.4.2.4 *Ídem*, p. 251

i) Excentricidad de tensión e'_N

El cálculo de la excentricidad de la carga de tensión de los pernos respecto al centro gravitacional de los pernos sujetos a tensión se muestra en el anexo D.

$$e'_N = 0 \text{ in}$$

ii) Cálculo de $\Psi_{ec,N}$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 \times 0 \text{ in}}{3 \times 35.43 \text{ in}}\right)}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1.00$$

c) Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes del miembro del concreto $\Psi_{ed,N}$ ⁵⁰

De la figura 62 el mínimo espaciamiento al borde del grupo de pernos sujetos a tensión $c_{a,min}$, es 0.07m (2.75in) que es menor que $1.5h_{ef}$ (53.14in); por lo tanto

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{(2.36 \text{ in})}{1.5(23.62 \text{ in})}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.72$$

d) Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuración en el concreto $\Psi_{c,N}$ ⁵¹

⁵⁰ Ver sección 17.4.2.5 *Ídem*, p. 252

⁵¹ Ver sección 17.4.2.6 *Ídem*

Para anclajes preinstalados se tiene que

$$\Psi_{c,N} = 1.25$$

- e) Factor de modificación para anclajes postinstalados diseñados para concreto no fisurado $\Psi_{cp,N}$ ⁵²

Para anclajes preinstalados se especifica que

$$\Psi_{cp,N} = 1$$

- f) Factor de modificación de las propiedades mecánicas del concreto liviano λ_a ⁵³

Para concreto liviano se tiene que

$$\lambda_a = 1$$

- g) Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción N_b ⁵⁴

$$N_b = 24\lambda_a\sqrt{f'_c}h_{ef}^{5/3}$$

$$N_b = 24(1)\sqrt{(4,000\text{psi})}(23.62\text{in})^{5/3}$$

$$N_b = 295,148.83 \text{ lbs}$$

$$N_b = 295.19 \text{ kips}$$

- h) Resistencia nominal de arrancamiento del concreto del grupo de anclajes en tracción N_{cbg} ⁵⁵

⁵² Ver sección 17.4.2.7 *Ídem*, p. 253

⁵³ **Ver sección 17.4.2.5 *Ídem*, p. 252**

⁵⁴ Ver sección 17.4.2.2 *Ídem*, p. 249

⁵⁵ Ver sección 17.4.2.1 *Ídem*, p. 247

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{cbg} = \left(\frac{453.38 \text{ in}^2}{5,022.01 \text{ in}^2} \right) (1.00)(0.72)(1.25)(1)(295.19 \text{ kips})$$

$$N_{cbg} = 23.98 \text{ kips}$$

8.4.7.3. Chequeo de la resistencia al arrancamiento del concreto para el grupo de pernos de anclajes.

Según la tabla 17.3.1.1 del ACI318-14

$$\phi N_{cbg} \geq N_{ua}$$

Que en este caso es

$$\phi N_{cbg} \geq P$$

Donde $\phi = 0.75$. Por lo tanto:

$$(0.75)(23.98 \text{ kips}) \geq 18 \text{ kips}$$

$$18 \text{ kips} \geq 18 \text{ kips}$$

Debido a que la resistencia al desprendimiento del concreto que brindan los pernos propuestos con una longitud de embebimiento de 0.60m (23.62 in) es igual que la fuerza de tensión a la que están sometidos, los detalles de la conexión columna-pedestal que se presentaron en la figura 62 son adecuados.



REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

CAPÍTULO 9



9. REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

9.1. Desplazamiento lateral

La revisión de los desplazamientos de la nave industrial se realizará para los dos estados límites que propone el RNC-07: el estado límite de servicio y el estado límite de colapso. Lo anterior es debido a que a cada uno de los métodos de diseño usados les corresponde un estado límite. Por lo tanto, los desplazamientos máximos que resulten del análisis con las combinaciones de carga propias del ASD, se revisarán con las disposiciones que le corresponden al estado límite de servicio; y los del LRFD, con las correspondientes al estado límite de colapso.

9.1.1. Desplazamientos laterales de la estructura

Del análisis computacional realizado en el software SAP 2000, se obtuvieron los siguientes desplazamientos laterales para la estructura

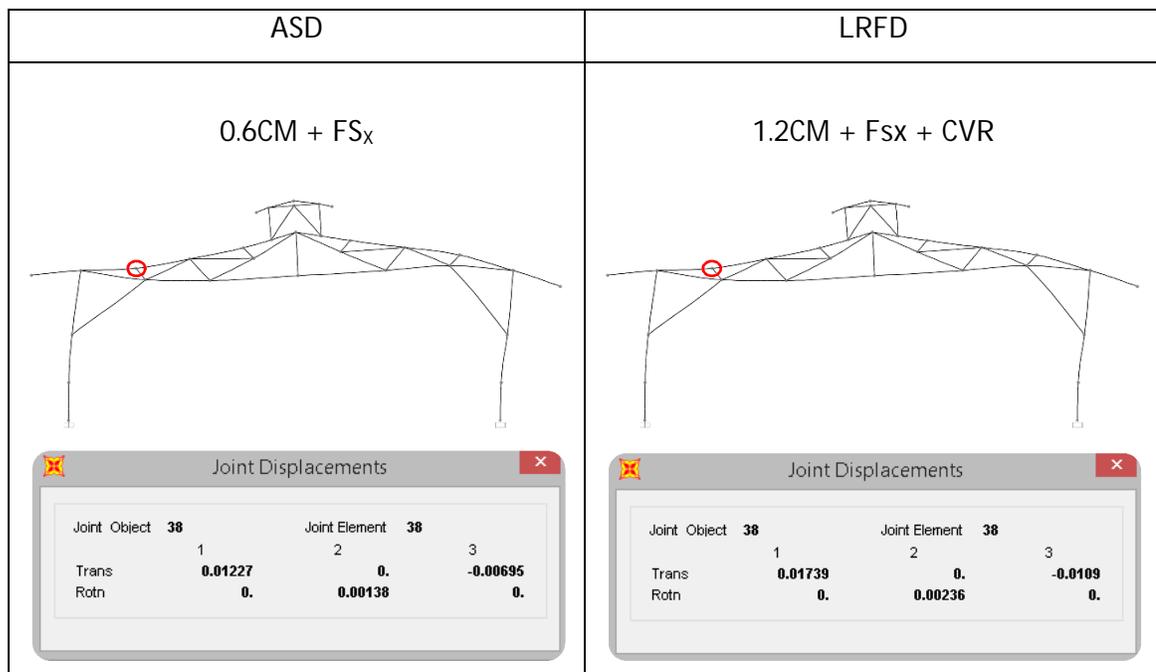


Fig. 63 Desplazamientos laterales máximos para cada método de diseño

De los datos presentados en los cuadros anteriores, el valor “Trans 1” es el valor del desplazamiento horizontal máximo; por lo tanto, son estos valores los que se corregirán a continuación.

9.1.2. Calculo de los desplazamientos¹

Retomando los datos definidos en el inciso 6.5.2 del capítulo 6 de este documento, obtenemos los siguientes factores

ASD ²	LRFD ³
<p>Debido a que en el análisis se hizo uso del método estático toando en cuenta el efecto del período estructural, los desplazamientos se multiplicarán por</p> $\frac{Q'\Omega}{2.5} = \frac{(1.2)(2)}{2.5}$ $\frac{Q'\Omega}{2.5} = 0.96$	<p>Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor</p> $Q\Omega = (1.5)(2)$ $Q\Omega = 3$

Haciendo los ajustes para cada uno de los desplazamientos obtenemos

ASD	LRFD
$\Delta_{cor} = (0.96)(1.227 \text{ cm})$ $\Delta_{cor} = 1.178 \text{ cm}$	$\Delta_{cor} = (3)(1.739 \text{ cm})$ $\Delta_{cor} = 5.217 \text{ cm}$

¹ Ver artículo 34, inciso a) de Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2007). *Reglamento Nacional de la construcción*. Managua, Nicaragua: MTI, pp. 35

² Ver inciso a) de *Ídem*

³ Ver inciso b) de *Ídem*

9.1.3. Revisión de los desplazamientos⁴

Para la revisión de la rigidez de la estructura se consideraran los datos mostrados en la siguiente figura

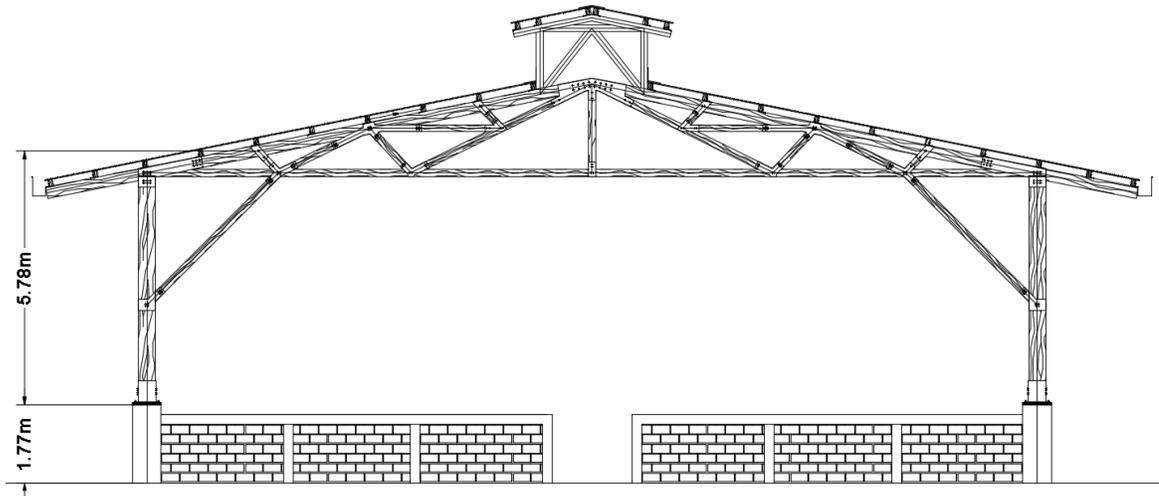


Fig. 64 Δ_h Considerado para el cálculo del desplazamiento lateral límite

ASD	LRFD
<p>Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes</p> $\Delta_{m\acute{a}x} \geq \Delta_{cor}$ $0.002 \Delta_h \geq \Delta_{cor}$ $0.002(1.77m + 5.78m) \geq 1.18cm$ $1.51 \text{ cm} \geq 1.18cm$ <p>O. K</p>	<p>Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4⁵</p> $\Delta_{m\acute{a}x} \geq \Delta_{cor}/\Delta_h$ $\Delta_{m\acute{a}x} \geq 5.22cm/100(1.77m + 5.78m)$ $? \geq 0.007 \text{ cm}$

⁴ Ver inciso c) de *Ídem*

⁵ Ver Tabla 4 Distorsiones máximas permitidas, *Ídem*. p. 36

La tabla 4 de la que se hace mención en la tabla anterior, correspondiente a los valores límites de las distorsiones para ciertos sistemas estructurales, no toma en cuenta los sistemas estructurales constituidos por madera; por lo tanto, esa parte del diseño quedará como incógnita.

9.2. Desplazamiento vertical⁶

De los dos estados límites para los cuales se están haciendo estas revisiones finales de la estructura, el único que revisa los desplazamientos verticales del estado límite de servicio, que según el RNC-07:

En el estado límite de servicio se deberá garantizar que la máxima deflexión de una viga no sea mayor que el claro entre 240 más 0.5 cm. En el caso de que sobre la viga existan elementos no estructurales que puedan resultar afectados por desplazamientos verticales apreciables, la máxima deflexión (luego de colocar los elementos no estructurales) no será mayor al valor del claro de la viga entre 480 más 0.3 cm. En el caso de voladizos, los límites se duplicarán.

Para este caso, se comparará la deflexión del nodo del centro del claro de la cuerda inferior de la armadura con el valor de la deflexión permisible que especifica el RNC-07.

$$\Delta \leq \frac{L}{480} + 0.3 \text{ cm}$$

La imagen de abajo señala el nodo del cual se tomara la deflexión.

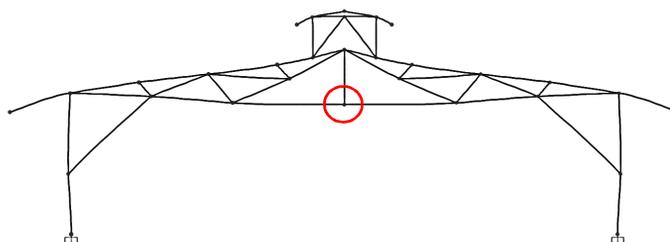


Fig. 65 Deformación crítica vertical de la estructura

⁶ Ver artículo 7, inciso e), acápite 1) de *Ídem*. p. 03

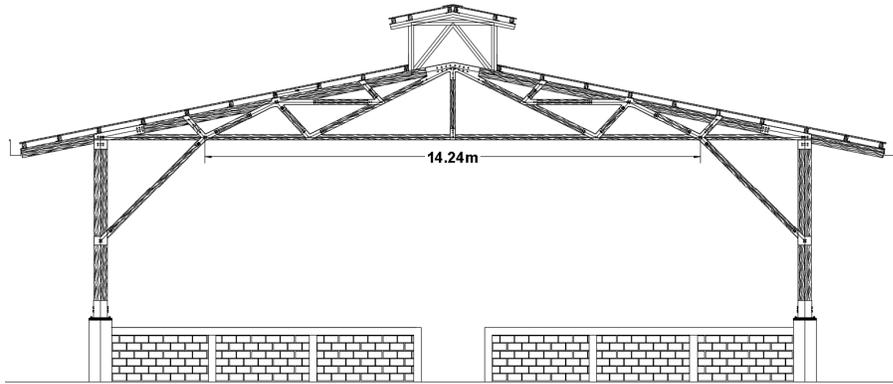


Fig. 66 Longitud del claro considerada para el cálculo de la deflexión permisible.

Del SAP 2000, para la combinación de carga 1.2CM + 1.6CV, la deflexión Δ del nodo considerado es, sabiendo de antemano que “Trans 3” representa la deflexión en el eje vertical del plano considerado para el análisis

Joint	Object	29	Joint Element	29	3
		1	2		
Trans		0.	0.		-0.01584
Rotn		0.	0.		0.

Por lo tanto:

$$0.0158m \left(\frac{100cm}{m} \right) \leq \frac{14.24m \left(\frac{100cm}{m} \right)}{480} + 0.3 \text{ cm}$$

$$1.58cm \leq 3.27 \text{ cm}$$

Con lo que podemos decir que la estructura propuesta se comportará aceptablemente ante las fuerzas gravitacionales a las que se someterá.

CONCLUSIONES

A finalizar el proceso de diseño de la nave industrial que servirá de local para las futuras instalaciones del taller-escuela del PIMA, se formularon las siguientes conclusiones:

La forma de plantear el diseño estructural preliminar de la estructura que se planteó en este trabajo, el cual considera como factor crítico la deflexión del elemento, resulta bastante satisfactorio; considerando que para el diseño del clavador, que bien podríamos decir que es más bien una verificación de las dimensiones propuestas, no se necesitó recurrir a la iteración del proceso.

Podemos decir con toda seguridad que la normativa presentada en el Reglamento Nacional de la Construcción de 2007 de nuestro país proporciona miembros estructurales que al actuar como una unidad proveen un edificio con la rigidez suficiente para comportarse dentro de los límites establecidos por el mismo. Una forma de comprobarlo es por medio del valor del periodo fundamental de la estructura que se trató en este trabajo. Sabemos que para las estructuras el valor ideal del período de vibración es igual al valor que resulta de dividir el número de niveles entre 10, lo que nos limita a un valor de 0.1s. Comparando el valor anterior con el que resultó del análisis computacional en SAP2000 (0.142s), vemos que el valor calculado no difiere mucho de su valor ideal.

Lo dicho anteriormente si bien es irrefutable, no está exento de peros, ya que sólo se está haciendo tal afirmación para los artículos referenciados a lo largo del presente documento. Para poder usar tal idea de forma general a todo el contenido del reglamento, haría falta aplicar cada uno de los métodos de análisis propuestos por el mismo a estructuras que también cumplan con los requisitos que el mismo plantea y luego comparar los resultados del proceso con los resultados obtenidos de la aplicación de normas internacionales.

La parte débil de la versión vigente de nuestro reglamento al momento de realizar este trabajo monográfico, es que en algunos casos no presenta valores

aplicables a sistemas estructurales constituidos de algunos materiales que actualmente son de uso común. En nuestro caso, por ejemplo, no se pudo concretar la revisión de los desplazamientos obtenidos por la aplicación de combinaciones de cargas propias del método de diseño LRFD debido a que la tabla que especifica los valores límites de las distorsiones, no toma en cuenta a las estructuras de madera.

Si bien el RNC-07 proporcionó la información necesaria para poder hacer un dimensionamiento previo de las secciones de los elementos estructurales, el diseño final resultó de la aplicación de la normativa planteada por la National Design Specification de 2012 del American Wood Council. Cabe mencionar que estamos definiendo “diseño” al hecho de la consideración de ciertas disposiciones que establece la norma, y no al proceso que esta plantea; ya que, a como se dijo en uno de los párrafos anteriores, el “diseño” por medio de la norma estadounidense más bien fue una forma de verificación de las dimensiones que se obtuvieron en el dimensionamiento previo que consideró únicamente las ecuaciones propuestas por el RNC-07; fue en el diseño de las conexiones entre los elementos de madera donde la NDS 2012 fue de gran ayuda, ya que nuestra normativa no plantea una forma de como determinar la fuerza máxima teórica a la que se pueden exponer los elementos que conforman una unión, sino que solo presenta recomendaciones para su configuración geométrica.

