DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE NGENIERO CIVIL

TEMA: ESTUDIO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO I CON MADERA LAMINADA CONTRACHADA

AUTOR: FLORES MATA, IBONE JACKQUELINE

DIRECTOR: ING. PRO ZAMBRANO, RAÚL ERNESTO

SANGOLQUÍ

2016

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente proyecto titulado **"ESTUDIO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO I CON MADERA LAMINADA CONTRACHADA"** ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar a la Sra. **Ibone Jackqueline Flores Mata** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 24 de Agosto de 2016

ING. RAÚL ERNESTO PRO ZAMBRANO

DIRECTOR DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

IBONE JACKQUELINE FLORES MATA

Yo, **IBONE JACKQUELINE FLORES MATA**, con cédula de identidad N° 1707970552, declaro que este trabajo de titulación **"ESTUDIO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO I CON MADERA LAMINADA CONTRACHADA"** ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 24 de Agosto del 2016

IBONE FOE CORDERO.

IBONE JACKQUELINE FLORES MATA

C.C:1707970552

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **IBONE JACKQUELINE FLORES MATA**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación **"ESTUDIO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO I CON MADERA LAMINADA CONTRACHADA"** cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 24 de Agosto del 2016

IBONE F DE CORDERO.

IBONE JACKQUELINE FLORES MATA

DEDICATORIA

Dedico el presente proyecto a mi amado esposo Raúl Cordero por su apoyo incondicional; a mis hijos: Francisco, Santiago, Vanessa, Carlos y Valeria; y, a mis nietos: Valentina, Martín y Raúl, que son mi razón de ser.

A mis padres Olga Mata y René Flores por haberme dado la vida y ser el fruto de su gran amor y sacrificio.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi Dios Todopoderoso por haberme permitido obtener el Título en Ingeniería Civil, gracias por su infinito amor y fidelidad.

Agradezco a mi esposo por estar siempre junto a mí apoyándome y alentándome; a mis hijos y nietos; a mis padres, hermanos y sobrinos por su gran ejemplo de amor, sacrificio y superación.

Agradezco a mis profesores por sus enseñanzas y conocimientos recibidos; por su dedicación, esfuerzo y apoyo.

A los ingenieros Ernesto Pro y Estuardo Peñaherrera por compartir sus conocimientos y llevarlos a la práctica.

A Cristian Delgado compañero y amigo; y, a todas las personas maravillosas que Dios puso en mi camino para hacer realidad los deseos de mi corazón.

Quiero que sepan todos que los llevo en mi corazón y que no hay palabras para expresarles mi más profundo agradecimiento.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN ii

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD iii

AUTORIZACIÓN iv

DEDICATORIA v

AGRADECIMIENTO vi

LISTADO DE TABLAS xi

LISTADO DE FIGURAS xiii

RESUMEN xx

CAPíTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS 1

1.1. INTRODUCCION 1

1.2. LA MADERA EN EL ECUADOR 1

2.1.1 TIPOS DE MADERA NACIONAL 3

2.1.2 FABRICACIÓN DE TABLEROS 3

1.3. ANTECEDENTES 4

1.4. OBJETIVO GENERAL 5

1.5. OBJETIVO ESPECÍFICO 5

1.6. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA 5

CAPíTULO 2 ANÁLISIS DE VIGAS TIPO I CON MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA 6

2.1. ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN 6

2.2. ELABORACIÓN DE PROBETAS DE ENSAYO 13

2.2.1. NORMATIVA 13

2.2.2. ESPECIFICIONES TÉCNICAS 13

2.2.3. SELECCIÓN DEL MATERIAL 14

2.2.4. DIMENSIONES 15

2.2.5. UNIONES 15

2.2.6. SITIO DE REALIZACIÓN DE LOS ENSAYOS 17

2.2.7. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LOS ESFUERZOS A PARTIR DE LOS ENSAYOS DE FLEXIÓN 17

2.2.8. ENSAYOS 20

2.3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES 35

CAPíTULO 3 ANÁLISIS DE COLUMNAS TIPO I CON MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA 39

3.1. ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN 39

3.2. ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN Y FLEXO-TRACCIÓN 45

3.3. ELABORACIÓN DE LAS PROBETAS DE ENSAYO 47

3.3.1. NORMATIVA 47

3.3.2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS 47

3.3.3. SELECCIÓN DEL MATERIAL 48

3.3.4. DIMENSIONES 49

3.3.5. UNIONES 50

3.3.6. SITIO DE REALIZACIÓN DE LOS ENSAYOS 52

3.3.7. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LOS ESFUERZOS A PARTIR DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN 52

3.3.8. ENSAYOS 53

3.4 RESULTADOS Y CONCLUSIONES 73

CAPíTULO 4 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON CUBIERTA LIGERA A DOS AGUAS76

4.1. GEOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL 76

4.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE SECCIÓN TIPO I SOMETIDOS A FLEXIÓN EN BASE A LOS REQUERIMIENTOS DEL MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO Y NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. 78

4.3. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS DE SECCIÓN TIPO I SOMETIDOS A COMPRESIÓN 78

CAPíTULO 5 APLICACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO 80

5.1 DISEÑO DE VIGUETAS TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA 80

5.2 DISEÑO DE VIGA V1 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA 87

5.3 DISEÑO DE VIGA V2 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA 94

5.4 DISEÑO DE COLUMNA C1 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA 101

5.5 DISEÑO DE COLUMNA C2 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA 104

5.6 DISEÑO DE COLUMNA C3 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA 107

5.7 DISEÑO DE CUBIERTA CON ELEMENTOS TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA.....109

5.8 DISEÑO DE UNIONES MECÁNICAS 133

5.9 DISEÑO PLACA METÁLICA PARA SOPORTE COLUMNA 135

5.10 DISEÑO DE LOS ENTRAMADOS (PAREDES) 136

5.11 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA EDIFICACIÓN CONTRA SISMO Y VIENTO 140

CAPíTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 143

6.1 CONCLUSIONES 143

6.2 BIBLIOGRAFÍA 147

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1 Esfuerzos Últimos 9

Tabla 2 Esfuerzos Admisibles (Modificación Resistencias Últimas Fabricante 10

Tabla 3 Factores de reducción para Flexión 10

Tabla 4 Factores de reducción 11

Tabla 5 Deflexiones máximas admisibles 11

Tabla 6 Resumen de Resultados de Ensayo Probeta Vigas tipo I (1-13) 20

Tabla 7 Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección 21

Tabla 8 Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección 26

Tabla 9 Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección 26

Tabla 10 Resumen de Resultados Ensayo Probeta Vigas tipo I

con rigidizadores laterales 29

Tabla 11 Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección 30

Tabla 12 Factores de reducción 44

Tabla 13 Tipo de clavos y tornillos 50

Tabla 14 Dimensiones de clavos 50

Tabla 15 Resumen Espesores y penetración mínima en uniones atornilladas 52

Tabla 16 Resumen de Resultados de Ensayo Columna tipo I 54

Tabla 17 Resumen tipo de Falla en Ensayo Columnas tipo I 54

Tabla 18 Datos: 56

Tabla 19 Área de la sección 56

Tabla 20 Datos: 58

Tabla 21 Área de la sección 58

Tabla 22 Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección 83

Tabla 23 Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección [cm] 89

Tabla 24 Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección 96

Tabla 25 Dimensiones Columnas tipo C1 103

Tabla 26 Dimensiones Columnas tipo C2 106

Tabla 27 Dimensiones columnas tipo C3: 108

Tabla 28 Coeficientes de Carga y Longitud de los elementos de la Armadura de Cubierta……110

Tabla 29 Longitud de los elementos de la Armadura de Cubierta 111

Tabla 30 Fuerzas axiales en los elementos de la Armadura de Cubierta 112

Tabla 31 Datos: 113

Tabla 32 Datos: 116

Tabla 33 Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección 118

Tabla 34 Deflexiones debido a la deformación de las barras 123

Tabla 35 Valores de coeficiente de uso, destino e importancia I 125

Tabla 36 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada 125

Tabla 37 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa 126

Tabla 38 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs 126

Tabla 39 Coeficientes Ct y α 127

Tabla 40 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada 127

Tabla 41 Coeficiente de correlación σ 129

Tabla 42 Deflexiones debido a la deformación de las barras 132

Tabla 43 Cargas Admisibles para uniones empernadas _ Doble Cizallamiento….134

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Sección Simétrica Tipo I 6

Figura 2. Viga solicitada con Carga Puntual (P) y diagramas de Cortante (V), Momento Flector (M) y Deformación (Δ). 7

Figura 3. Distribución de Esfuerzos Normales producidos por Flexión 8

Figura 4 Propiedades Mecánicas y Físicas del tablero contrachapado corriente de 15mm de espesor 13

Figura 5 Estructura del tablero contrachapado corriente de 15mm de espesor..... 14

Figura 6 Secciones Viga laminada contrachapada tipo I..... 15

Figura 7 Cizallamiento Simple 16

Figura 8 Viga de madera laminar tipo I clavada y sometida a cizallamiento simple16

Figura 9 Viga de madera laminar tipo I atornillada y sometida a cizallamiento simple 17

Figura 10 Dispositivo de apoyo y carga para el ensayo de madera (ASTM D143) 17

Figura 11 Prensa Hidráulica y aparatos de soporte 18

Figura 12 Celda de carga 18

Figura 13 Deformímetro 18

Figura 14 Medidor de Carga Directa 19

Figura 15 Tabla de Transformación Celda Tipo S (20klb) 19

Figura 16 Viga laminada contrachapada tipo I (Dimensiones) 20

Figura 17 Sección Viga laminada contrachapada tipo I (clavada) 21

Figura 18 Esquema Carga soportada por Viga 22

Figura 19 Diagrama de Cortante y Momento [tf] (Ftool) 23

Figura 20 Diagrama de Deflexión (Ftool) 24

Figura 21 Ensayo Viga Tipo I No.1 12x15x1.5 (cm) 24

Figura 22 Falla Viga Tipo I No.1 12x15x1.5 (cm)..... 24

Figura 23 Ensayo Viga tipo I No.3 6x15x1.5 (cm) 25

Figura 24 Falla Viga tipo I No.3 6x15x1.5 (cm)..... 25

Figura 25 Dimensiones Viga laminada contrachapada tipo I (Alma) 25

Figura 26 Sección Viga laminada contrachapada tipo I..... 26

Figura 27 Esquema Cargas soportadas por la Viga 27

Figura 28 Ensayo Viga I No. 5 sin el ala superior 13,5x12 cm 28

Figura 29 Falla Viga I No.5 sin el ala superior 13,5x12 cm 28

Figura 30 Dimensiones Viga laminada contrachapada tipo I con rigidizadores laterales..... 29

Figura 31 Sección Viga laminada contrachapada tipo I con rigidizadores laterales 30

Figura 32 Esquema Cargas soportadas por la Viga 31

Figura 33 Diagrama de Cortante y Momento [tf] (Ftool)..... 32

Figura 34 Diagrama de Deflexión [mm] (Ftool) 32

Figura 35 Ensayo Viga I No.6 -12x15x122 cm con rigidizadores laterales 33

Figura 36 Falla Viga I No. 6-12x15x122 cm con rigidizadores laterales 33

Figura 37 Ensayo Viga I No.9- 6x15x122 cm con rigidizadores laterales..... 33

Figura 38 Falla Viga I No.9-6x15x122cm con rigidizadores laterales..... 34

Figura 39 Ensayo Viga I No.10-12x15x244cm con rigidizadores laterales 34

Figura 40 Falla Viga I No. 10-12x15x244cm con rigidizadores laterales 34

Figura 41 Ensayo Viga tipo I No.13- 6x15x244cm con rigidizadores laterales 35

Figura 42 Falla Viga tipo INo.13-6x15x244cm con rigidizadores laterales..... 35

Figura 43 Sección Simétrica Tipo I..... 39

Figura 44 Compresión Axial Columna Tipo I 40

Figura 45 Tabla 9.1 Longitud Efectiva 41

Figura 46 Direcciones (x-y) para esbelteces de sección I..... 42

Figura 47 Propiedades Mecánicas y Físicas del tablero contrachapado corriente de 15mm de espesor 47