Al comparar los resultados obtenidos por los dos métodos de diseño que se aplicaron en este documento notamos que tales valores no difieren considerablemente entre sí. Por medio del análisis de tales resultados se llegó a reafirmar la idea de la importancia que tiene el conocer las definiciones de las que hace uso cada método. Una de las definiciones más importantes sobre la que se debe de tener una comprensión cabal es el de falla, ya que cada método con este concepto define comportamientos completamente diferentes entre sí para un mismo material. Para el método ASD, la falla se considera cuando el elemento ha sobrepasado el comportamiento elástico; o sea, cuando ya no está regido por la ley de Hooke; mientras que el LRFD considera que la falla es cuando el elemento ha alcanzado

el límite de falla, que se ubica después del límite inelástico en la curva del comportamiento de un material.

Al analizar las últimas líneas del párrafo anterior, se está sugiriendo al lector que por medio de la aplicación del método de diseño LRFD se llega a la obtención de secciones de elementos estructurales más económicas. Sin embargo, el uso de uno u otro método depende de las consideraciones hechas por el dueño del proyecto o por el diseñador.

Po último, sólo resta decir que con el uso de la normativa nacional en conjunto con las normas internacionales referentes al diseño de estructuras de madera y con el apoyo del software de análisis y diseño estructural RISA 3D para verificación de resultados, se llega a la concepción de estructuras que están dentro de los límites propuestos por ambas; además, permiten que la estructura posea un comportamiento que se traduce en seguridad y comodidad para sus ocupantes.

RECOMENDACIONES

En todo proceso es necesario que se consideren ciertas recomendaciones que ayudan a obtener resultados satisfactorios, razón por la cual, se plantearán las siguientes:

En este diseño se consideraron los elementos que componen la armadura de techo como elementos macizos; sin embargo, las cuerdas superior e inferior y los miembros diagonales, siempre y cuando estén en tracción, pueden componerse de dos o más miembros debidamente espaciados, mientras que los que están a compresión se dejan de una sola pieza. La anterior incide directamente en el factor económico.

Las armaduras, son muy rígidas en su propio plano, sin embargo son muy flexibles fuera del mismo y deben de arriostrarse o rigidizarse para conferirles estabilidad. Una forma de lograr lo anterior es añadiendo en los planos horizontales de la cuerda superior e inferior miembros transversales que unan las intersecciones de los paneles para formar una armadura que transmita la carga lateral a los apoyos extremos.

Las cargas laterales deben de ubicarse en el punto donde se considere que causarán los efectos más críticos. Para tal fin es necesario hacer un análisis profundo a la hora de la determinación del punto de aplicación en la estructura.

A veces es necesario hacer un análisis de la lámina de techo ante las presiones de viento para poder llegar a obtener un comportamiento más cercano a la realidad de los clavadores que la soportan; además, por medio de este análisis, y considerando la lámina como un elemento estructural, se puede llegar a una forma alternativa para el espaciamiento de los elementos horizontales, si el factor económico es un factor determinante.

Es importante que se cuente con datos reales sobre el sitio de ubicación del proyecto; de esta manera, a la hora del análisis se evita que los valores de las fuerzas sísmicas o eólicas no estén fuera de la realidad, evitando así, secciones de grandes dimensiones o de desempeño deficiente.

BIBLIOGRAFIA

- American Forest and Paper Association, & American Wood Council. (2012). *ASD/LRFD Manual for Engineered Wood Construction*. United States of America: American Wood Council.
- American Forest & Paper Association, American Society of Civil Engineers. (1995). *Norma para el diseño de construcciones de madera mediante el metodo de factores de carga y resistencia (LRFD)*. New York, NY: American Society of Civil Engineers.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. U.S.A: American Institute of Steel Construction.
- American Institute of Steel Construction. (2003). *Steel Design Series: Column Base Plates*. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.
- American Institute of Steel Costruction (AISC). (2005). *Steel Construction Manual*. United States of America: American Institute of Steel Costruction.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2003). *Minimum Design Loads For Building and Other Structures*. United States: American Society of Civil Engineers.
- American Wood Council . (1999). *GENERAL DOWEL EQUATIONS FOR CALCULATING LATERAL CONNECTION VALUES. TECHNICAL REPORT 12*. EE UU: American Forest & Paper Association.
- American Wood Council. (2011). *National Design Specification (NDS) for Wood Construction*. United States of America: American Wood Council.
- Análisis y diseño estructural de una Nave Industrial para una Planta de Reciclaje de Desechos Sólidos, bajo efectos de Sismo y Viento con el Criterio del Reglamento de Construcciones del D.F. y sus N.T.C. y el Manual de Diseño de Obras Civiles...* (n.d.). Retrieved from <http://tesis.ipn.mx/bitstream/handle/123456789/4197/ANALISISYDISENO.pdf>
- ASTM. (2015). *Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Base Structural Material*. EE UU: ASTM.
- Comité ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*. Farmington Hill, Michigan, USA : American Concrete Institute
- Determinación de propiedades físicas y mecánicas de la madera de Pinus Maximinoi H. E Moore, Alta Verapaz. Tesis de Grado*. (n.d.). Retrieved from <http://recursosbiblio.url.edu.gt/tesisjcem/2015/06/22/Campos-Christian.pdf>
- Evaluación de Propiedades Físicas y Mecánicas de madera de Nothofagus Glauca (Hualo) proveniente de la zona de Cuaquenés*. (2005). Retrieved from http://dspace.utalca.cl/bitstream/1950/2305/1/diaz_mendez.pdf
- Forest Product Laboratory. (1999). *Wood Handbook-Wood as an an engineering material*. Madison, WI: U.S Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory.

- Hansen, H. J. (1972). *Diseño moderno de estructuras de madera*. México: Continental S.A.
- Heredia, O. d. (1990). *Estructuras de acero. Comportamiento y diseño*. Mexico, D.F: EDITORIAL LIMUSA, S.A. de C.V.
- Hibbeler, R. C. (1997). *Análisis Estructural*. México: PENTICE-HALL HISPANOAMERICANA, S.A.
- Jacobo, G. (2006). *Madera: Material estructural y tecnológico con historia para el NEA*. Provincia del Chaco, Argentina.
- M. Gere, J., & P. Timoshenko, S. (1986). *Mecánica de Materiales*. México: Grupo Editorial Iberoamérica S.A de C.V.
- M. Leet, K., & Uang, C.-M. (2006). *Fundamentos de análisis estructural*. México: Ingramex.
- Madera Generalidades*. (n.d.). Retrieved from http://infomadera.net/uploads/productos/informacion_general_2_Maderageneral.pdf
- Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2007). *Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07)*. Managua, Nicaragua: Ministerio de Transporte e Infraestructura .
- Neville, A. (n.d.). *Tecnología del concreto*.
- Parker, H. (1991). *Diseño simplificado de armaduras de techo para arquitectos y constructores*. México: LIMUSA.
- Poblete Arredondo, C., & Hempel Holzapfel, R. (n.d.). *Edificación en madera. Cuaderno N° 7: Sistemas Estructurales en Madera*. BÍO-BÍO, Chile: A. Pinto.
- Portland Cement Association (PCA). (2013). *Notes on ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*. U.S.A: Portland Cement Association.
- Robles Fernández-Villegas, F., & Echenique-Manrique, R. (1991). *Estructuras de madera*. México: Limusa, S.A.
- Scribd*. (n.d.). Retrieved from Diseño de uniones de madera: <https://es.scribd.com/doc/15272096/Diseno-de-Uniones-de-madera>
- Universidad de Oviedo*. (n.d.). Retrieved from [www.uniovi.es: http://www6.uniovi.es/usr/fblanco/TEMAIL.2.8.MECANICAS.Ensayos.pdf](http://www6.uniovi.es/usr/fblanco/TEMAIL.2.8.MECANICAS.Ensayos.pdf)
- Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). (2014). *Informe de Autoevaluación Institucional de la Universidad Nacional de Ingeniería*. Managua, Nicaragua.
- Varios. (2008). *HANDBOOK 1: Timber Structures*. Leonardo da Vinci Pilot Projects.
- Vásquez, D., Olivas, R., & Solís, G. (2008). *Diseño de una edificación de madera por el método de resistencia última*. Managua, Nicaragua.



ANEXOS



ANEXO A

Planteamiento del problema

La Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) como parte de su compromiso social, según su Informe de Autoevaluación Institucional (2014), proyecta la implementación de programas que estén orientados a vincular a los miembros de la comunidad universitaria con los temas, sectores y actores para incidir en el desarrollo nacional. Entre estos programas, el Programa Institucional de la Madera (PIMA) tiene como objetivo brindar formación técnica en el aprovechamiento eficiente de la madera a la comunidad universitaria y a la comunidad en general.

El PIMA trabaja con el método de enseñanza “aprender haciendo”, lo que implica el manejo de maquinaria industrial y por ende requiere de un espacio apropiado de trabajo. Debido a la falta de un lugar adecuado dentro de las instalaciones de la UNI, el PIMA está funcionando actualmente en salones de clases que no fueron diseñados para la operación de la maquinaria ni para el almacenamiento de la madera que se utiliza, lo que limita el área de trabajo del personal, infringiendo las normas de higiene y seguridad ocupacional.

A los estudiantes de la UNI, con las condiciones actuales del PIMA, se les imposibilita adquirir los beneficios que el programa les ofrece, debido al riesgo de seguridad física que supone el realizar prácticas en el local existente. Esta situación impide el cumplimiento de los objetivos tanto del PIMA como de la UNI. Es por ello, que se hace necesario un diseño propicio para el taller escuela que responda a la demanda de los estudiantes de las diferentes disciplinas de las ingenierías que ofrece la universidad.

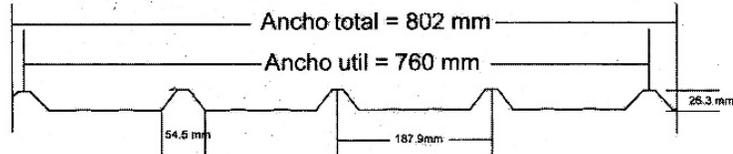
ANEXO B
TABLAS Y FIGURAS CONSULTADAS

B.1. Tabla 5A. Materiales almacenables (RNC-07)

A.	ROCAS	Kg/m³	C.	MATERIALES DIVERSOS	Kg/m³
	Arenisca	2600		Alquitrán	1200
	Arenisca porosa y caliza porosa	2400		Asfalto	1300
	Basalto, diorita	3000		Caucho en plancha	1700
	Calizas compactas y mármoles	2800		Papel	1100
	Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800		Plástico en plancha	2100
	Gneis	3000		Vidrio plano	2600
	Mármol	2700			
	Pizarra	2800	D.	METALES	
B.	MADERAS			Acero	7850
	Pochote	530		Hierro dulce	7800
	Pino Costeño	801		Fundición	7250
	Pino Ocote	660		Aluminio	2750
	Genízaro	513		Plomo	11400
	Cedro Macho	615		Cobre	8900
	Cedro Real	481		Bronce	8500
	Laurel hembra	561		Zinc	6900
		Kg/m³			Kg/m³
	Almendro	770		Estaño	7400
	Bálsamo	960		Latón	8500
	Roble	745		Mercurio	13600
	Caoba	500		Níquel	9000
	Cortez	960			
	Guayabo	738	E.	OTROS	
	Guayacán	1240		Vidrios	2500
	Laurel	565		Concreto asfáltico	2400
	Comenegro	950		Concreto estructural	2400
	Guapinol	930		Mortero	2200
	Níspero	1010		Losetas	2400
	Madero Negro	960		Cartón bituminado	600
	Mora	920		Asbesto – cemento	2500
	Melón	930		Leña	600
	Nambar	1100		Tierra	1600

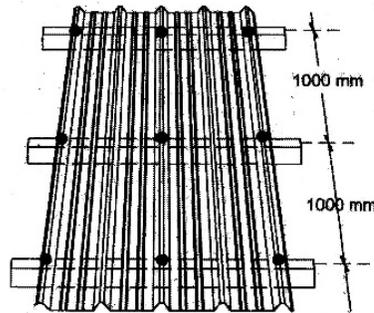
B.2. Ficha técnica de la cubierta de techo

Lámina Estructural E-76 (Troquelada o Industrial)



Información técnica de lámina estructural E-76				
Calibre	Longitud pies	Peso kg / mt	Ancho útil mm	Recubrimiento
28 (0.30mm)	6' a 12'	2.13	760 mm	Galvalume
26 (0.40mm)	6' a 45'	2.89	760 mm	Galvalume, prepintada o galvan
Super 26 (0.45mm)	6' a 45'	3.25	760 mm	Galvalume, prepintada o galvan
24 (0.60mm)	6' a 45'	4.33	760 mm	Galvalume, prepintada o galvan

Detalle de Fijación



Fijación de panel E-76	
Tipo de perno	Densidad
● Perno auto perforante corto de 2"	3.7 un/x.m2

Detalle de Traslape



www.indenicsa.com

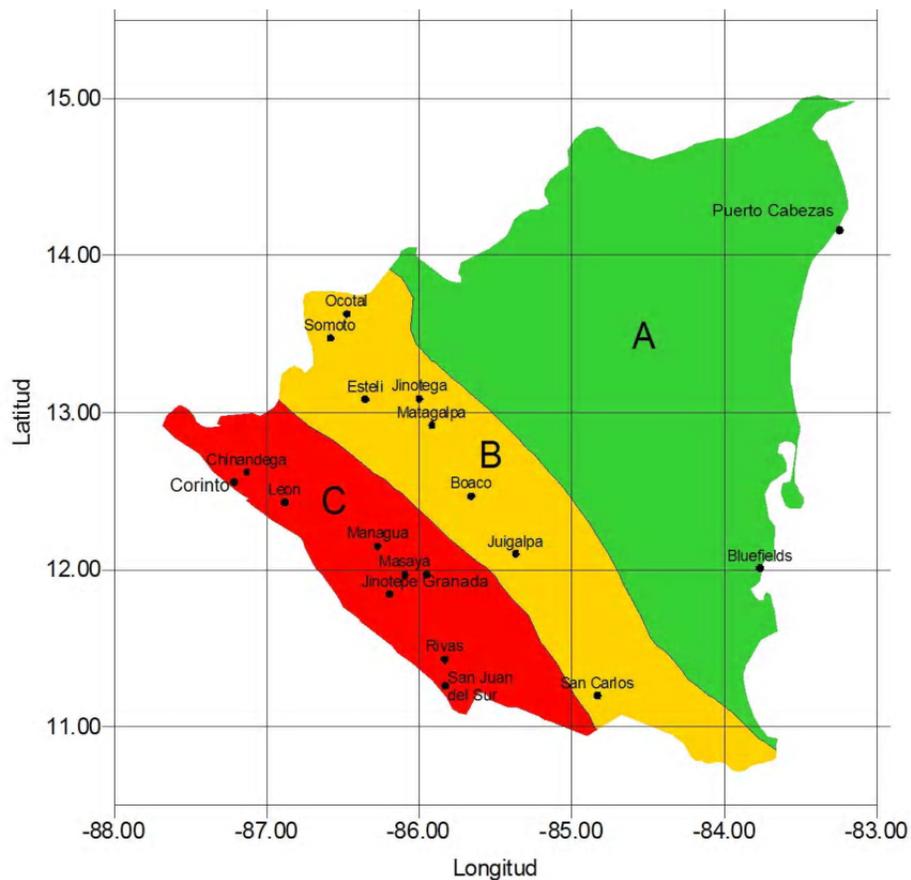
Manejo y Almacenamiento

Para el almacenamiento deben evitarse condiciones, en que se favorezca la condensación de agua sobre las láminas (lugares techados y con lechada), ya que en estos casos puedan aparecer manchas de hidróxido de aluminio sobre la superficie del producto, que en un comienzo son blancas, tomando colores oscuros, las manchas no afectan el desempeño del producto, aunque perjudican su apariencia. Las láminas deben almacenarse de forma horizontal sobre largueros o polines de madera, para evitar golpes o fracturas en la misma, evitar el almacenamiento cerca de áreas con fluctuaciones altas de temperatura y humedad, al almacenar en la intemperie usar plástico para cubrirlas y usar en la base para minimizar el efecto de humedad del suelo.