Figura 48 Estructura del tablero contrachapado corriente de 15mm de espesor 48

Figura 49 Descripción tablero contrachapado corriente 49

Figura 50 Descripción tablero contrachapado corriente 49

Figura 51 Secciones Columna laminada contrachapada tipo I 50

Figura 52 Cizallamiento Simple 51

Figura 53 Viga de madera laminar tipo I clavada y sometida a cizallamiento simple 51

Figura 54 Sección Viga de madera laminar tipo I atornillada y sometida a cizallamiento simple 51

Figura 55 Dimensiones Columna laminada contrachapada tipo I..... 53

Figura 56 Sección Columna laminada contrachapada tipo I 55

Figura 57 Esquema Carga soportada por la Columna..... 56

Figura 58 Esquema Carga soportada por la Columna..... 59

Figura 59 Ensayo Columna tipo I Clavada No.1-12x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm……60

Figura 60 Falla en Columna Tipo I Cl No.1-12x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo y Aplastamiento en la base). 61

Figura 61 Falla de la Columna Tipo I Cl No. 1-12x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm (Aplastamiento y rotura del ala

y alma en la base) 61

Figura 62 Ensayo Columna tipo I Ca No.6-6x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm 62

Figura 63 Falla columna tipo I Ca No.3-6x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo en sentido de la menor Inercia)……..62

Figura 64 Ensayo Columna tipo I Ca No. 10 – 9.6x9.6x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm 63

Figura 65 Falla Columna tipo I Ca No. 10 – 9.6x9.6x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm (Pandeo y torsión)..... 63

Figura 66 Ensayo Columna tipo I Cl No.13- 4.8x6x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 6mm..... 64

Figura 67 Falla Columna tipo I Cl No.13- 4.8x6x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 6mm (Pandeo en dirección de la menor Inercia)..... 64

Figura 68 Ensayo Columna tipo I No.3- 12x15x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm..... 65

Figura 69 Falla Columna tipo I No.3 -12x15x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm (Aplastamiento) 65

Figura 70 Ensayo Columna tipo I Cl No.7- 6x15x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm..... 66

Figura 71 Falla Columna tipo I Cl No.7- 6x15x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo en sentido de la menor Inercia)..... 66

Figura 72 Ensayo Columna tipo I No. 11 – 9.6x12x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm..... 67

Figura 73 Falla Columna tipo I Cl No. 11 – 9.6x12x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 12mm (Pandeo y torsión) 67

Figura 74 Ensayo Columna tipo I Ca No.14 – 12x15x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm 68

Figura 75 Ensayo Columna tipo I Ca No.14 – 12x15x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm (Aplastamiento, pandeo) 68

Figura 76 Ensayo Columna tipo I No.23- 9.6x12x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm 69

Figura 77 Falla Columna tipo I No23- 9,6x12x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm (Aplastamiento en la base) 69

Figura 78 Falla Columna tipo I Cl No. 26 – 4.8x6x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 6mm (Pandeo en el sentido de la menor Inercia) 70

Figura 79 Ensayo Columna tipo I Ca No. 17 – 12x15x142 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm 70

Figura 80 Falla Columna tipo I Ca No. 17 – 12x15x142cm con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo en dirección de la menor Inercia) 71

Figura 81 Ensayo Columna tipo I Ca No.6 -6x15x142 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm 71

Figura 82 Falla Columna tipo I Ca No.6- 6x15x142cm con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo en sentido de la menor Inercia) 72

Figura 83 Ensayo Columna tipo I Ca No.9.6x12x142 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 12mm 72

Figura 84 Falla Columna tipo I Ca No.9.6x12x142 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 12mm 73

Figura 85 Plano Planta Baja 76

Figura 86 Plano Planta Alta 77

Figura 87 Elementos de la armadura seleccionada 77

Figura 88 Dimensiones de la armadura seleccionada 77

Figura 89 Plano de Distribución de Viguetas, Vigas (V-1, V-2) y Columnas (C1, C2, C3) 80

Figura 90 Sección Vigueta tipo I de madera laminada contrachapada 81

Figura 91 Sección Vigueta tipo I de madera laminada contrachapada 83

Figura 92 Sección Viga V1 tipo I de madera laminada contrachapada 87

Figura 93 Sección Viga tipo I de madera laminada contrachapada 89

Figura 94 Viga Tipo I (V1) Detalle y Cortes 93

Figura 95 Sección Viga V2 tipo I de madera laminada contrachapada 94

Figura 96 Sección Viga tipo I de madera laminada contrachapada 96

Figura 97 Viga Tipo I (V2) Detalle y Cortes 99

Figura 98 Áreas cooperantes para columnas tipo I de madera laminada contrachapada 101

Figura 99 Sección Columna C1 tipo I de madera laminada contrachapada 103

Figura 100 Sección Columna C1 tipo I de madera laminada contrachapada 106

Figura 101 Sección Columna C3 tipo I de madera laminada contrachapada 108

Figura 102 Cubierta a dos aguas con elementos estructurales tipo I de madera laminada contrachapada 109

Figura 103 Elementos de la armadura de cubierta 110

Figura 104 Tabla 11.3 Coeficientes de longitud y carga Caso 1 110

Figura 105 Cargas concentradas equivalentes que soporta armadura W 112

Figura 106 Fuerzas actuantes en el elemento A, A' 112

Figura 107 Sección tipo I de madera laminada contrachapada 113

Figura 108 Fuerzas actuantes en el elemento 115

Figura 109 Sección tipo I de madera laminada contrachapada 115

Figura 110 Fuerzas actuantes en el elemento 116

Figura 111 Sección Vigueta tipo I de madera laminada contrachapada 117

Figura 112 Sección Correa tipo I de madera laminada contrachapada..... 118

Figura 113 Carga de Viento en Cubierta 129

Figura 114 Detalle unión con platinas alma en Viga tipo I V2 [mm] 133

Figura 115 Unión empernada con pletinas metálicas 134

Figura 116 Vista en planta de la placa metálica..... 135

Figura 117 Entramado de paredes..... 136

Figura 118 Cargas pie derecho de 4cm x 9cm 137

Figura 119 Presión del viento en el entramado 139

Figura 120 Tablero de madera contrachapada y aglomerada..... 141

Figura 121 Área para calcular la fuerza cortante sísmica actuante en muros 141

Figura 122 Área para calcular la fuerza cortante viento actuante en muros..... 142

RESUMEN

El presente estudio tiene como objetivo probar mediante ensayos de laboratorio que los elementos estructurales como vigas y columnas tipo I fabricadas en madera laminada contrachapada, puedan ser utilizados en la construcción de viviendas y de esta manera aportar con un nuevo conocimiento que contribuya a la economía del país. En base a los resultados de los ensayos y mediante procedimientos de análisis lineal, se calcularán los momentos, cortes y deflexiones, con los cuales se determinarán los esfuerzos últimos o esfuerzos de rotura; considerando las propiedades y módulo de elasticidad de la madera laminada contrachapada (tablero contrachapado corriente tipo C de 122cmx244cm y de 15mm de espesor). El estudio quiere llegar a establecer un procedimiento de diseño estructural aplicando el método de esfuerzos de trabajo, tomando como referencia el Manual para Diseño de Maderas del Grupo Andino. Con los resultados obtenidos al final del estudio las vigas y columnas tipo I deberían cumplir con los requisitos de resistencia (esfuerzos aplicados que sean menores o iguales a los esfuerzos admisibles), servicialidad (deformaciones que sean menores o iguales a las deformaciones admisibles), soporte de cargas por peso propio, por peso muerto, sobrecarga de servicio y sobrecargas eventuales de viento y de sismo de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción (NEC); los mismos que validarían o no su aplicación como elementos estructurales tipo I.

PALABRAS CLAVES:

- **ENSAYO,**
- **ELEMENTO ESTRUCTURAL TIPO I**,
- **MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA**,
- **ANÁLISIS LINEAL,**
- **ESFUERZOS DE TRABAJO.**

ABSTRACT

The present study aims to test through laboratory tests that the structural elements such as beams and columns type I made in laminated plywood can be used in the construction of houses and in this way contribute with a new knowledge that contributes to the economy of the country. Based on the results of the tests and by means of linear analysis procedures, the moments, cuts and deflections will be calculated, with which the last stresses or breaking efforts will be determined; Considering the properties and modulus of elasticity of laminated plywood (C-type plywood 122cmx244cm and 15mm thick). The study aims to establish a procedure of structural design applying the method of work efforts, taking as reference the Manual for Design of Wood of the Andean Group. With the results obtained at the end of the study the type I beams and columns should meet the requirements of resistance (applied stresses that are less than or equal to the permissible stresses), serviceability (deformations that are less than or equal to the allowable deformations), support Of load by own weight, by dead weight, service overload according to the Construction Code (NEC) and eventual surcharges of wind and earthquake; The same ones that would validate or not its application like structural elements type I.

KEYWORDS:

- **TEST,**
- **STRUCTURAL ELEMENT TYPE I,**
- **LAMINATED WOOD PLYWOOD,**
- **LINEAR ANALYSIS,**
- **WORKING EFFORTS.**

CAPíTULO 1
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. INTRODUCCION

La madera a nivel mundial ha experimentado un mayor crecimiento esto es importante para las economías nacionales, mejorando el nivel de vida y bienestar de millones de personas que dependen de los bosques que existen en todo el mundo según señaló Thais Linhares-Juvenal, responsable del equipo de Economía y Estadística Forestal de la FAO.

La madera a través del tiempo ha ido mejorando las técnicas tanto en los procesos productivos como en la construcción. Por la gran demanda que existe a nivel mundial la producción de madera proviene de árboles de menor edad, incidiendo esto directamente en su menor resistencia (Recalde, 2015)

La madera debido al desarrollo de nuevas técnicas de elaboración y la implementación de materiales para la protección y preservación ha aumentado sus índices de durabilidad (Recalde, 2015)

La madera por su baja densidad en su fabricación y transporte consume muy poca energía que es renovable y que no es fósil; además la madera es un material biodegradable y no contaminante (Recalde, 2015).

La madera presenta una serie de propiedades como una buena relación resistencia/peso (ligereza), manejabilidad, un buen comportamiento ante el fuego ya que al arder ésta forma una capa de carbón que es un excelente aislante térmico, resistente a concentraciones de productos ácidos y soluciones de sales ácidos (Recalde, 2015).

La madera tiene además muchas ventajas constructivas por su adaptabilidad, tiempo de montaje y de confort por ser un material higroscópico.

1.2. LA MADERA EN EL ECUADOR

El Ecuador por su ubicación geográfica y diversidad de climas posee gran disponibilidad de tierras aptas para la explotación de madera (Recalde, 2015).

La producción de madera está concentrada principalmente en variedades como madera fina, madera regular, madera para construcción, de pallets (estibas) y otros (Recalde, 2015).