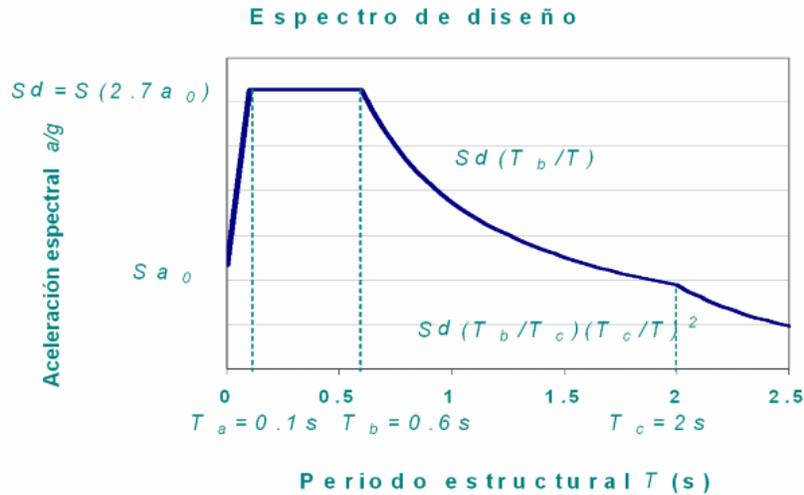
B.3. Tabla No. 18 (RNC-07)

Nombre Comercial de la Madera	Flexión En Fibra Extrema F_b (Kg/cm ²)	Tensión Paralela al Grano F_t (Kg/cm ²)	Cortante Horizontal F_v (Kg/cm ²)	Compresión Perpendicular al Grano F_p (Kg/cm ²)	Compresión Paralela al Grano F_c (Kg/cm ²)	Modulo de Elasticidad E (Kg/cm ²)
Pochote	98	66	5	22	69	74,500
Pino	116	78	7	26	81	130,000
Cedro Real	85	57	5	19	60	80,000
Cedro Macho	70	47	4	15	49	64,000
Genízaro	85	57	5	19	60	76,000
Guanacaste	90	60	5	20	63	100,000
Guayabo	175	117	10	39	122	155,000
Laurel Hembra	115	77	7	25	80	90,000
Laurel Macho	130	87	8	29	91	150,000
Caoba	105	70	6	23	74	85,000
Roble	180	120	10	40	126	150,000

B.4. Figura 2. Zonificación sísmica de Nicaragua (RNC-07)



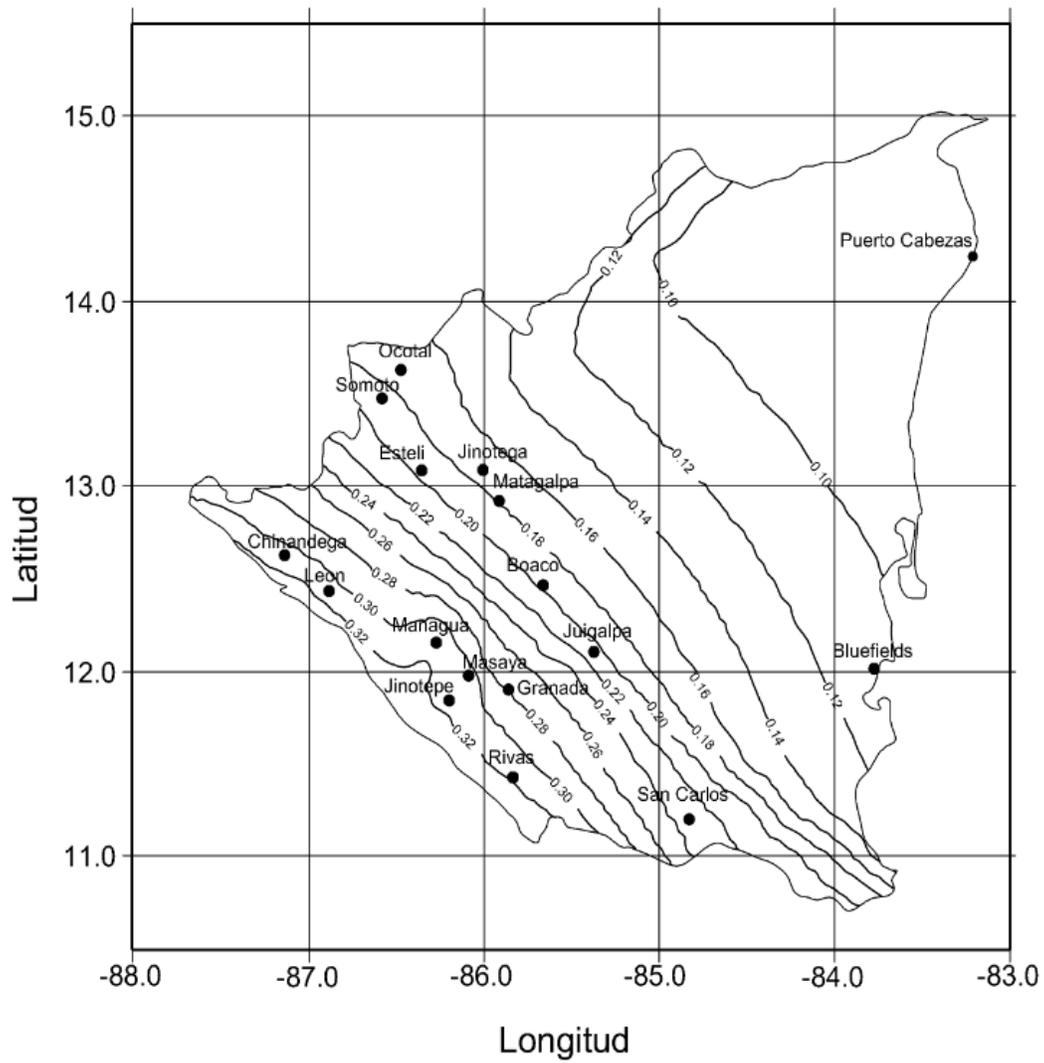
B.4. Figura 3. Espectro de diseño para Nicaragua (RNC-07)



B.5. Figura 4. Distorsiones máximas permitidas (RNC-07)

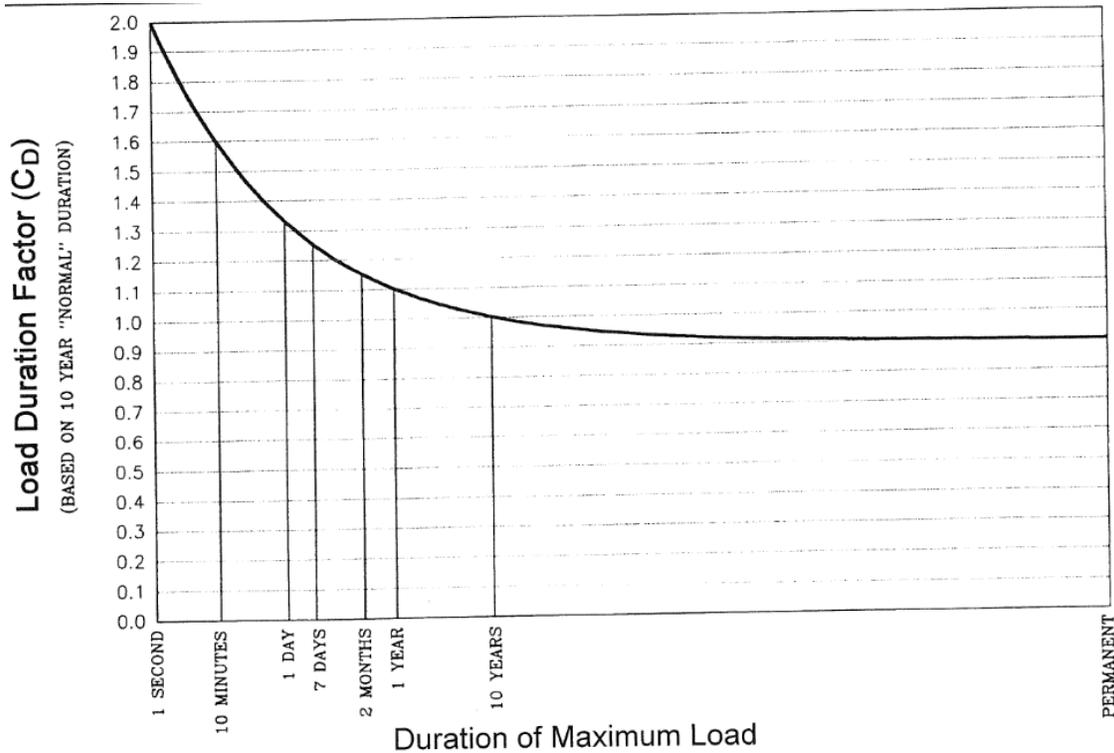
Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero ò concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

B.6. Mapa de isoaceleraciones (RNC-07)



Coeficientes a_0 para definir los espectros de diseño en la república de Nicaragua, para estructuras del grupo B

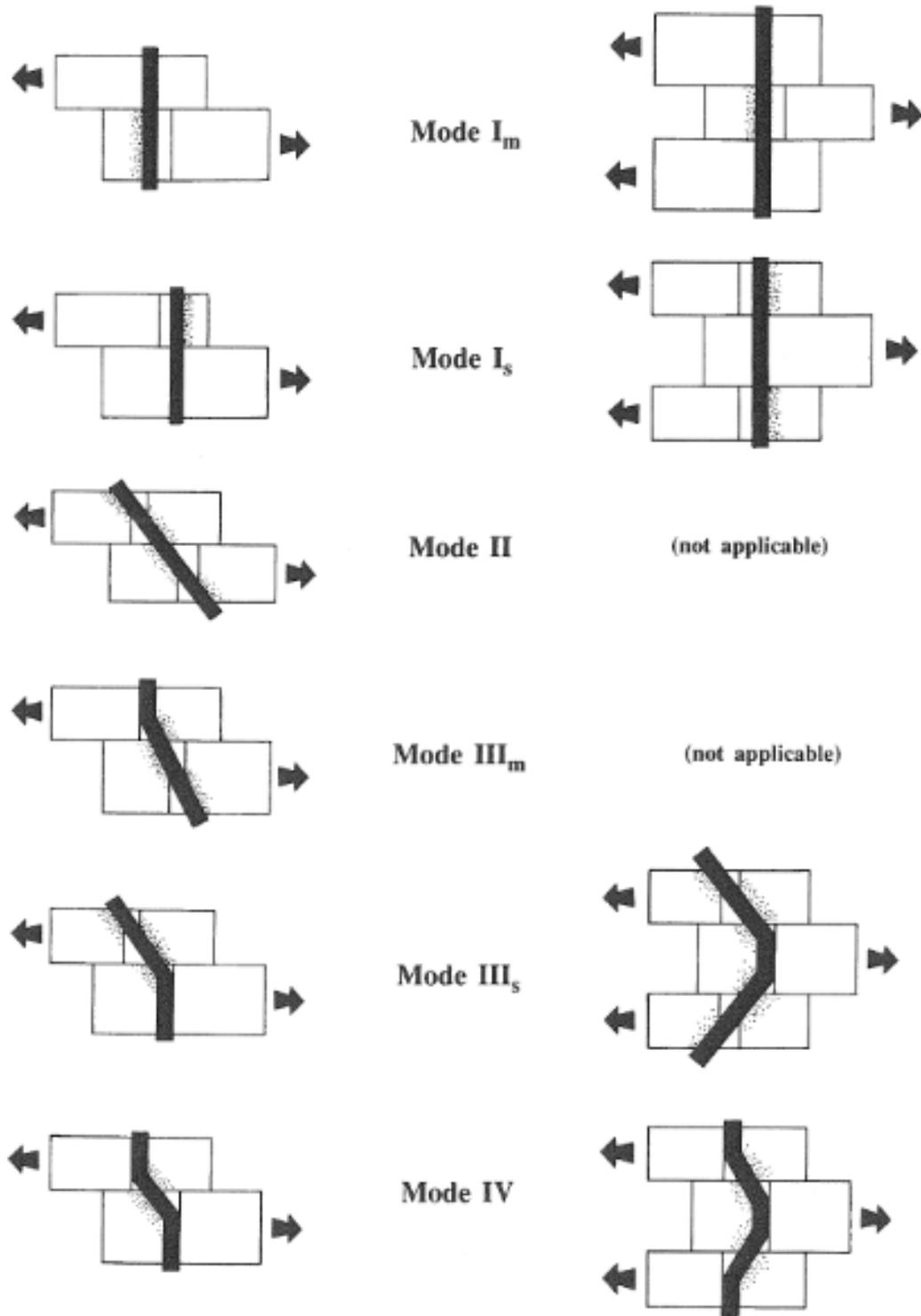
B.7. Figura B1. Factores de duración de carga, C_D , para varias duraciones de carga (NDS 2012)



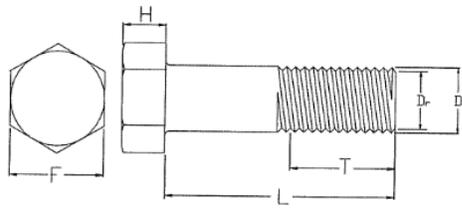
B.8. Tabla I1. Resistencia a la fluencia de pasadores F_{yb} (NDS 2012).

Fastener Type	F_{yb} (psi)
Bolt, lag screw (with $D \geq 3/8"$), drift pin (SAE J429 Grade 1 - $F_y = 36,000$ psi and $F_u = 60,000$ psi)	45,000
Common, box, or sinker nail, spike, lag screw, wood screw (low to medium carbon steel)	
$0.099" \leq D \leq 0.142"$	100,000
$0.142" < D \leq 0.177"$	90,000
$0.177" < D \leq 0.236"$	80,000
$0.236" < D \leq 0.273"$	70,000
$0.273" < D \leq 0.344"$	60,000
$0.344" < D \leq 0.375"$	45,000
Hardened steel nail (medium carbon steel) including post-frame ring shank nails	
$0.120" \leq D \leq 0.142"$	130,000
$0.142" < D \leq 0.192"$	115,000
$0.192" < D \leq 0.207"$	100,000

B.9. Modo de falla de las conexiones (NDS 2012)



B.10. Tabla L1. Pernos hexagonales estándar (NDS 2012)



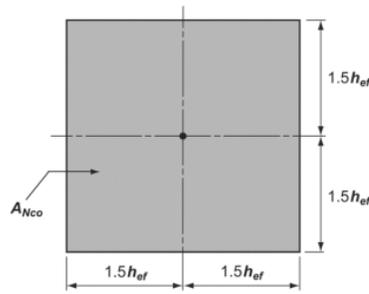
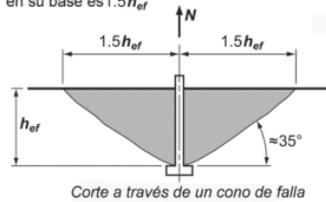
D = diameter
 D_r = root diameter
 T = thread length
 L = bolt length
 F = width of head across flats
 H = height of head

		Diameter, D							
		1/4"	5/16"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
D _r		0.189"	0.245"	0.298"	0.406"	0.514"	0.627"	0.739"	0.847"
F		7/16"	1/2"	9/16"	3/4"	15/16"	1-1/8"	1-5/16"	1-1/2"
H		11/64"	7/32"	1/4"	11/32"	27/64"	1/2"	37/64"	43/64"
T	L ≤ 6 in.	3/4"	7/8"	1"	1-1/4"	1-1/2"	1-3/4"	2"	2-1/4"
	L > 6 in.	1"	1-1/8"	1-1/4"	1-1/2"	1-3/4"	2"	2-1/4"	2-1/2"

1. Tolerances are specified in ANSI/ASME B18.2.1. Full-body diameter bolt is shown. Root diameter based on UNC thread series (see ANSI/ASME B1.1).

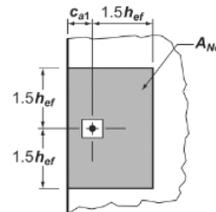
B.11. Figura R17.4.2.1 (ACI 318S-14)

La distancia crítica al borde para pernos con cabeza, tornillos con cabeza, anclajes de expansión, y anclajes con sobreperforación en su base es $1.5h_{ef}$

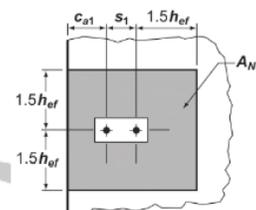


$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

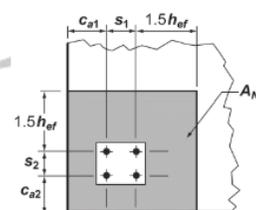
(a)



Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$
 $A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$



Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$ y $s_1 < 3h_{ef}$
 $A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$

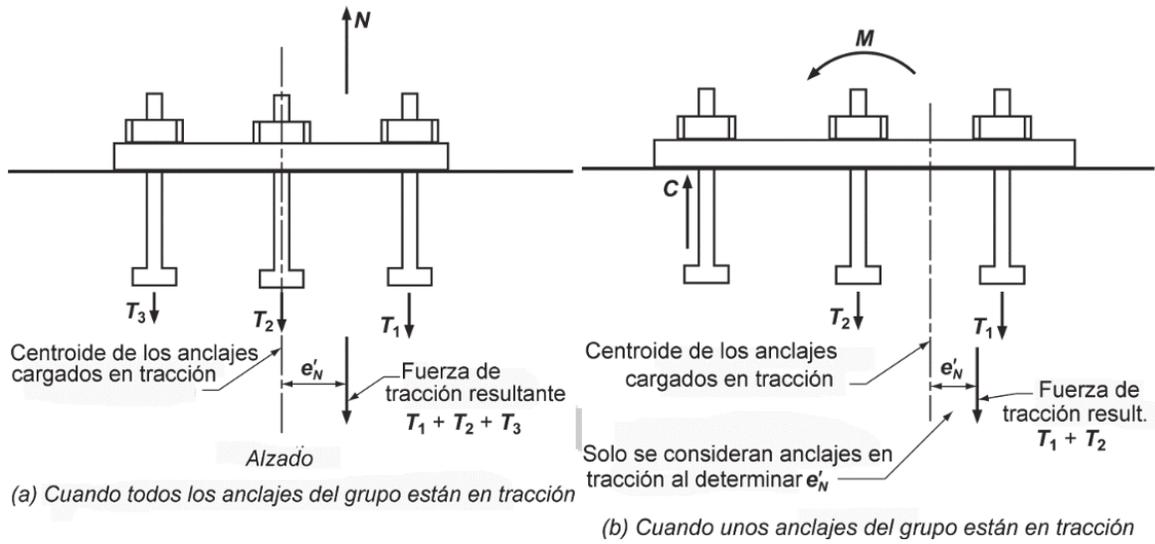


Si c_{a1} y $c_{a2} < 1.5h_{ef}$
 y s_1 y $s_2 < 3h_{ef}$
 $A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$

(b)

Fig. R17.4.2.1 — (a) Cálculo de A_{Nco} y (b) cálculo de A_{Nc} para anclajes individuales y grupos de anclajes

B.12. Figura R17.4.2.4. Definición de e'_N para un grupo de anclajes (ACI 318S-14)



ANEXO C

Efectos de la fuerza de viento en la cubierta de techo

Todos los elementos que cubren el perímetro de un edificio, ya sean cerramientos laterales o cubiertas de techo, sufren los efectos de las fuerzas producidas por el viento por estar expuestos a la intemperie. Debido a que las cubiertas se unen mediante elementos de fijación a las vigas o columnas, las fuerzas inducidas sobre ellas a su vez son transmitidas a los elementos estructurales generando sobre estos una carga adicional que se debe de considerar en el dimensionamiento de sus secciones transversales. Sin embargo, si esta fuerza no es la única que interviene en el diseño la consideración de tal carga depende de la relevancia de sus efectos. Este anexo abarca el análisis del comportamiento de la cubierta de techo y de los clavadores ante las fuerzas de viento.

Debido a que la cubierta de techo es la que entra en contacto directo con el viento, la fuerza que se induce al clavador depende completamente del comportamiento de ésta ante tales fuerzas; por lo cual, la cubierta de techo debe de ser analizada antes que el clavador. Esta se analizará como una placa simplemente apoyada con claros libre de 1.29 metros entre clavador. La sección escogida para el análisis se muestra en la siguiente figura.