En la producción de madera y sus derivados se distinguen dos tipos de industrias forestales con relación al producto resultante (Recalde, 2015):

- Primarias: Productos susceptibles de posterior transformación (aserraderos, fábricas de contrachapado, aglomerados y MDF).

- Secundarias: Cuyos productos permiten la incorporación de un mayor valor agregado, hasta llegar a un producto final (fabricación de duelas, industria de muebles, puertas y marcos).

El Ecuador dispone de zonas idóneas para el aprovechamiento forestal, que se encuentran principalmente en la parte Noroeste y Región Oriental del país (Recalde, 2015).

El territorio nacional consta de 27 millones de hectáreas, de las cuales el 42% se encuentra cubierto por bosques; de éste porcentaje alrededor de 7 millones de hectáreas se encuentran catalogadas como bosques potencialmente productores (Recalde, 2015).

De éstos bosques productores se pueden aprovechar entre 25 y 50 metros cúbicos por hectárea, lo que se supone que existen más de 245 millones de metros cúbicos (Recalde, 2015).

El Ecuador es el primero en la lista de exportadores mundiales de balsa, abasteciendo el 98% de la demanda mundial, también se destaca por las exportaciones de tableros contrachapados entre otros elaborados de maderas (Recalde, 2015).

Las principales empresas que se dedican a la producción de tableros de madera en el Ecuador son las siguientes (Recalde, 2015):

- ENCHAPES DECORATIVOS (ENDESA)
- PLYWOOD ECUATORIANA

- AGLOMERADOS COTOPAXI
- ARBORIENTE
- MADELTRO Cía. Ltda.
- CODESA
- MADERAGRO S.A.
- CIP ECUADOR S.A.
- MADECAB

2.1.1 TIPOS DE MADERA NACIONAL

A nivel de todo el país se registran 336 especies forestales (incluyendo nativas y exóticas), que están siendo aprovechadas para la obtención de productos maderables. En algunas plantaciones se observa la presencia de especies introducidas, por ejemplo en la Sierra: eucalipto y pino, en la Costa: pachaco, teca y melina. Estas cinco especies introducidas ocupan los primeros lugares del volumen autorizado para aprovechamiento, representando un 46.08% del total. Las especies nativas que registran mayor volumen autorizado para aprovechamiento son: balsa, laurel, pigüe, sande, y coco (chalviande / sangre de gallina), que representa el 32,40% del volumen total autorizado, aunque las tres primeras provienen principalmente de áreas de regeneración natural y formaciones pioneras. El resto de especies, que están representadas principalmente por especies nativas provenientes de bosques naturales y ocupan el 21,51% (Aisalla, 2012).

2.1.2 FABRICACIÓN DE TABLEROS

El sector industrial de tableros inicia en el Ecuador en la década de los sesenta y está conformado por los siguientes segmentos (Recalde, 2015):

1) Chapas, tableros contrachapados y alistonados

2) Tableros aglomerados

3) Tableros de fibras MDF.

El tablero contrachapado está compuesto por chapas de madera extraídas de las trozas por corte rotativo en tornos. Las empresas fabricantes de este tipo de tablero son: Plywood, Endesa, Botrosa, Novopan, Codesa y Arboriente S.A (Recalde, 2015).

Los tableros aglomerados son planchas hechas con una mezcla de partículas de madera que se prensan en condiciones de presión y temperatura controladas. Acosa y Novopan son las empresas fabricantes.

Por otro lado, los tableros MDF se fabrican con una mezcla de fibras de madera (generalmente de pino), y se utiliza poliuretano natural como material adhesivo (Recalde, 2015). En Ecuador, ACOSA es la única empresa que fabrica este tipo de tableros.

A pesar de que el desarrollo de la industria forestal y de madera en Ecuador ha tenido un desarrollo desigual, la industria de tableros contrachapados ha alcanzado altos niveles tecnológicos y es considerada como un referente en América Latina (Recalde, 2015).

Las trozas de madera son seleccionadas de acuerdo al especie y calidad, que permita obtener del proceso de torneado láminas o chapas de madera que seguidamente se transportan al proceso de secado (arboriente s.a., 2016).

Las chapas de madera secas con el porcentaje de humedad apropiado pasan al proceso de encolado, en el cual reciben la carga necesaria de cola y luego se arma el tablero con un número impar de chapas: 2 caras y los correspondientes intermedios, dependiendo del espesor del tablero; una vez armado el tablero continúa el proceso de prensado en el cual se somete a presión y temperatura técnicamente determinadas para obtener tableros con las mejores características físico - mecánicas (arboriente s.a., 2016).

Por último el tablero es cortado, lijado y clasificado, siempre de acuerdo a los estándares mejorados (arboriente s.a., 2016).

1.3. ANTECEDENTES

Con el fin de aportar con el desarrollo del país y el mejoramiento económico de los proyectos de construcción, esta investigación se basa en la búsqueda de una nueva alternativa estructural de bajo costo.

Esta investigación está buscando aprovechar las características que tiene la madera laminada contrachapada, por ser un producto ecológico, debido a que la materia prima empleada en su fabricación proviene de bosques renovables; y además, por sus características mecánicas, su ligereza y versatilidad de diseño.

Por lo que se plantea investigar y diseñar un nuevo tipo de estructura con madera laminar contrachapada.

1.4. OBJETIVO GENERAL

Estudio de elementos estructurales (vigas y columnas) tipo I con madera laminar contrachapada.

1.5. OBJETIVO ESPECÍFICO

Determinar los esfuerzos de trabajo de un elemento estructural (vigas y columnas) tipo I con madera laminar contrachapada sometida a flexión y a compresión.

1.6. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La justificación es diseñar elementos estructurales tipo I con madera laminada contrachapada que puedan ser utilizados en construcciones económicas como: viviendas, galpones, escuelas, etc., que además brinden seguridad, resistencia, cumpliendo con las normas de construcción vigentes en el país.

La importancia radica en la construcción de nuevos elementos estructurales (vigas y columnas) tipo I con madera laminada contrachapada.

CAPíTULO 2
ANÁLISIS DE VIGAS TIPO I CON MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA

2.1. ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Vigas

Las vigas son elementos estructurales diseñados para resistir fuerzas transversales que actúan perpendicularmente a su eje longitudinal; y, que por efecto de dichas solicitaciones estas tienden a ser flexionadas (Suárez, 2009)

- **Propiedades de la sección:**

El comportamiento estructural tiene que ver tanto con la resistencia del material, como de las dimensiones y la forma de su sección transversal (Suárez, 2009)

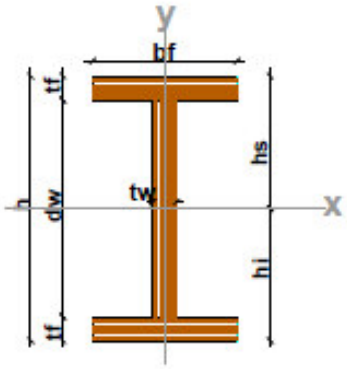


Figura 1. Sección Simétrica Tipo I

Simbología de la Figura:

bf	Base
h	Altura
hs	Altura superior
hi	Altura inferior
tf	Altura del ala
tw	Ancho del alma

Centroide o Centro de Gravedad

$$\bar{y} = \frac{h}{2}$$

Momento de Inercia

$$I_X = \frac{b_f.h^3}{12} - \frac{(b_f \times d_w) - (t_w \times d_w)}{12} \quad \textbf{Ecuación 1}$$

Módulo de la Sección

$$Wx = \frac{I_x}{\bar{y}} \quad \textbf{Ecuación 2}$$

Simbología de la Ecuación:

Wx Módulo de resistencia o momento resistente de la sección

Radio de Giro

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \textbf{Ecuación 3}$$

Simbología de la Ecuación:

r Radio de Giro
I Inercia
A Área

- **Flexión**

La flexión o deformación perpendicular en el sentido longitudinal de una viga es el producto de aplicar carga sobre una viga y ésta carga sea tal que tienda a flexionarla (Suárez, 2009)

- **Viga simplemente apoyada**

En una viga simplemente apoyada, los apoyos se encuentran cerca de los extremos o en ellos generando fuerzas de apoyo llamadas reacciones (R1 y R2) (NASH, 1986)

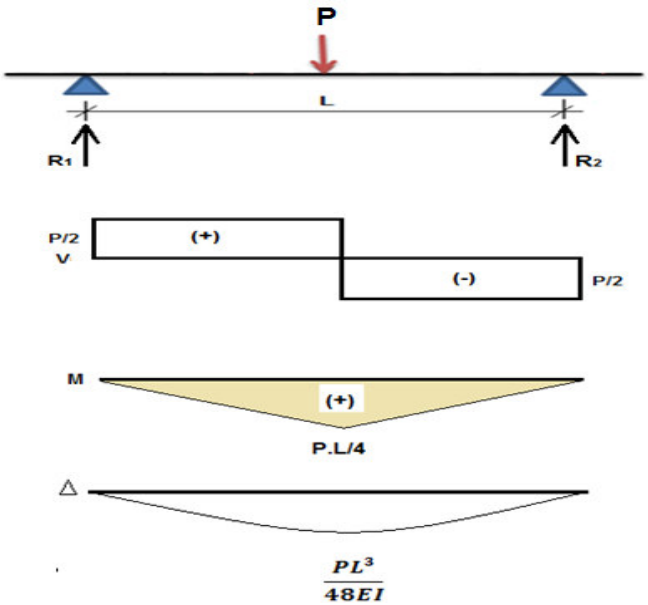


Figura 2. Viga solicitada con Carga Puntual (P) y diagramas de Cortante (V), Momento Flector (M) y Deformación (Δ).

- **Esfuerzos Normales**

Los esfuerzos normales son tensiones de compresión y tracción, que se producen internamente en las vigas por efecto de la flexión; su máximo valor se da en la fibra más alejada del eje neutro (E.N) (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984).

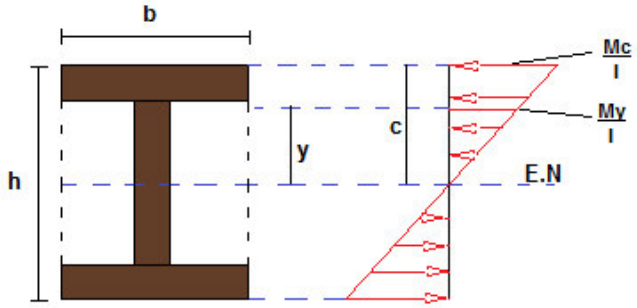


Figura 3. Distribución de Esfuerzos Normales producidos por Flexión

$$\sigma = \frac{M}{Wx} = \frac{M.c}{I_x} \quad \textbf{Ecuación 4}$$

Simbología de la Figura:

M	Momento flector
Wx	Módulo de la sección
Ix	Inercia de la sección con respecto al eje x o eje neutro (E.N.)
c	Distancia desde el eje neutro (E.N) a la fibra más extrema es decir a la fibra más traccionada o más comprimida.

- **Deformaciones**

"Se llama flecha o deflexión a la deformación que acompaña a la flexión de una viga" (Suárez, 2009, pág. 27).

Las deflexiones para vigas simplemente apoyadas y con carga puntual, pueden ser calculadas por las fórmulas usuales de resistencia de materiales (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

$$\Delta \text{máx.} = \frac{PL^3}{48EI} \quad \textbf{Ecuación 5}$$

Simbología de la Ecuación:

Δmáx.	Deformación máxima
P	Carga puntual aplicada
L	Longitud
E	Módulo de Elasticidad
I	Inercia

- **Módulo de Elasticidad**

El módulo de elasticidad o de Young (E) es el requerido para elementos sometidos a flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras. Para el caso de las vigas de madera laminada contrachapada se debe utilizar el valor de Emín correspondiente al dato del fabricante.

$$\mathbf{E_{min} = 50675\ \frac{kg}{cm^2}}$$

Requisitos de resistencia

- **Esfuerzos Admisibles**

El Esfuerzo Admisible es un esfuerzo seguro que limita la carga aplicada a un valor menor al real para el cual soporta un elemento estructural (Trujillo, 2007).