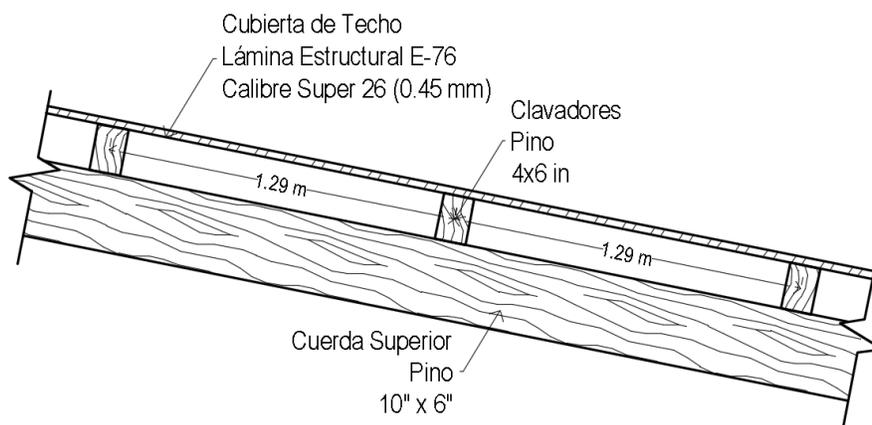


Fig. C1 Detalle de la estructura de techo

El procedimiento de cálculo de la magnitud de la fuerza que es inducida por el viento sobre la lámina, según los artículos del RNC-07, es el siguiente:

C.1. Cálculo de la presión de viento sobre la lámina de techo

C.1.1. Clasificación de la estructura¹

Sabemos que la estructura del edificio en cuestión es una construcción cerrada cuyo sistema de cubierta de techo se considera rígido;² sabemos, también, que su periodo natural no excede de los 2 segundos y que la relación de su altura con la dimensión menor en planta es menor que 5 (10.80/20.24). Todo lo anterior indica que esta estructura puede clasificarse como una estructura Tipo 1.

C.1.2. Efectos a considerar³

Para el diseño de estructuras Tipo 1, bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento.

C.1.3. Determinación de la velocidad de diseño⁴

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño. Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación c-1

$$V_D = F_{TR}F_{\alpha}V_R \quad (c-1)$$

¹ ver Arto. 45 de Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2007). *Reglamento Nacional de la construcción*. Managua, Nicaragua: MTI, pp. 41

² Notará el lector que las conclusiones de este análisis se están planteando de forma anticipada. La suposición de una cubierta rígida y otras concernientes a la manera de cómo se cargarán los clavadores se basaron en los resultados obtenidos aquí, a como se verá mas adelante.

³ Ver Arto. 46. *Ídem*, p. 42

⁴ Ver Arto. 49. *Ídem*, p. 43

C.1.4. Determinación de la velocidad regional V_R ⁵

El tipo de terreno que se supondrá será un terreno tipo R1, cuya característica principal es la de poseer escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en un campo abierto. Tomando en cuenta lo anterior y sabiendo que esta estructura pertenece al grupo B⁶, se diseñará con los valores de las velocidades regionales para un periodo de retorno de 50 años. Por lo tanto, para edificios de la zona eólica 1 con las condiciones anteriores, el valor de la velocidad regional es de 30 m/s.

C.1.5. Factor de variación con la altura F_α ⁷

Para edificios de alturas menores o iguales a los 10 metros, se establece que el valor del factor de variación con la altura es 1.

C.1.6. Factor correctivo por topografía y rugosidad F_{TR} ⁸

En terreno de tipo R1 el factor de topografía y rugosidad, F_{TR} , se tomará en todos los casos igual a 1

C.1.7. Determinación de la presión de diseño P_Z ⁹

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, P_Z , en kg/m², se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la siguiente ecuación

$$P_Z = 0.0479C_p V_D^2 \quad (c-2)$$

Al sustituir la ecuación c-1 en c-2 obtenemos

$$P_Z = 0.0479C_p (F_{TR} F_\alpha V_R)^2 \quad (c-3)$$

⁵ Ver Arto. 50. *Ídem*

⁶ Ver Arto. 20. *Ídem*, p. 17

⁷ Ver Arto. 51. *Ídem*, p. 44-45

⁸ Ver Arto. 52. *Ídem*, p. 45

⁹ Ver Arto. 53. *Ídem*, p. 45-46

Sustituyendo los valores correspondientes obtenemos que la presión ejercida por el viento sobre la estructura está dada por la ecuación

$$P_Z = 0.0479C_p[1 \times 1 \times 30 \text{ m/s}]^2$$

$$P_Z = 43.11C_p \text{ kg/m}^2 \quad (\text{c-4})$$

Donde C_p es el coeficiente local de presión que depende de la forma de la estructura.

C.1.8. Determinación de las presiones en cada sección de la estructura

La magnitud de las presiones aplicadas a cada una de las diferentes secciones del edificio depende de su correspondiente coeficiente C_p ¹⁰. Los valores aplicables a la estructura de la cual estamos tratando se presentan en la figura C2, donde el ángulo θ es en grados y tiene un valor de 11.31.

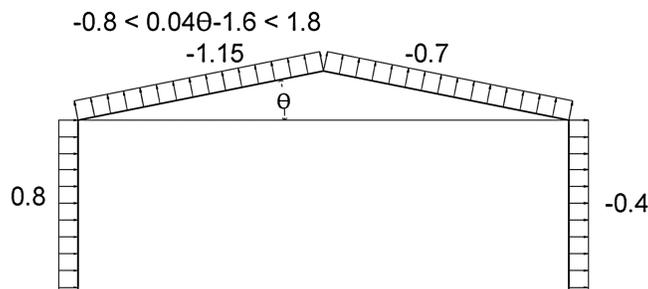


Fig. C2 Coeficientes locales de presión

La sección de interés en este anexo es el techo, por lo cual se tomará el coeficiente que genere la fuerza más desfavorable para los elementos que lo componen; tal valor es -1.15. Por consiguiente, el valor de la presión que se aplicará a la lámina de techo es, según la ecuación c-4:

$$P_Z = 43.11(-1.15) \text{ kg/m}^2$$

¹⁰ Ver Tabla 8. Coeficiente C_p para construcciones cerradas. *Ídem*, p. 47

$$P_z = -50.00 \text{ kg/m}^2$$

El valor de arriba representa una fuerza de succión que tiene una dirección contraria a la gravedad y es perpendicular al plano de la lámina, como lo indica la figura C2.

C.2. Análisis del comportamiento de la lámina de techo

Para el análisis del comportamiento de la lámina estructural E-76 se hizo uso del programa Sap2000. Tomando en cuenta las características geométricas y físicas de la lámina que se especifican en la ficha técnica presentada en la figura del anexo B.2 de éste documento, y los detalles de la figura C1 de esta sección, se generó el modelo tridimensional presentado en la figura C.3.

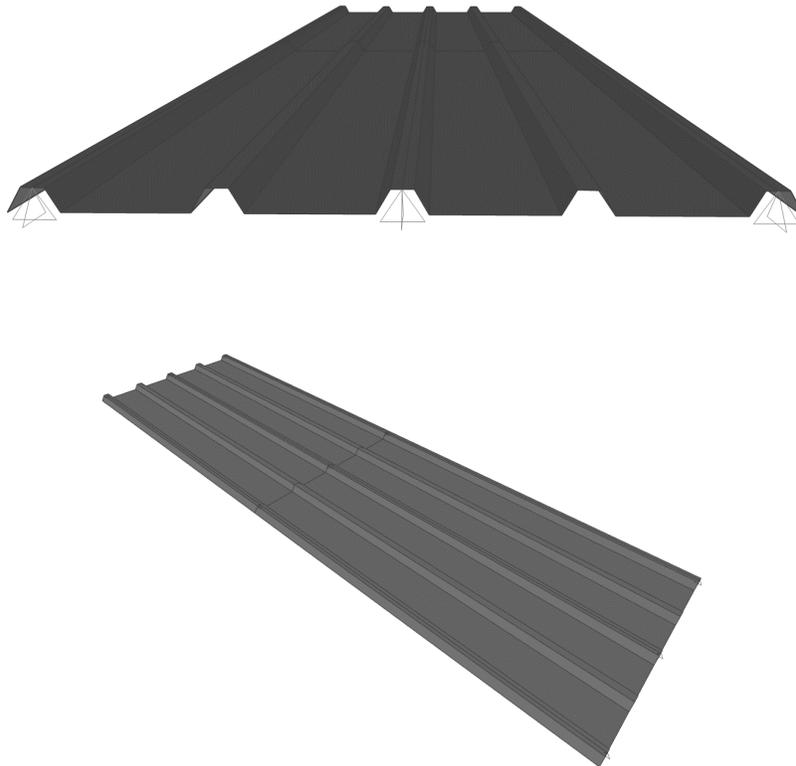


Fig. C3 Modelo para el análisis de la lámina de techo

Una vez generado el modelo en el software, se crean los casos de carga a los cuales se va a someter la lámina. Las fuerzas que se considerarán serán el peso propio de la lámina CM, la carga viva de diseño CV y la fuerza generada por el efecto del viento Pz. Las combinaciones de carga para las cuales se determinará el comportamiento del elemento serán las que se especifican en el artículo 15 del RNC-07. Debido a que la intención de este análisis no es el diseño de la sección de la lámina sino determinar los efectos que se generan en los clavadores por su comportamiento ante la fuerza de viento, las combinaciones de cargas que se usarán en el análisis serán las siguientes

$$1.2CM + 1.6P_z + CV \quad (1)$$

$$0.9CM + 1.6P_z \quad (2)$$

Sabiendo que el peso de la lámina es de 3.25 kg/m y que la carga viva es de 10 kg/m²¹¹ se introdujeron las combinaciones de carga en el software y después de corrido el análisis, se obtuvieron los siguientes comportamientos

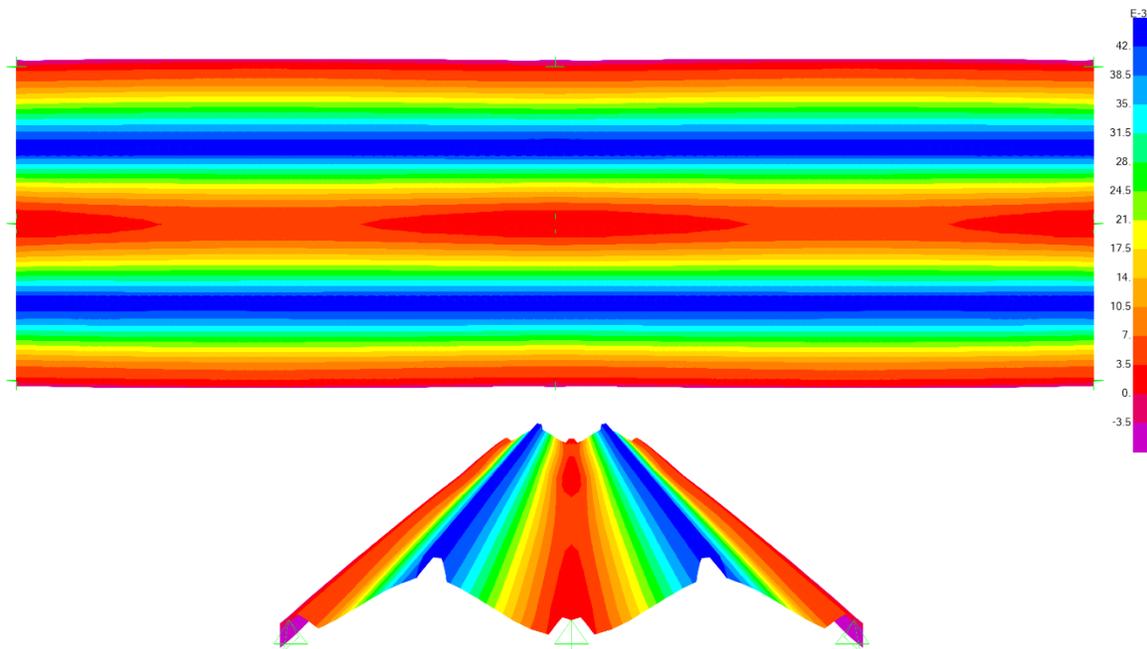


Fig. C4 Deformada resultante de la lámina para combinación (1)

¹¹ Ver Arto. 11. *Ídem*, p. 11

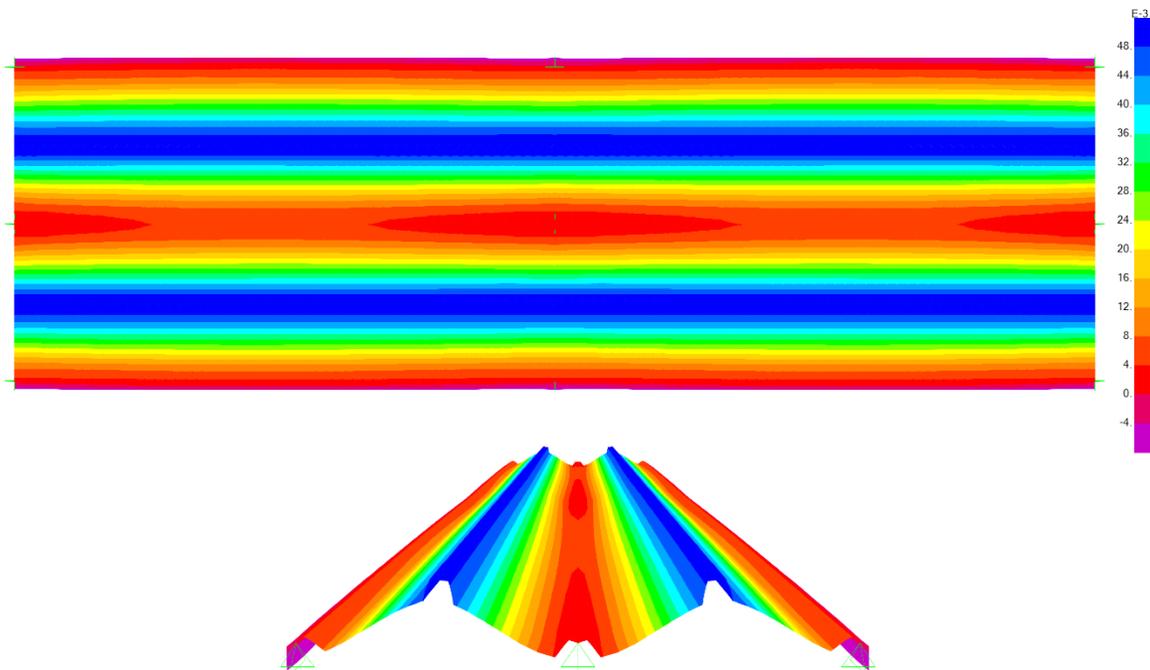


Fig. C5 Deformada resultante de la lámina para combinación (2)

Se puede notar que los comportamientos representados por las imágenes son consistentes a las combinaciones de cargas.

C.3. Fuerzas de viento sobre los clavadores de techo

Ya que se sabemos que el modelo se hizo correctamente podemos determinar las fuerzas en los apoyos. Estas reacciones corresponden a las fuerzas que se transmiten a los clavadores. Tomando en cuenta que F1, F2 y F3 representan los ejes X¹², Y¹³ y Z¹⁴ respectivamente, las siguientes imágenes extraídas del análisis en el SAP2000 muestran las fuerzas en cada uno de los nodos para los dos casos de carga que se plantearon.

¹² Parte positiva apuntando hacia la parte superior del papel, en las figuras C6 y C7

¹³ Parte positiva apuntando hacia la izquierda del papel, en las figuras C6 y C7

¹⁴ Parte positiva apuntando hacia de forma perpendicular al papel, en las figuras C6 y C7

F1=-12.82
F2=-48.47
F3=-8.63

F1=-37.06
F2=0.
F3=-23.39

F1=-12.82
F2=48.47
F3=-8.63

F1=0.
F2=-105.83
F3=-17.82

F1=0.
F2=0.
F3=-45.28

F1=0.
F2=105.83
F3=-17.82

F1=12.82
F2=-48.47
F3=-8.63

F1=37.06
F2=0.
F3=-23.39

F1=12.82
F2=48.47
F3=-8.63

Fig. C6 Reacciones en los apoyos de la lámina para caso de carga (1)

F1=-14.99
F2=-56.67
F3=-10.08

F1=-43.33
F2=0.
F3=-27.35

F1=-14.99
F2=56.67
F3=-10.08

F1=0.
F2=-123.73
F3=-20.83

F1=0.
F2=0.
F3=-52.94

F1=0.
F2=123.73
F3=-20.83

F1=14.99
F2=-56.67
F3=-10.08

F1=43.33
F2=0.
F3=-27.35

F1=14.99
F2=56.67
F3=-10.08

Fig. C7 Reacciones en los apoyos de la lámina para caso de carga (2)

Al estudiar los capítulos de este documento concernientes al dimensionamiento de los elementos estructurales de madera, puede notarse que los valores de arriba no son tan relevantes en comparación con los valores de las fuerzas que se generan sobre los clavadores por la acción de las combinaciones de cargas que solo incluyen cargas gravitacionales. Es por tal razón que los efectos de la fuerza de viento no se considerarán en el dimensionamiento de las secciones transversales de los miembros y las únicas fuerzas que la cubierta de techo transmitirá a los clavadores serán las gravitacionales; además, se supondrá esta como un elemento rígido, para que de esta forma la transferencia de carga dependa enteramente del área tributaria del elemento resistente. Dicho lo anterior, no se proseguirá con el análisis de los clavadores. Es importante hacer hincapié en el hecho de que en este análisis, por la naturaleza de la estructura y por la normativa del RNC-07, solo se

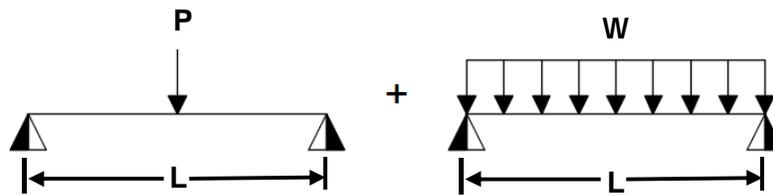
consideraron los efectos estáticos del viento, sabiendo que este puede generar vibraciones que inducen fuerzas y efectos considerables en los elementos.