Las estructuras de madera, "Se diseñan por MÉTODOS DE ESFUERZOS ADMISIBLES, reduciendo la resistencia en vez de incrementar las cargas" (CARTAGENA., 1984, págs. 7-5).

Para el caso de miembros estructurales de tableros derivados de la madera, los esfuerzos admisibles deben ser tomados de los valores de calidad del fabricante.

A continuación se presenta la Tabla 1 de resumen de propiedades de la madera laminada contrachapada (Esfuerzos Últimos), tanto del fabricante como de los resultados de ensayo en el laboratorio y la respectiva comparación con los valores obtenidos para la madera tipo C; y, la Tabla 2 de resumen de Esfuerzos Admisibles obtenidos mediante la modificación de los esfuerzos últimos emitidos por el fabricante. El procedimiento de cálculo se lo desarrolla uno por uno más adelante.

Tabla 1.
Esfuerzos Últimos
Tablero laminado contrachapado de 15mm de espesor

Esfuerzos	Flexión paralela	Flexión perpendicular	Tracción paralela	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Corte
	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²
Fabricante	441	470	220	167	197	-
Ensayo	349	376	-	162	71	27
Madera tipo C	319	319	-	160	24	16

Fuente: (Recalde, 2015)

Tabla 2

Esfuerzos Admisibles (Modificación Resistencias Últimas Fabricante- kg/cm²)

	Flexión	Compresión Paralela	Corte Paralelo	Compresión Perpendicular	Tracción Paralela
	fm	fc	fv	$fc^{\perp}$	ft
Tablero Contrachapado	138	84	13,5	123	75
Madera tipo C	100	80	8	15	75

- **Condición de Resistencia**

Para Flexión:

Los esfuerzos de compresión o de tracción producidos por flexión $\boldsymbol{\sigma_m}$, no deben exceder el esfuerzo admisible $\mathbf{f_m}$, para la madera estructural especificada.

Los datos emitidos por el fabricante corresponden a los esfuerzos últimos del material y no de los esfuerzos admisibles por lo que se procedió a realizar los respectivos cálculos, modificando las resistencias últimas cómo se indica en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, de la siguiente forma:

$$\textbf{Esfuerzo Admisible} = \frac{\textbf{F.C.}\times\textbf{F.T.}}{\textbf{F.S.}\times\textbf{F.D.C.}} \times \textbf{Esfuerzo último} \quad \textbf{Ecuación 6}$$

Simbología de la Ecuación:

F.C. Factor de reducción por calidad
F.T. Factor de reducción de tamaño
F.C. Factor de servicio y seguridad
F.C. Factor de duración de carga

Tabla 3

Factores de reducción para Flexión

	Flexión
F.C.	0,80
F.T.	0,90
F.S	2,00
F.D.C.	1,15

Fuente: (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

$$\text{Esfuerzo Admisible } (f_m) = \frac{0{,}80 \times 0{,}90}{2{,}00 \times 1{,}15} \times 441 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\mathbf{f_m = 138 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$\sigma_m = \frac{|M|}{I} c = \frac{|M|}{Wx} < f_m \quad \textbf{Ecuación 7}$$

Simbología de la Ecuación:

Wx Módulo Resistente
f_m Esfuerzo admisible en Flexión

Corte:

Los esfuerzos de corte **τ**, no deben exceder el esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras **f_v** , para la madera estructural especificada.

Tabla 4
Factores de reducción

	Corte Paralelo
F.C.	---
F.T.	---
F.S	4,00*
F.D.C.	---
* Incluye Factor por concentración de esfuerzos =2	

Fuente: (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

$$\text{Esfuerzo Admisible } (f_v) = \frac{1}{2{,}00} \times 27 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_v = \mathbf{13{,}50} \frac{\mathbf{kg}}{\mathbf{cm^2}}$$

$$\tau = \frac{|V| \times S}{b \times I} \quad \textbf{Ecuación 8}$$

$$\tau < f_v$$

- **Condición de Rigidez**

Las deflexiones o deformaciones no deben exceder a las deformaciones admisibles (CARTAGENA., 1984)

$$\Delta adm < \Delta máx$$

Tabla 5
Deflexiones máximas admisibles

Carga actuante	(a) con cielo raso de yeso	(b) sin cielo raso de yeso
Cargas permanentes + sobrecargas	L/300	L/250
Sobrecarga	L/350	L/350

Fuente: (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

- **Condición de Estabilidad**

Pandeo Local

En un elemento estructural debido a la compresión ejercida sobre el mismo, se puede presentar una curvatura lateral.

De la relación ancho espesor de las alas y alma que componen la viga tipo I, se pueden presentarse diversas situaciones:

- Inestabilidad local debido al pandeo de la aleta o del alma, misma que pueden precipitar la falla del elemento o disminuir su capacidad de carga (Merchán J. , 2012).
- El máximo esfuerzo promedio que se le aplique a la viga depende de las condiciones de borde y de la distribución de los esfuerzos (Merchán J. , 2012).
- Igualmente hay que tener en cuenta que la carga critica basada en la tensión de pandeo no es la carga de falla de la sección, ya que la misma puede seguir tomando carga incluso después de ocurrido el pandeo en las alas y almas (Merchán J. , 2012).

Pandeo Lateral

La aleta a compresión de una viga I sometida a flexión, se comporta como una columna solicitada a compresión, la cual dependiendo de la carga de la viga puede ser constante o variable a lo largo de la luz (Valencia, 2004).