ANEXO D

Deducción de ecuación de predimensionamiento y predimensionamiento de los clavadores de techo

La ecuación para el predimensionamiento de las dimensiones de la sección transversal de los clavadores de techo se obtuvo partiendo de las ecuaciones de deflexiones derivadas de la mecánica de materiales. Por medio de esta ecuación se obtienen las dimensiones mínimas de la sección capaz de resistir las fuerzas sin sobrepasar la deflexión permisible.

La Deflexión total que sufre el elemento se obtiene al sumar la deflexión generada por la carga puntual y la generada por la carga linealmente distribuida. Gráficamente tenemos que



Que matemáticamente se escribe

$$\frac{PL^3}{48EI} + \frac{5WL^4}{384EI}$$

Lo que debe de tener un valor máximo igual a la deflexión permisible definida por el Arto 7 del RNC-07; resultando en la igualdad

$$\frac{PL^3}{48EI} + \frac{5WL^4}{384EI} = \Delta_{\text{perm}}$$

Donde la inercia I es igual a $d^4/12\sqrt{2}$; P, es la carga viva puntual de diseño especificada en el Arto. 11 del RNC-07 y la carga linealmente distribuida W, es la suma de los pesos del miembro de madera y de la lámina de la cubierta de techo, más la carga viva de diseño especificada en el Arto. 11 del RNC-07. Considerando lo anteriormente dicho y factorando las cargas con 1.2CM + 1.6CV, podemos reescribir la ecuación como

$$\frac{1.6PL^3}{48Ed^4} + \frac{5 \left[1.2 \left(\frac{\gamma d^2}{\sqrt{2}} + q_{\text{Lámina}} \right) + 1.6q_{\text{CV}} \right] L^4}{\frac{384Ed^4}{12\sqrt{2}}} = \Delta_{\text{perm}}$$

Al modificar lo anterior y reacomodando los términos para poder usar la solución de una ecuación cuadrática se obtiene

$$d^4 - \left(\frac{3\gamma L^4}{16E\Delta_{\text{perm}}} \right) d^2 - \frac{\sqrt{2}}{E\Delta_{\text{perm}}} \left[\left(\frac{3}{16} q_{\text{Lámina}} + \frac{1}{4} q_{\text{CV}} \right) L^4 + \frac{4}{16} PL^3 \right] = 0$$

Donde

γ = Densidad de la especie de madera, kg/m^3

Δ_{perm} = Deflexión permisible del miembro de madera, m

E = Módulo de elasticidad de la especie de madera, kg/cm^2

P = Peso de la carga viva puntual al centro del claro del clavador, Kg

$q_{\text{Lámina}}$ = Peso de la lámina de la cubierta de techo, kg/m

q_{CV} = Peso de la carga viva de diseño, kg/m

L = Longitud libre del clavador de techo, m

Los datos de diseño para los clavadores de la estructura de techo de la nave industrial son

Datos de los elementos		
Densidad de la madera	660	kg/m ³
Módulo de elasticidad de la especie de madera	130000	kg/cm ²
Peso de lámina de cubierta	3.25	kg/m
Carga viva linealmente distribuida	12.90	kg/m
Carga viva puntual	100	kg

Datos del sistema		
Longitud libre de clavador	4.50	m
Deflexión permisible	0.01438	m

Al sustituir los valores en la ecuación planteada y hacer uso de la solución para una ecuación de segundo grado, se obtienen las siguientes raíces

$$d_1^2 = 0.018 \text{ m}^2$$

$$d_2^2 = -0.016 \text{ m}^2$$

De los valores anteriores la única raíz que da una respuesta verdadera es d_1^2 . Al extraer la raíz cuadrada se obtiene un valor de 0.1342m, que equivale a un peralte de 5.28pulg. Considerando una relación entre peralte/base de $\sqrt{2}$, al valor del peralte definido le corresponde una base de 3.73pulg; por lo tanto, se propondrá un clavador de techo de 4"X6".

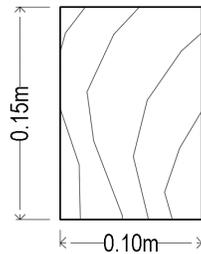


Fig. D1 Dimensiones propuestas para los clavadores de techo

ANEXO E

Determinación de las cargas transmitidas por los clavadores de techo

La forma comúnmente usada para determinar las cargas en el análisis de elementos a veces presenta cargas críticas que en realidad están lejos del valor de la carga crítica verdadera. Lo anterior sucede debido a las idealizaciones estructurales del modelo que remplazan el comportamiento real de la estructura. Para una viga continua soportada por cuatro apoyos, por ejemplo, suponiendo que cada apoyo es un elemento principal, las reacciones se determinan al cargarla con todas las cargas aplicables y realizando un análisis por medio de cualquiera de los métodos de análisis para estructuras hiperestáticas, y no tomando uno de los tres claros, cargándolo y calculando las reacciones de los apoyos por medio de una simple suma de fuerzas vectoriales, procedimiento usual a la hora de los análisis estructurales previos al diseño. En este trabajo para calcular las fuerzas nodales que llegan a la armadura de techo se considerará el primer procedimiento de los dos explicados anteriormente. El modelo analítico del clavador de 4x6 pulgadas situado en la parte extrema de uno de los lados de la cuerda superior que se usará para el análisis computacional en el software de diseño general SAP2000, se presenta en la siguiente figura.



Fig. E1 Modelo analítico de los clavadores de techo

Las cargas que se aplicarán a este modelo serán las siguientes: la carga muerta es la que se definió en la sección 6.3.1.1 de este documento más el peso propio de la madera de pino; y la carga viva de diseño y reducida, son las que se presentan en las imágenes 35 y 36 de la sección 6.3.2.

Una vez creados todos los patrones de carga y corrido el análisis en el software, la deformada del modelo que se obtuvo fue la siguiente para el caso de carga muerta



Fig. E2 Deformada para el caso de carga muerta

Debido a que todos los casos de carga que se definieron (carga muerta y carga viva de diseño y reducida) son casos de carga gravitacional, la **Fig. E2** representa la forma deformada de cada uno. Del análisis de esta figura podemos deducir que los apoyos contiguos a los apoyos de los extremos son los que reciben la mayor fuerza de reacción. Los valores numéricos de esas reacciones para cada uno de los casos de carga son los que se muestran en las siguientes imágenes

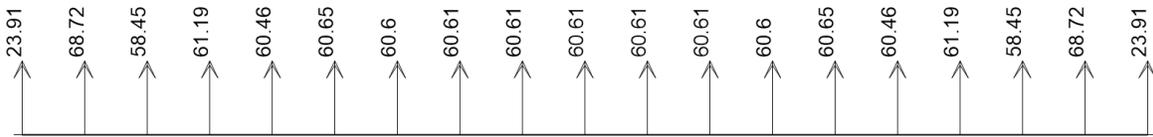


Fig. E3 Reacciones en los apoyos para el caso de carga muerta

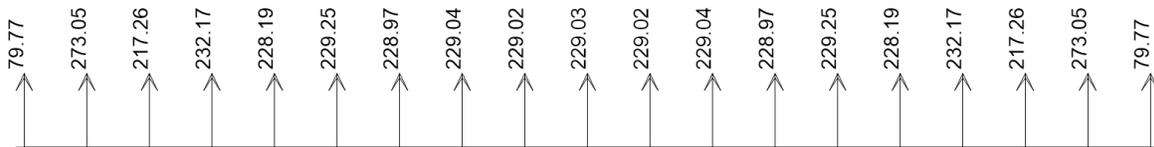


Fig. E4 Reacciones en los apoyos para el caso de carga viva de diseño

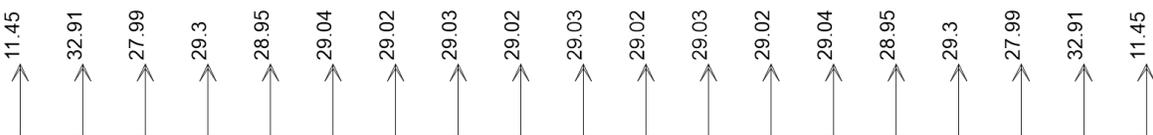


Fig. E5 Reacciones en los apoyos para el caso de carga viva reducida

Considerando las imágenes anteriores, las cargas nodales que se aplicarán a la cuerda superior de la armadura de techo serán: 68.72kg para el caso CM, 273.05kg para el caso de carga CV, y 32.91kg para el caso de carga CVR. Este análisis, a como se dijo en uno de los párrafos anteriores, es para los clavadores que están situados entre los clavadores de los extremos. Para el caso de los clavadores internos, aplicando el mismo procedimiento y considerando los anchos tributarios que les corresponden, las reacciones que se aplicaran a los nodos son: 68.72kg para el caso CM, 305.96kg para el caso de carga CV, y 65.82kg para el caso de carga CVR. Las siguientes imágenes resumen los resultados obtenidos de este análisis.

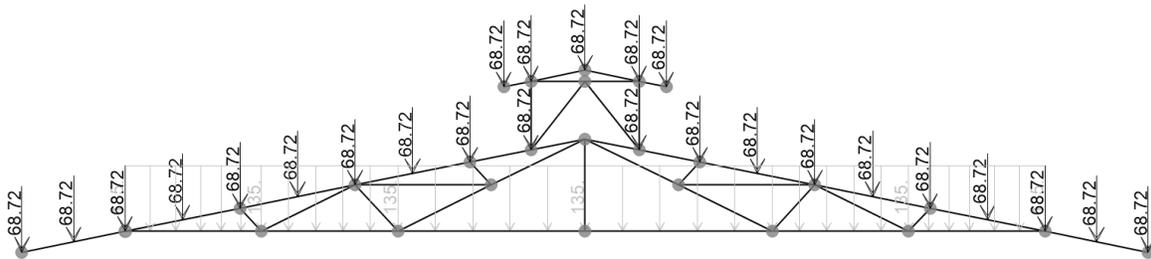


Fig. E6 Cargas nodales en las armaduras de techo para caso CM

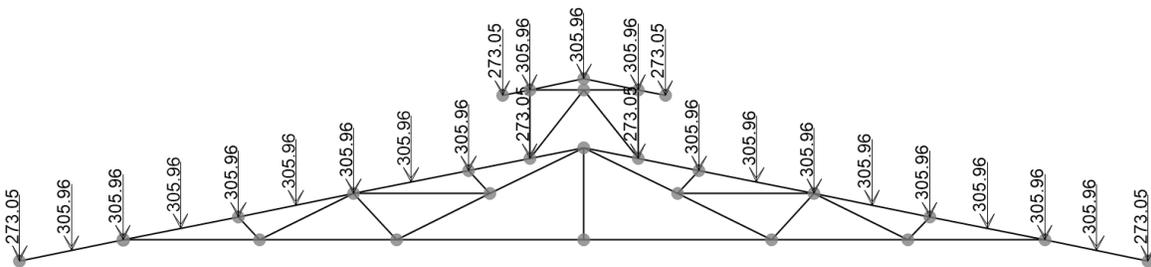


Fig. E7 Cargas nodales en las armaduras de techo para caso CV

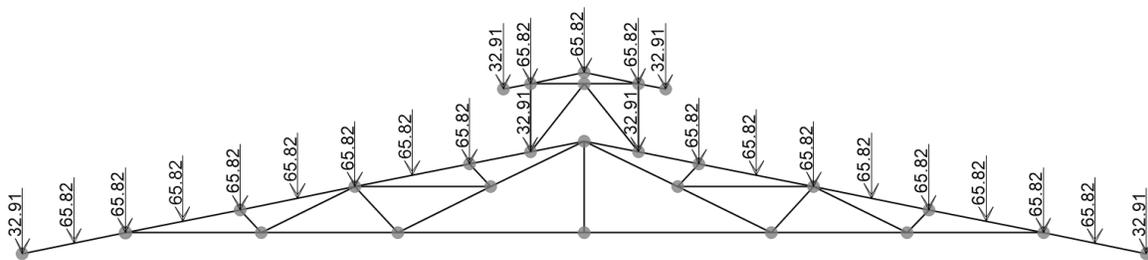


Fig. E8 Cargas nodales en las armaduras de techo para caso CVR

ANEXO F

Obtención de la fuerza de tensión total en los pernos de anclaje, excentricidad de la carga de tensión, y de las áreas proyectadas de las superficies de falla en el concreto

F.1. Tensión total sobre los pernos de anclaje

Las fuerzas a las que son sometidos los elementos de anclaje se ilustran en la siguiente figura

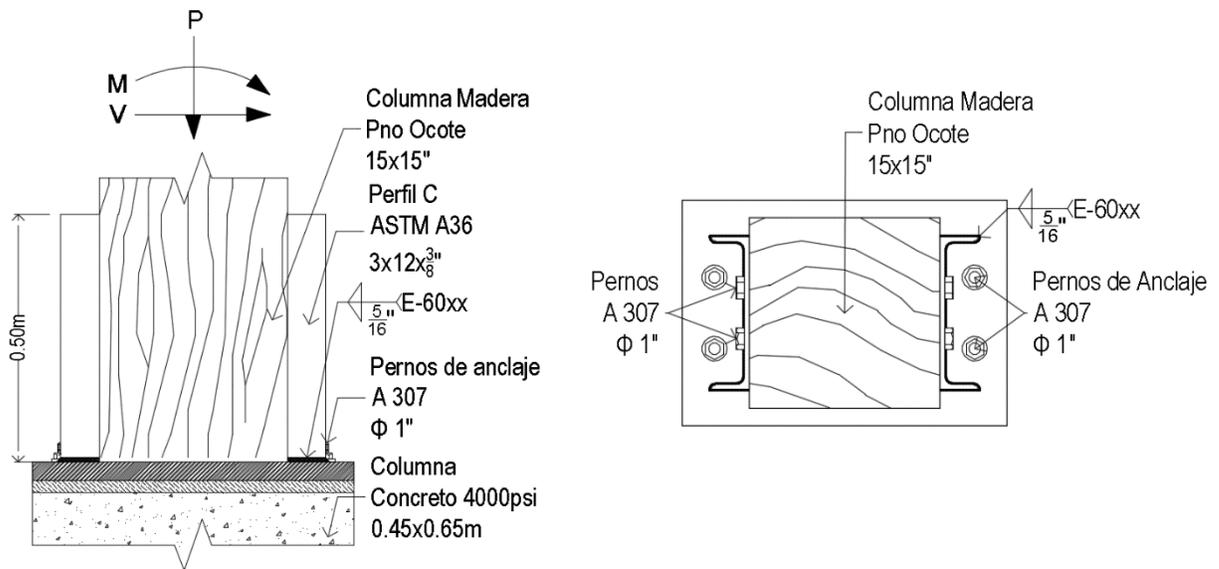


Fig. F1. Fuerzas actuantes sobre unión columna-pedestal

Los valores de tales fuerzas son

Método	P (kg)	M (kg.m)	Combinación de carga
ASD	7,482.96	4979.70	CM + CV
LRFD	10,469.86	6,973.59	1.2CM + 1.6CV

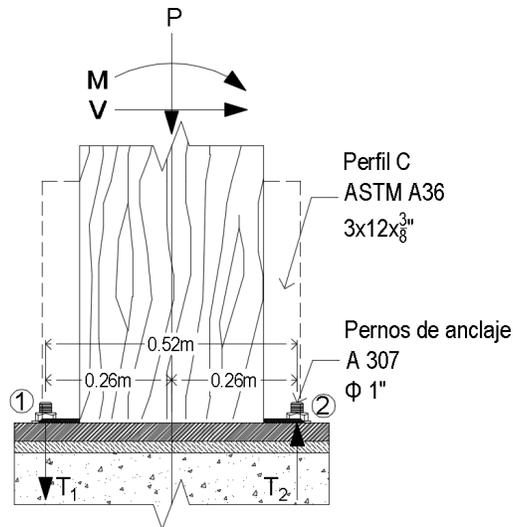


Fig. F2. Reacciones en los pernos debidas a las fuerzas en la columna

Al sumar los momentos con el perno 2 como eje de rotación y siendo positivo todo momento en sentido anti horario:

$$\sum M_2 = 0$$

$$P(0.26 \text{ m}) + T_1(0.52 \text{ m}) = M$$

$$T_1 = \frac{M - P(0.26\text{m})}{0.52\text{m}}$$

$$T_1 = \frac{6,973.59 \text{ kg.m} - (10,469.86 \text{ kg})(0.26 \text{ m})}{0.52 \text{ m}}$$

$$T_1 = 8,175.82 \text{ kg}$$

F.2. Cálculo de la excentricidad de la tensión resultante e'_N

La excentricidad de la tensión total e'_N es la distancia perpendicular a la que se encuentra la fuerza de tensión T, respecto al centro de gravedad del grupo de

pernos que están sometidos a tal fuerza. En la figura de abajo se representa la posición del eje de acción de la tensión y el centro de gravedad del grupo de pernos.

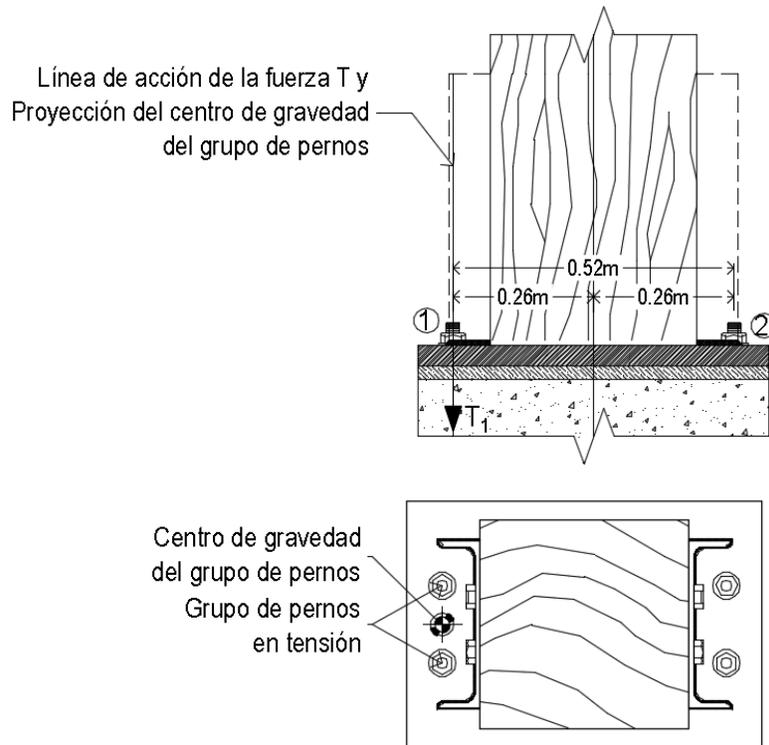


Fig. F3. Eje de acción de la fuerza T_1 y centro de gravedad del grupo de pernos

De la imagen de arriba, claramente podemos ver que al proyectarse lateralmente el centro de gravedad del grupo de pernos, coincide con el eje de acción de la fuerza T_1 . Debido a esta coincidencia, podemos decir que

$$e'_N = 0.00 \text{ m}$$

F.3. Cálculo de las áreas proyectadas de las superficies de falla en el concreto

F.3.1. Cálculo de A_{NC}

Según el inciso 17.2.1.1 del ACI 318-14 para que los pernos de anclaje de una conexión se consideren como grupo en el estudio del arrancamiento de concreto en tracción, se tiene que cumplir que la separación de estos sea menor a la

separación crítica calculada por $3h_{ef}$. La siguiente imagen muestra la posición de los pernos de anclaje en el pedestal.

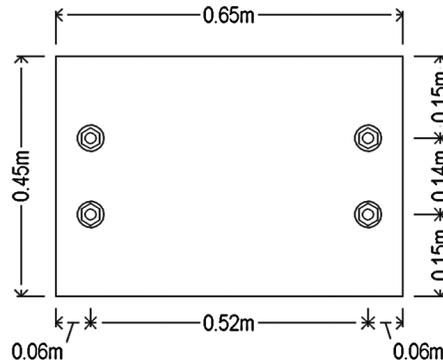


Figura F4. Espaciamiento de los pernos de anclaje

El valor de la separación crítica, según el ACI 318-14 es

$$3h_{ef} = 3(0.60 \text{ m}) = 1.8 \text{ m}$$

Debido a que las separaciones mostradas en la figura F3, no sobrepasan la separación crítica, los dos pernos de la conexión que se encuentran a tensión se considerarán como un grupo. Dicho esto, según la figura B.7 del anexo B de este documento, se tiene que proyectar el área de falla A_{NC} $1.5h_{ef}$ veces hacia la derecha de la línea que pasa por los centros de los pernos de anclaje, a como se muestra a continuación.

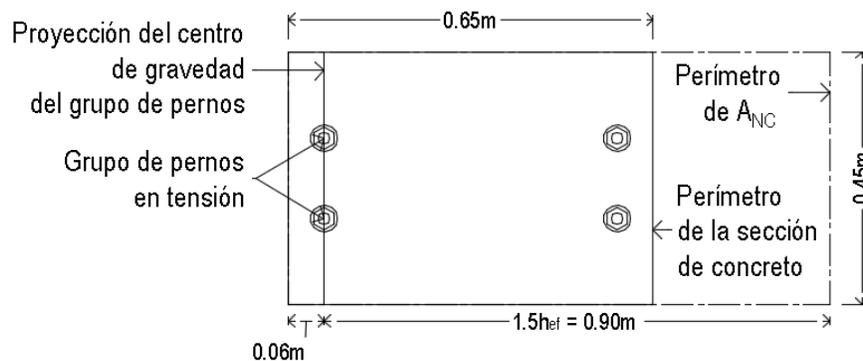


Figura F7. Límite de áreas

El valor de $1.5h_{ef}$ es, sabiendo que h_{ef} son los 0.60 m de embebimiento en el concreto de los pernos de anclaje, 0.90m. Si se proyecta la línea que pasa por el centro de gravedad del grupo de pernos esa distancia hacia la derecha y hacia la izquierda de la misma, se cubre más área de concreto que la existente. Lo anteriormente dicho nos indica que el valor del área proyectada de la superficie de falla en el concreto para el grupo de pernos es igual al área de la sección transversal del pedestal. Dicho en forma de ecuación:

$$A_{NC} = (0.65 \text{ m})(0.45 \text{ m})$$

$$A_{NC} = 0.29 \text{ m}^2$$

F.3.2. Cálculo de A_{NC0}

Esta se calcula con la ecuación 17.4.2.1c de la sección 17.4.2.1 del ACI 318-14, la cual es

$$A_{NC0} = 9h_{ef}^2$$

$$A_{NC0} = 9(0.60 \text{ m})^2$$

$$A_{NC0} = 3.24 \text{ m}^2$$

F.3.3. Verificación de áreas

Para concluir, se debe de cumplir, según 17.4.2.1 del ACI 318-14, que

$$A_{NC} \leq nA_{NC0}$$

Donde n es el número de pernos de anclaje del grupo que está a tensión. Revisando la condición:

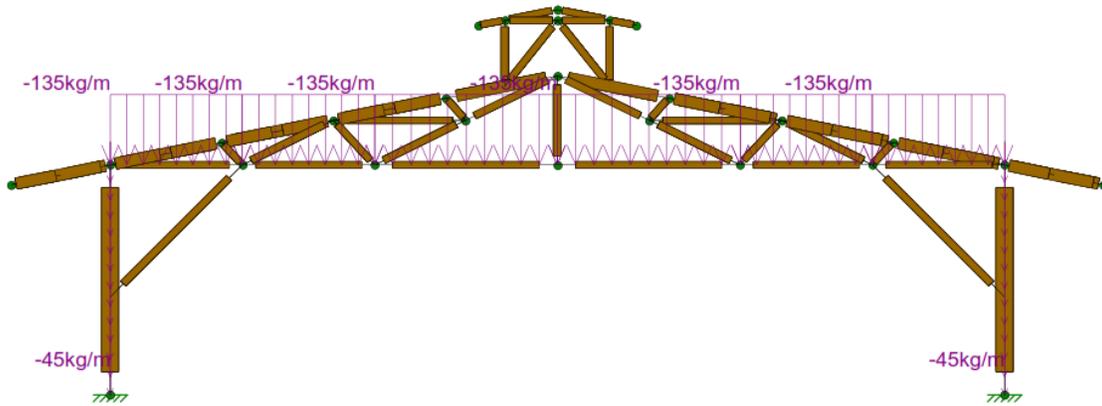
$$0.29 \text{ m}^2 \leq 2(3.24 \text{ m}^2)$$

$$0.29 \text{ m}^2 \leq 6.48 \text{ m}^2$$

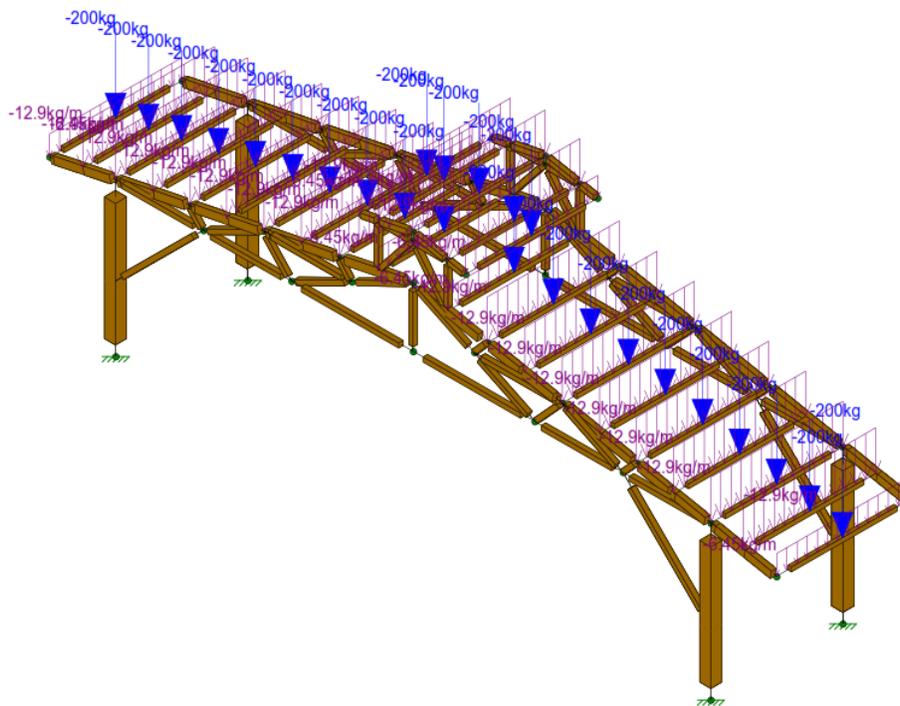
ANEXO G

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN EL SOFTWARE RISA 3D

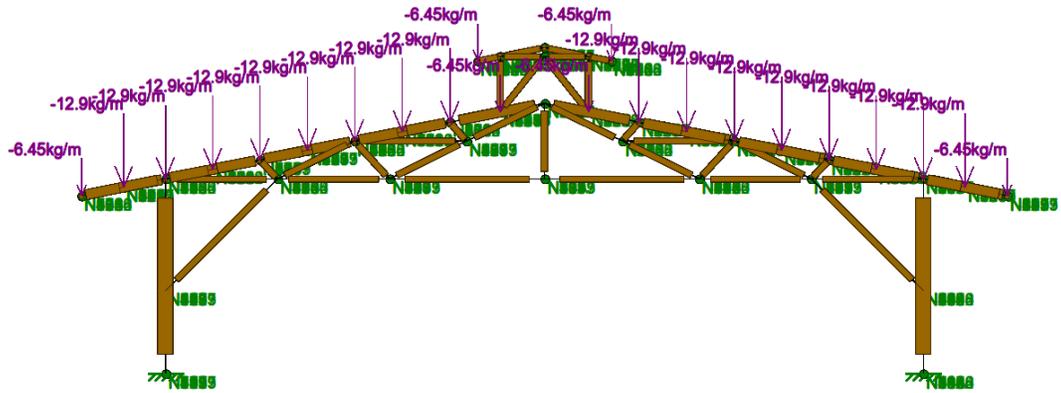
G.1. Carga muerta



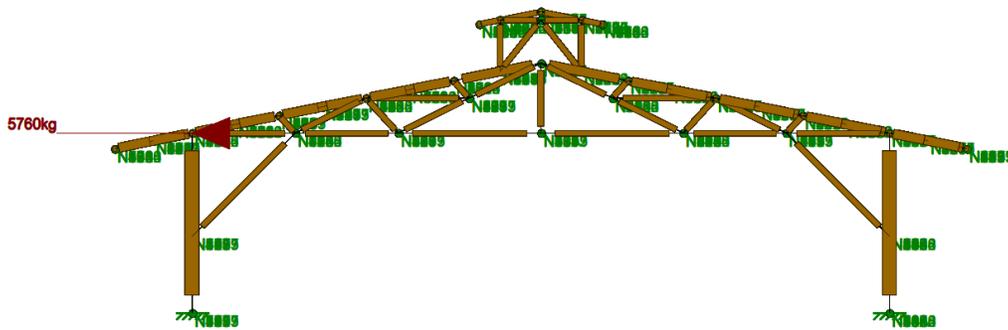
G.2. Carga viva



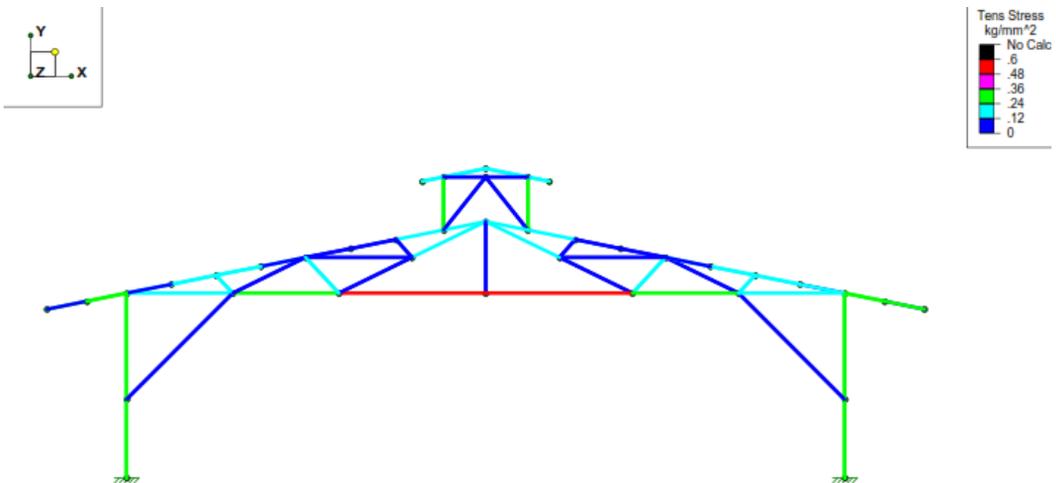
G.3. Carga viva reducida



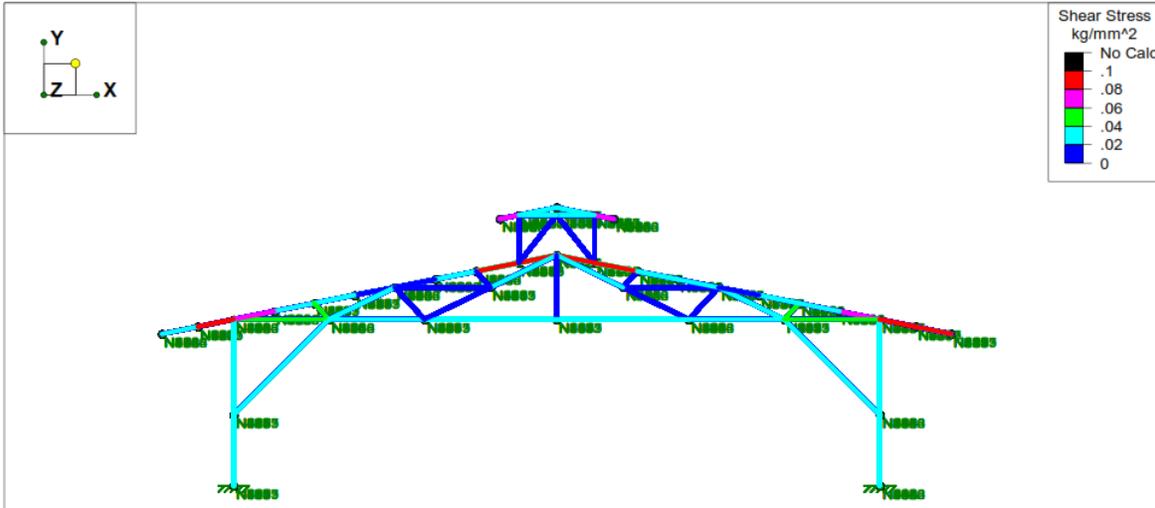
G.4. Carga Sísmica



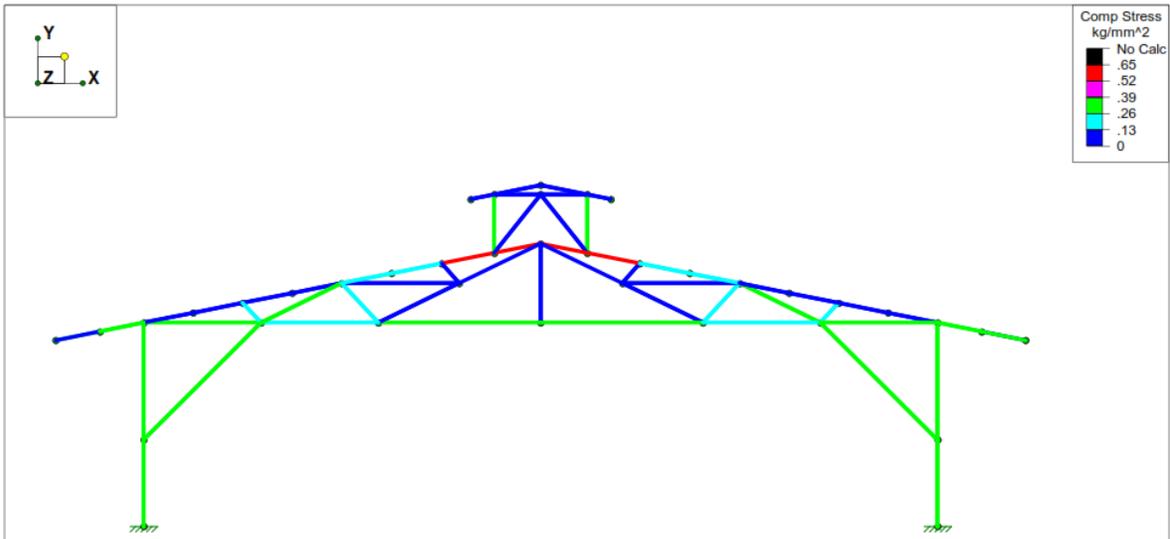
G.5. Tensiones en los miembros



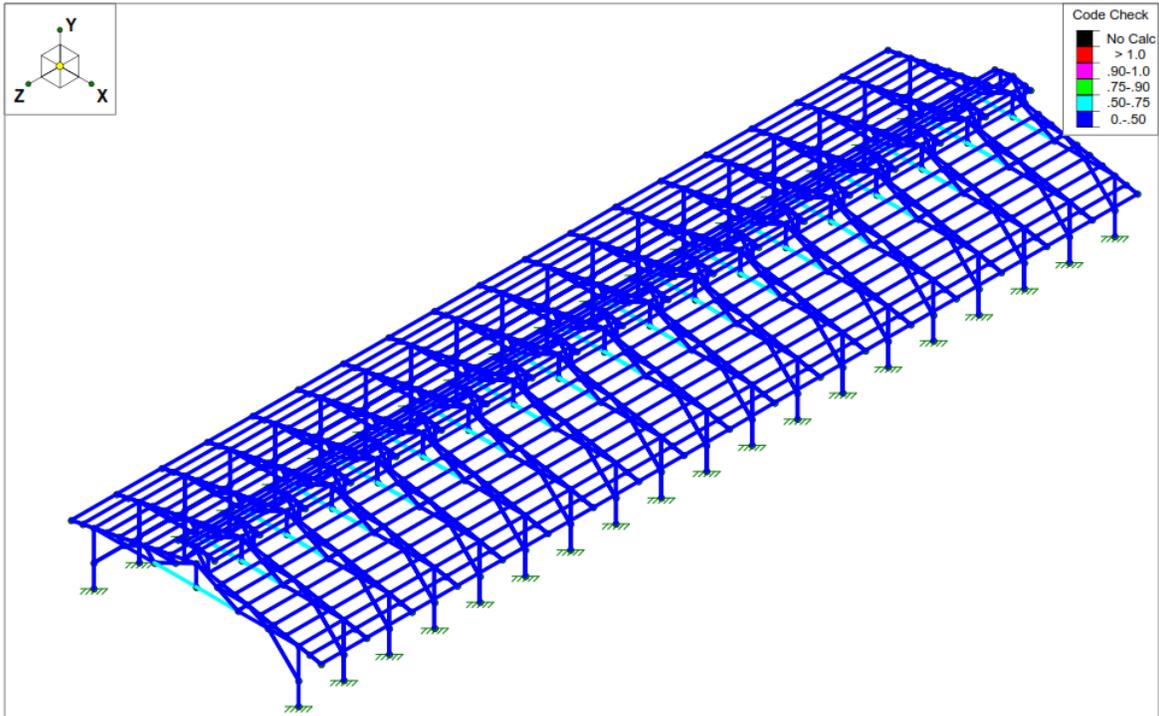
G.6. Cortante en los miembros



G.7. Compresión en los miembros



G.8. Chequeo de la estructura propuesta por el método de diseño ASD



G.9. Secciones transversales sugeridas por el RISA 3D

	Section Set/Member	Current Shape	Suggested Shape
1	CUERDA SUPERIOR	6X10FS	5X10
2	CUERDA INFERIOR	6X6FS	3X8
3	CELOSIA	6X6FS	4X6
4	ARRIOSTRE	6X6FS	6X6
5	COLUMNAS	15X15FS	8X14
6	VENTILACION	6X6FS	4X4
7	CLAVADORES	4X6FS	3X6

ANEXO H

PLANOS FACILITADOS POR LA COPERACION ALEMANA

ANEXO I

PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION hace constar que:

SEQUEIRA GUTIERREZ AXEL ARIEL

Carne: 2010-33422 Turno Diurno Plan de Estudios 97 de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es EGRESADO de la Carrera de INGENIERIA CIVIL.

Se extiende la presente CARTA DE EGRESADO, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los quince días del mes de noviembre del año dos mil dieciséis.

Atentamente,



Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
 Secretario de Facultad



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA DE FACULTAD

HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2017

No. Recibo **74,792,143**

No. Inscripción **1,262**

NOMBRES Y APELLIDOS :Axel Ariel Sequeira Gutierrez

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CARNET: 2010-33422

TURNO: Diurno

PLAN DE ESTUDIO: 97

SEMESTRE :PRIMER SEMESTRE
2017

FECHA: 02/03/2017

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1	ULTIMA LINEA					

NO VALIDO SIN FIRMA Y SELLO

F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura

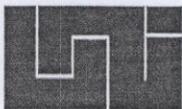
NOTA: NO VALIDA SIN FIRMA Y SELLO

Pasar retirando Hoja de Matrícula en
Secretaría, presentando Recibo
Correspondiente

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 22-mar-2017

FIRMA Y SELLO DEL
FUNCIONARIO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la **FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION** hace constar que:

GUTIERREZ PARRALES FRANCISCO GABRIEL

Carne: **2011-37657** Turno **Diurno** Plan de Estudios **97** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los veinte y uno días del mes de mayo del año dos mil quince.

Atentamente,

Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
Secretario de Facultad





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA DE FACULTAD

HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2017

No. Recibo **74,833,667**

No. Inscripción **1,266**

NOMBRES Y APELLIDOS: Francisco Gabriel Gutierrez Parrales

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CARNET: 2011-37657

TURNO: Diurno

PLAN DE ESTUDIO: 97

SEMESTRE: PRIMER SEMESTRE
2017

FECHA: 02/03/2017

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1	ULTIMA LINEA					
NO VALIDO SIN FIRMA Y SELLO						

F: Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura

NOTA: NO VALIDA SIN FIRMA Y SELLO

Pasar retirando Hoja de Matrícula en
Secretaría, presentando Recibo
Correspondiente

oo: ORIGINAL: ESTUDIANTE - COPIA: EXPEDIENTE.

FIRMA Y SELLO DEL
FUNCIONARIO

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 22-mar-2017

El diseño y los planos, son Propiedad Intelectual de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). Se prohíbe su reproducción total o parcial sin el debido consentimiento explícito y por escrito del Diseñador. Las firmas y sellos originales, deberán aparecer en cada copia de los planos originales.

ARQUITECTURA

ESTRUCTURA
Ing. Maurilio Reyes Ramirez

ELECTRICIDAD:

HIDRAULICO

EDIFICIO CEFOTEC
PLANTA DE FUNDACIONES Y DETALLES ESTRUCTURALES

PROYECTO
CONTENIDO

NOTAS GENERALES

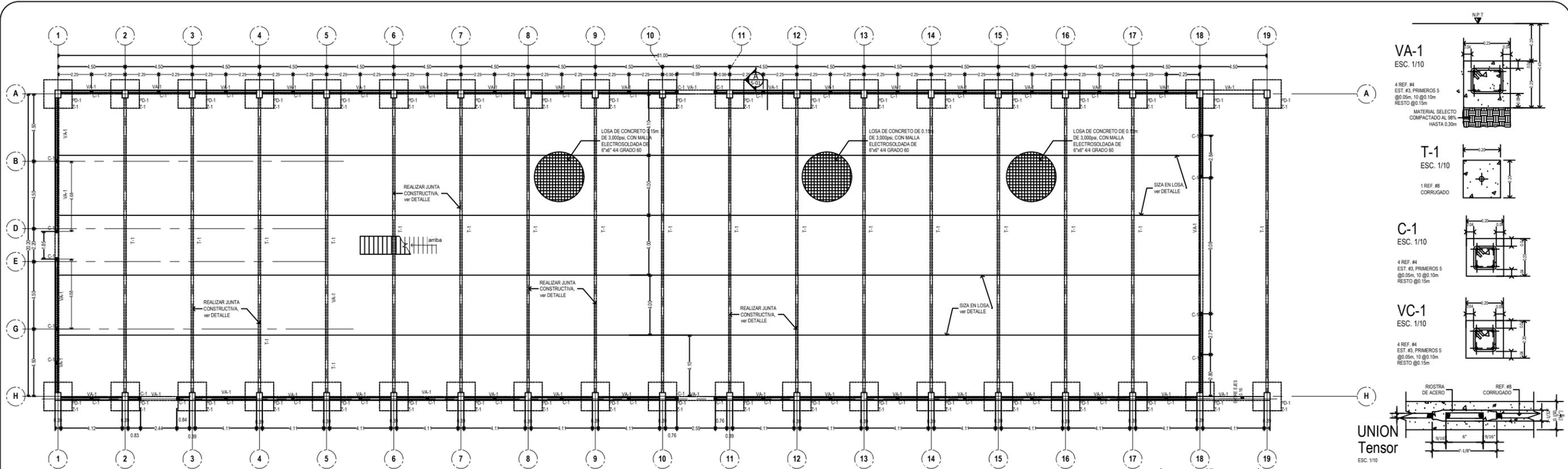
El diseñador, no se hace responsable por el uso de materiales de menor calidad que los aquí indicados, por mala ejecución de la construcción y por problemas surgidos de no seguir las indicaciones de los planos y las especificaciones técnicas. Igualmente, no es responsable por modificaciones o cambios hechos sin previa autorización por escrito.

REVISIONES

DIBUJO
Arq. Jorge LAR
REVISO
Ing. Maurilio Reyes R.
PROPIETARIO
U. N. I.
LUGAR
Managua, Nicaragua
FECHA
MARZO 2011

ESCALA INDICADA
ESPECIALIDAD
S 01

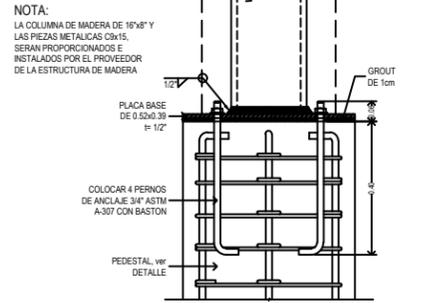
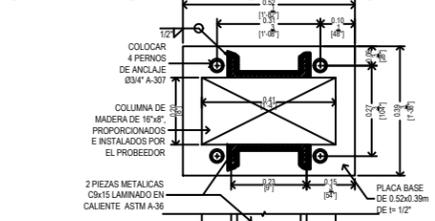
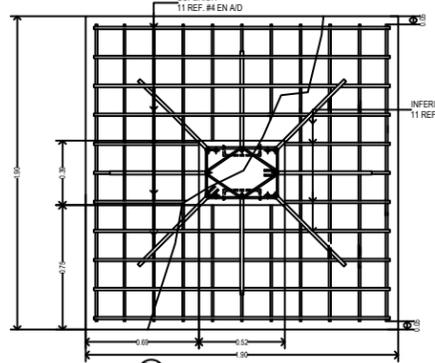
DE 00 TOTAL 00



PLANTA DE FUNDACIONES AREA DE TRABAJO
ESCALA 1/125

RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELO

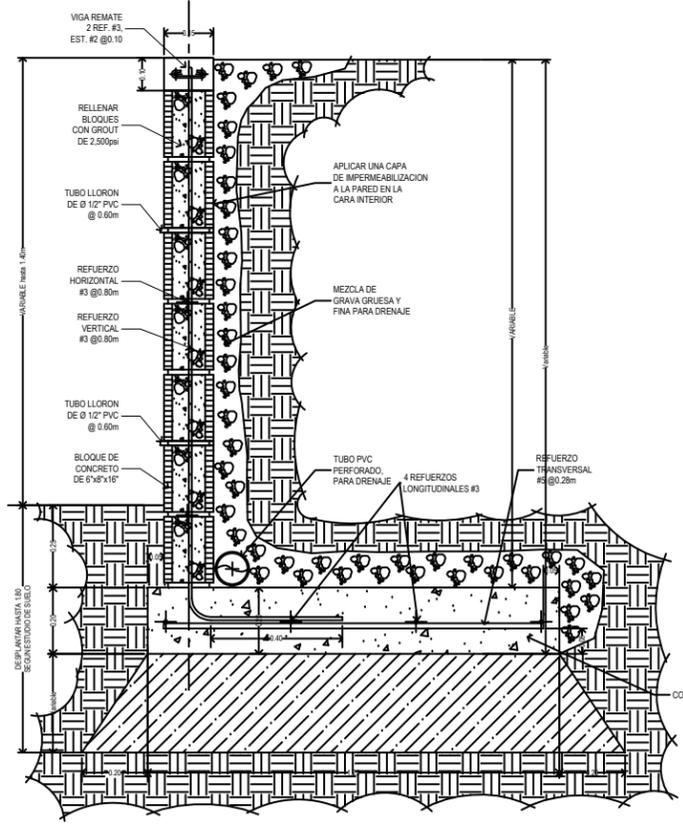
- CIMENTAR POR CONTACTO DIRECTO A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE 1.50 METROS, PROFUNDIDAD REFERIDA A LA SUPERFICIE ACTUAL DEL TERRENO.
- ANTES DE COLOCAR EL CIMENTO DEBERÁ RETIRARSE 0.30 METROS DE SUELO QUE QUEDARÁ BAJO LA ZAPATA Y SUSTITUIRLO CON MATERIAL SELETO, COMPACTADO EN CAPAS NO MAYORES DE 0.15 METROS, AL 98 % DE SU DENSIDAD SECA MÁXIMA. AL FINAL SE DEBERÁ GARANTIZAR QUE LA SUPERFICIE QUEDA NIVELADA EN ESPERA DE LA COLOCACIÓN DEL CIMENTO.
- SE RECOMIENDA UNA SOBRE EXCAVACIÓN MÍNIMA DE 0.20 METROS A CADA LADO DEL CIMENTO, VISTA EN PLANTA.
- EN SUSTITUCIÓN DEL MATERIAL SELETO, PUEDE EMPLEARSE COMO OTRA ALTERNATIVA UNA MEZCLA DE SUELO-CEMENTO, UTILIZANDO 10% DE CEMENTO EN PESO RELACIONADO CON EL PESO DEL SUELO DEL SITIO. LA MEZCLA DE SUELO-CEMENTO SE PUEDE REALIZAR EN RELACIÓN DE VOLUMENES SUELOS 1:11 (1 VOLUMEN SUELO DE CEMENTO CON 11 VOLUMENES SUELOS DEL SUELOS DEL SITIO). LA MEZCLA DEBERÁ ELABORARSE CON UN CONSISTENCIA UN POCO SECA, CERCANA A LA HUMEDAD ÓPTIMA Y DEBERÁ COLOCARSE EN DOS CAPAS, COMPACTADAS AL 98% DE SU DENSIDAD SECA MÁXIMA. OTRA RELACIÓN PARA LA MEZCLA DE SUELO-CEMENTO, ES UTILIZAR 2.8 SACOS DE CEMENTO DE 42.5 KG. DE PESO CADA UNO, POR CADA METRO CÚBICO DEL SUELO ARENOSO DEL SITIO.
- SE DEBERÁ PROPVEER A LA OBRA DE UN SISTEMA DE DRENAJE SUPERFICIAL, QUE PERMITA RECOLECTAR LAS AGUAS PROVENIENTES DE LAS PRECIPITACIONES Y DE LOS BAJANTES, CON EL OBJETIVO DE MINIMIZAR LA INFILTRACIÓN.
- SE DEBERÁ LLEVAR UN ESCRITO CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES A EMPLEAR COMO RELLENO (MATERIAL SELETO O SUELO-CEMENTO), ASÍ COMO EL CONTROL DE COMPACTACIÓN AL MOMENTO DE SU COLOCACIÓN.



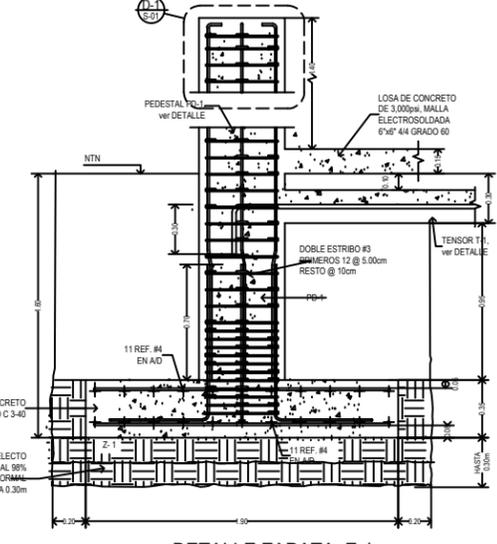
DETALLE D-1
ESCALA 1/10

NOTAS GENERALES

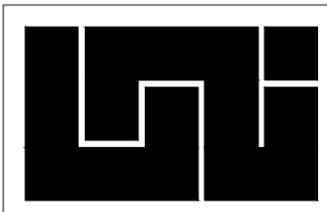
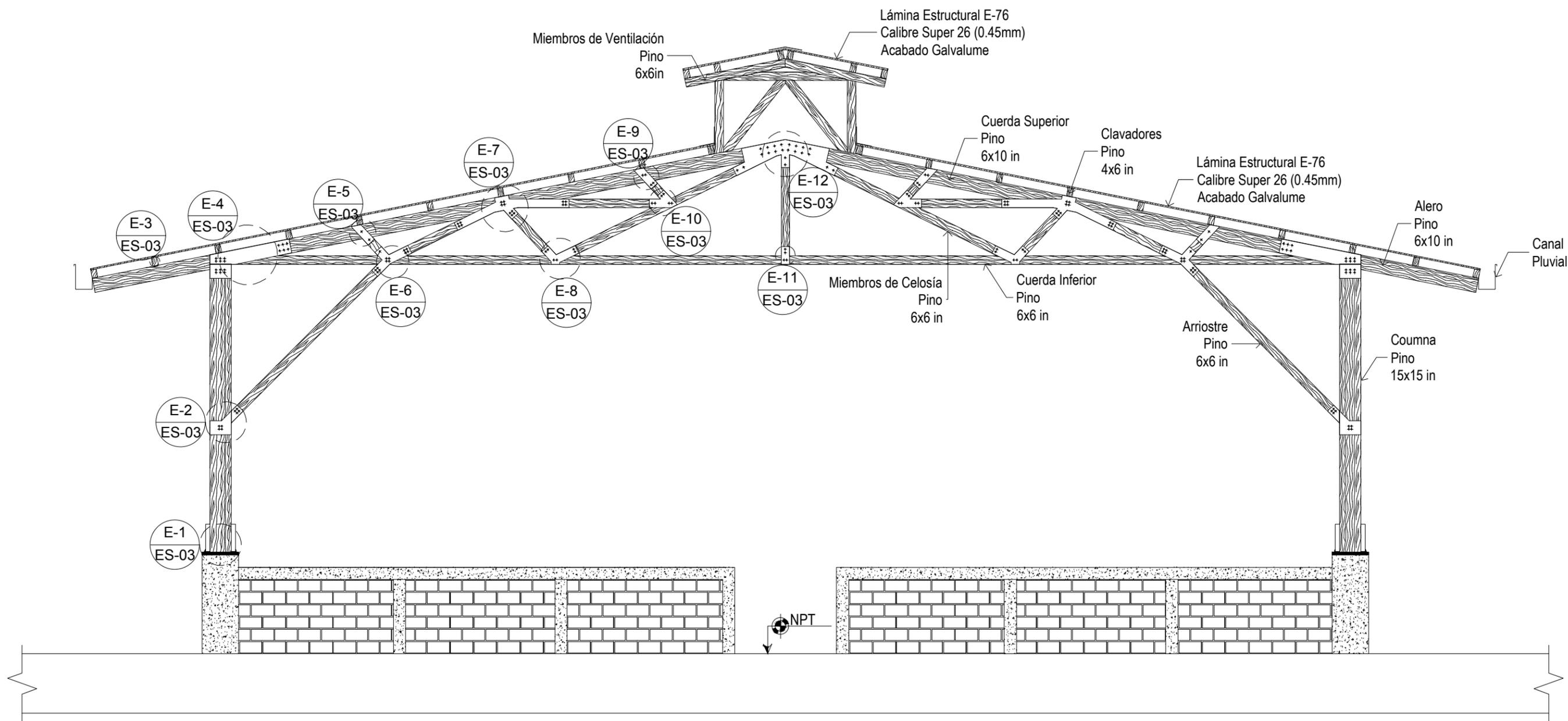
- 1.- DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACION DEBERA ELIMINARSE TODO ESTRATO DE BASURA, MATERIAL ORGANICO, ARCILLA, RAICES O MATERIALES AJENOS AL SUELO, Y SER SUSTITUIDO CON MATERIAL SELETO.
- 2.- TODO EL ACERO DE REFUERZO A EMPLEARSE SERA DEL TIPO ASTM A615 GRADO A40 DEL TIPO CORRUGADO. DEBERA ESTAR EXCENTO DE OXIDO, GRASAS O CUALQUIER OTRA IMPUREZA QUE DISMINUYA SU RESISTENCIA. TODOS LOS DOBLES DEL ACERO DE REFUERZO DEBERAN REALIZARSE EN FRIJO MEDIANTE EL USO DE CUALQUIER HERRAMIENTA MECANICA, EVITANDO DOBLES EN CALIENTE QUE DISMINUYAN SU RESISTENCIA. SE RECOMIENDA EL USO DE EMPALMES TRADICIONALES.
- 3.- LOS VALORES MINIMOS DEL RECUBRIMIENTO SERAN:
PARA FUNDACIONES INFERIOR 3".
LATERALES AL AIRE 1".
- 4.- EL VACIADO DEL CONCRETO DENTRO DEL ENCOFRADO NO DEBERA EFECTUARSE DE ALTURAS MAYORES A 1.20m YA QUE ESTO OCASIONA SEGREGACION O SEPARACION DE LOS MATERIALES MEZCLADOS VARIANDO LAS CARACTERISTICAS DEL CONCRETO.
- 5.- EL DESENCOFRE DE FORMALETAS SE HARA A LOS 3 DIAS.
- 6.- EL CURADO DEL CONCRETO PODRA SER MEDIANTE ASPERSION DE AGUA BAJO METODOS MANUALES O MECANICOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DIAS, O MEDIANTE EL USO DE ADITIVOS SIMILARES AL OMICRON DE LA CASA TECNOCRETO DE C.V.
- 7.- TODO EL CONCRETO EMPLEADO PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, EN LA OBRA, DEBERAN TENER UNA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE 3.000 PSI A LOS 28 DIAS.
- 8.- LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL BLOQUE DEBERA SER DE 55 kg/cm² (782.28psi). LAS PRUEBAS QUE SE LE HAGAN DEBERAN CUMPLIR LA NORMA ASTM C 67.
- 10.- LA JUNTA DE PEGA DE MORTERO NO DEBE SER MAYOR DE 5/8", LA RESISTENCIA DE ESTE MORTERO NO DEBERA SER MENOR QUE LA DEL BLOQUE ESPECIFICADO.
- 11.- LOS ELECTRODOS PARA SOLDADURA POR ARCOS PROTEGIDO SERAN E-70 PARA SOLDADURA HASTA DE 1/4" DE ESPESOR. LA LONGITUD MINIMA DE UNA SOLDADURA NO DEBE SER MENOR QUE LO INDICADO EN LOS PLANOS.



SECCION DE MURO DE RETENCION
ESCALA 1/10



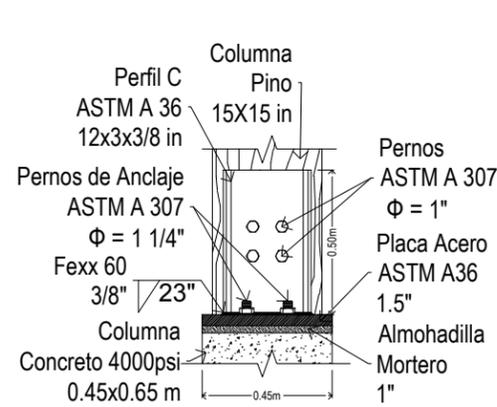
DETALLE ZAPATA Z-1
ESCALA 1/20



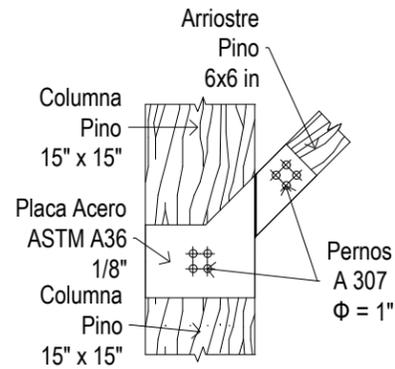
ELEVACIÓN ESTRUCTURAL DE NAVE INDUSTRIAL

Fecha	Noviembre 2016	Escala	1 : 75	Autor	Br. Axel Sequeira
-------	----------------	--------	--------	-------	-------------------

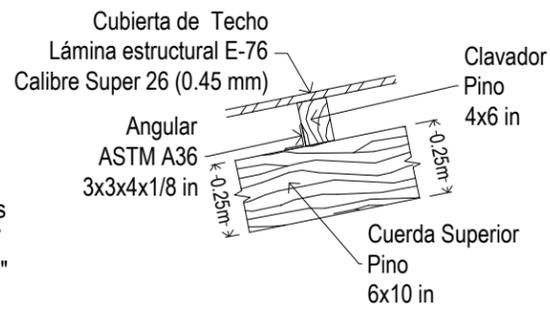
Lámina
ES-02



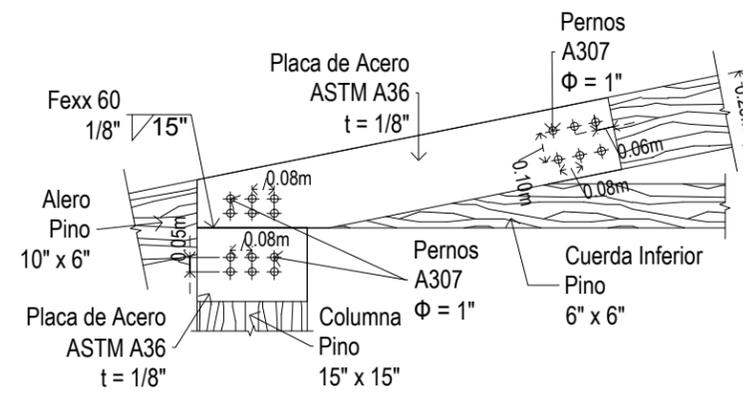
DETALLE E-1
ES-03



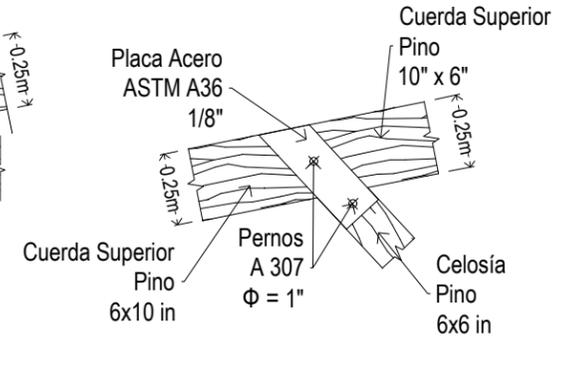
DETALLE E-2
ES-03



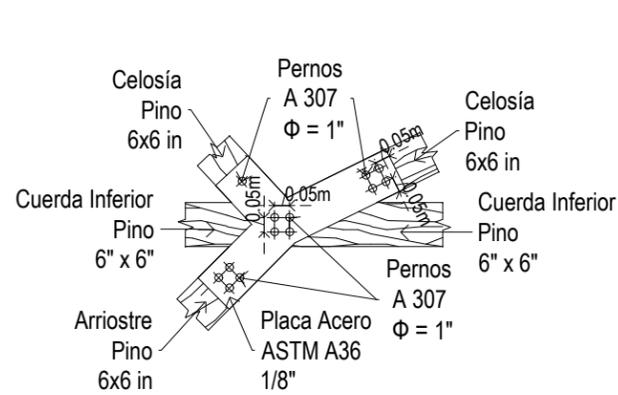
DETALLE E-3
ES-03



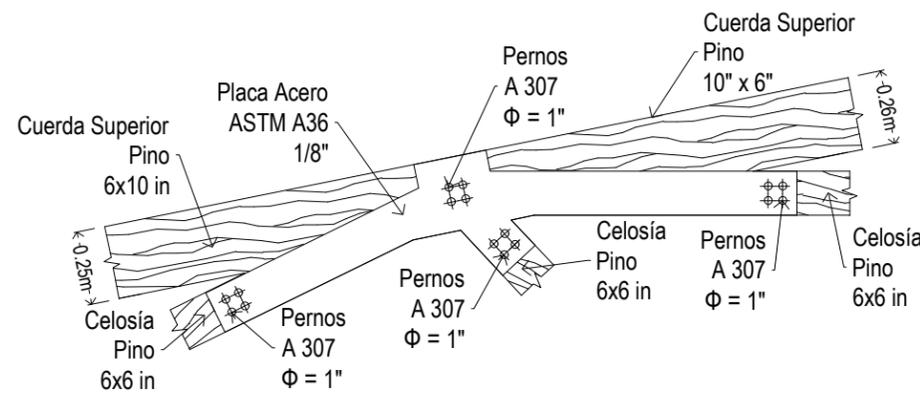
DETALLE E-4
ES-03



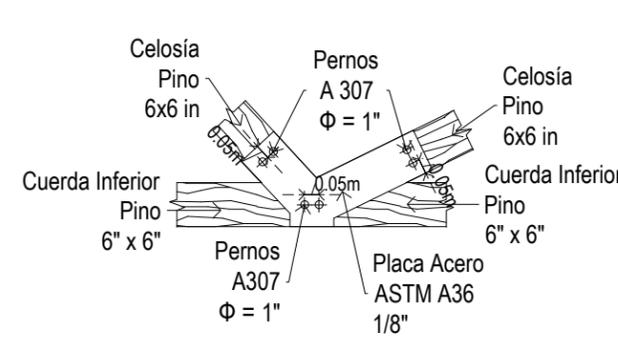
DETALLE E-5
ES-03



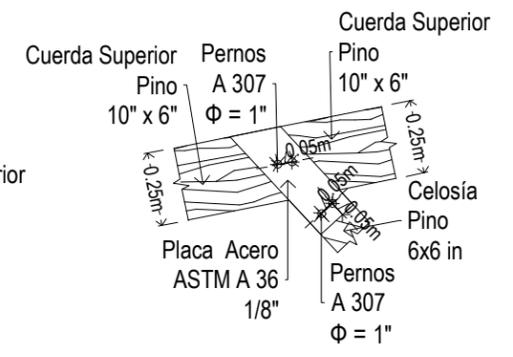
DETALLE E-6
ES-03



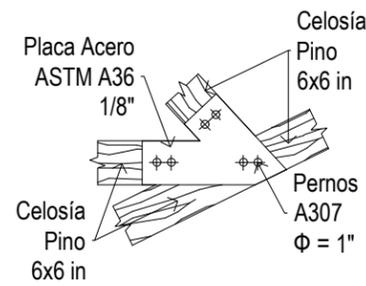
DETALLE E-7
ES-03



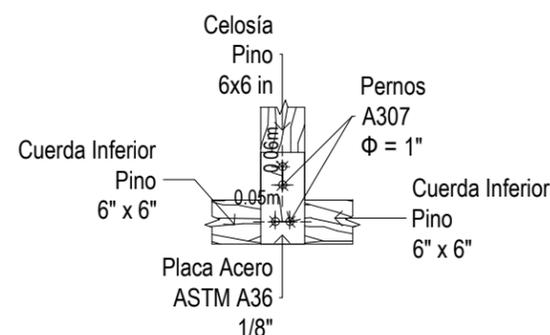
DETALLE E-8
ES-03



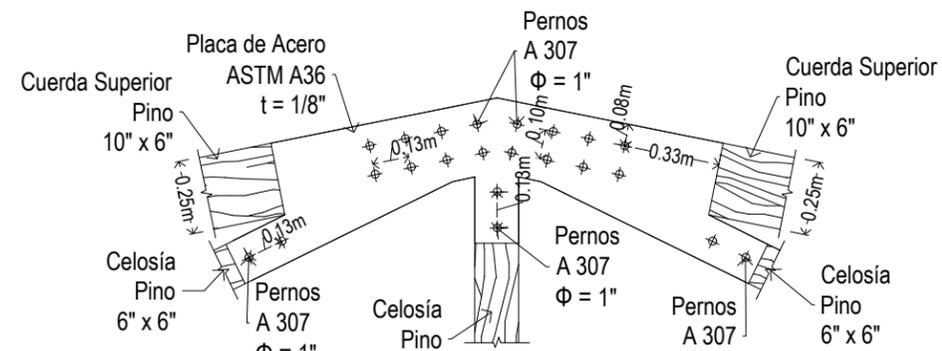
DETALLE E-9
ES-03



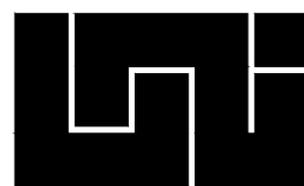
DETALLE E-10
ES-03



DETALLE E-11
ES-03



DETALLE E-12
ES-03



DETALLES DE CONEXIONES DE NAVE INDUSTRIAL

Lámina

ES-03

Fecha

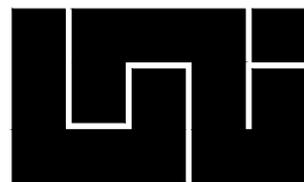
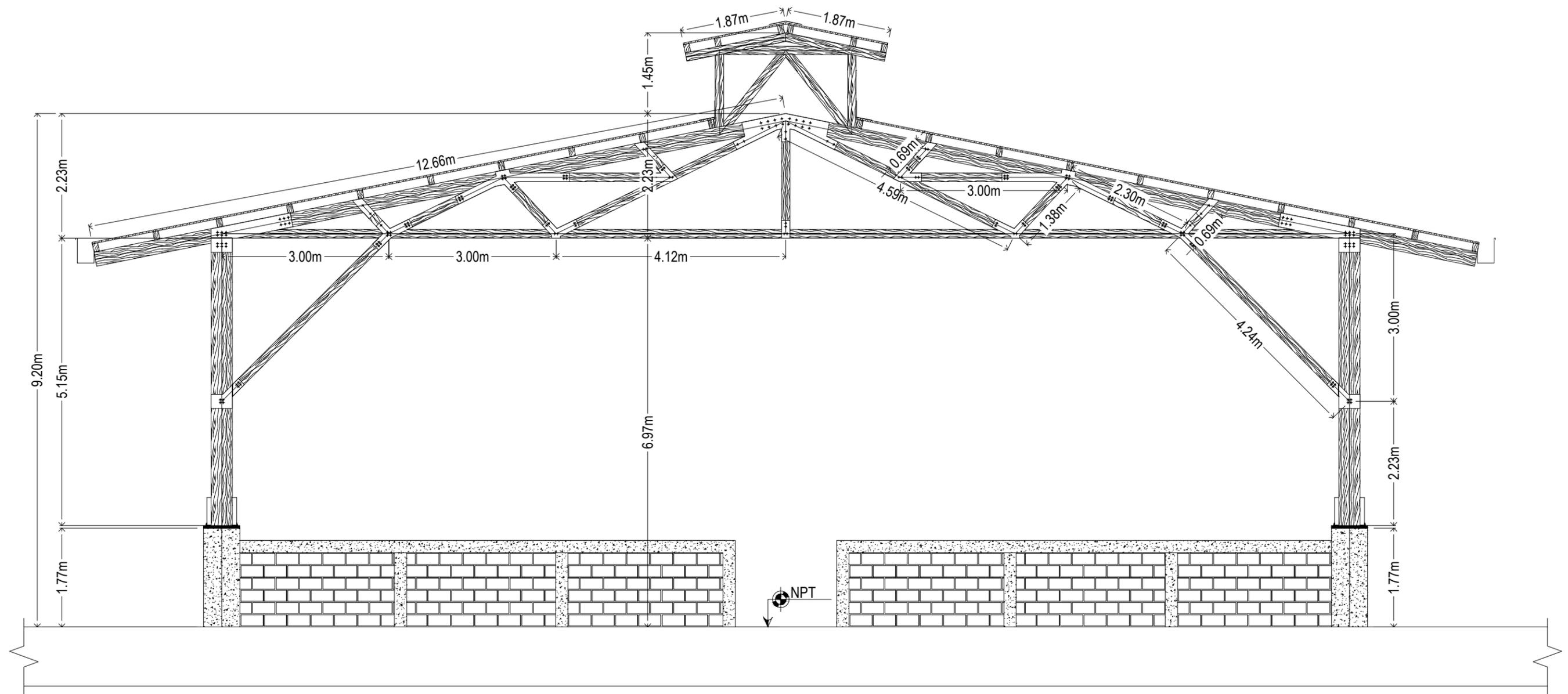
Noviembre 2016

Escala

1 : 25

Autor

Br. Axel Sequeira



ELEVACIÓN ESTRUCTURAL ACOTADA

Fecha

Octubre 2016

Escala

1 : 75

Autor

Br. Axel Sequeira

Lámina

ES-04