La aleta en tensión de la viga tiende a permanecer recta y a través del alma restringe la tendencia de la aleta en compresión a pandearse lateralmente como lo haría si fuese una columna libre (Valencia, 2004).

Sin embargo si el soporte lateral no es el adecuado, cuando se alcanza un valor de momento crítico flexionante, la aleta en compresión se desplaza lateralmente originando una flexión lateral y una deformación torsional de la viga (Valencia, 2004).

El valor de momento crítico de pandeo, depende del tipo de material, de la forma de la forma de la sección transversal de la viga, de la separación de los arriostramientos laterales, de las condiciones de apoyo y del tipo de carga (Valencia, 2004).

Soporte Lateral

Para cumplir con la condición de estabilidad en vigas, se debe realizar un adecuado arrostramiento, con el fin de evitar el pandeo lateral de las fibras en compresión (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984) .

2.2. ELABORACIÓN DE PROBETAS DE ENSAYO

2.2.1. NORMATIVA

Las normativas se basan en conocimientos de la madera tropical existente en Sudamérica, los mismos que han sido recopilados por muchas investigaciones tecnológicas y de ingeniería de la madera.

- MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC
- ASTM D 143

2.2.2. ESPECIFICIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas se limitan a la información dada por los fabricantes, que se refieren a las propiedades mecánicas del material, debido a que en nuestro país los tableros de madera laminada contrachapada no son utilizados en el diseño de elementos estructurales.

Las propiedades mecánicas del material nos dan parámetros importantes para determinar el comportamiento estructural del material.

DESCRIPCIÓN: TABLERO CONTRACHAPADO CORRIENTE

PROPIEDADES MECÁNICAS Y FÍSICAS:

Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Diferencia Diagonales (mm)	Calidades según sus caras	Número de Capas
2440	1220	15	máximo 2	B/C;OVL;C/C; I	7 capas
- 0 / + 1,6 mm	- 0 / + 1,6 mm	- 0,5 mm / + 0,2 mm			

Densidad (kg/m^3)	Resistencia a la flexión longitudinal (kg/cm^2)	MOE longitudinal (kg/cm^2)	Resistencia a la flexión transversal (kg/cm^2)	MOE transversal (kg/cm^2)	Resistencia a la extracción del tornillo (cara) (kg/mm)
500 - 630	441	63319	470	50675	14,41

Resistencia a la tracción longitudinal (kg/cm^2)	Resistencia a la compresión longitudinal (kg/cm^2)	Resistencia a la tracción transversal (kg/cm^2)	Resistencia a la compresión transversal (kg/cm^2)	Contenido de Humedad final (% de peso)	Emisión de formol (ppm)
220	167	227	197	6 - 12	máximo 0,05

Figura 4 Propiedades Mecánicas y Físicas del tablero contrachapado corriente de 15mm de espesor (http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf)

Figura 5 Estructura del tablero contrachapado corriente de 15mm de espesor (http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf)

2.2.3. SELECCIÓN DEL MATERIAL

Se seleccionó un solo tipo de madera laminada contrachapada correspondiente al tablero contrachapado corriente de 15 mm de espesor que cumple con los parámetros siguientes:

Densidad

La densidad es una propiedad fundamental, es la concentración del sólido versus el volumen que ocupa y que además de éste valor depende la clase por resistencia; para el caso del Tablero laminada contrachapado corriente corresponde a la densidad del grupo C de 500-630 kg/m³, que es una densidad baja pero que se considera como maderas de resistencia media y además es muy fácil de conseguir en nuestro medio.

Se adopta como valor de la densidad un valor promedio igual a 550 kg/m³.

Propiedades Físicas

Espesor

Se escogió un espesor de 15mm que cumple con la norma ASTM que nos indica que el espesor debe ser mayor a 10mm, caso contrario el material se considera muy delgado estructuralmente (pandeo lateral y deformación por manipulación).

Número de Capas

El número de capas debe ser mayor a 3 para garantizar la capacidad en sus dos sentidos, por lo que se determinó escoger un tablero contrachapado de 7 capas.

Propiedades Mecánicas

Módulo de Elasticidad

Se escoge el valor menor entre el MOE longitudinal (63319 kg/cm²) y el MOE transversal (50695 kg/cm²), como E mínimo y E promedio res

2.2.4. DIMENSIONES

Las dimensiones de las vigas a ser ensayadas se las realizó de tal manera que se produzca una falla por flexión.

Secciones

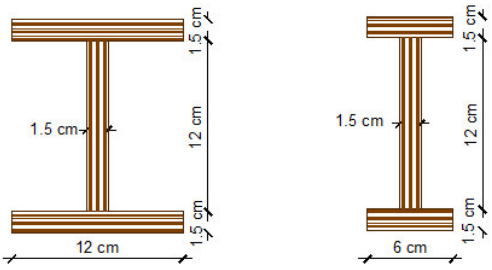


Figura 6 Secciones Viga laminada contrachapada tipo I

Longitud

Se calculó de acuerdo con la Norma ASTM D143 que dice que la longitud debe estar en relación con el diámetro de la sección; siendo así:

$$L = 122cm$$
$$6d \leq L \leq 12d$$
$$d = 15cm$$
$$12d = 180cm$$
$$6d = 90cm$$
$$90cm \leq 122cm \leq 180cm \quad \textbf{CUMPLE}$$

2.2.5. UNIONES

Las uniones de las alas, alma y refuerzos (rigidizadores) se realizaron con cola blanca, clavos (cilíndricos de caña lisa) galvanizados de 2 pulgadas y tornillos galvanizados (autoroscantes de rosca cortante) colepato de 8x1 ½ pulgadas.

Espesores y penetración mínima en uniones clavadas

La mínima penetración del tornillo en el miembro principal según el "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino correspondiente a uniones clavadas es:

$$\text{d(diámetro clavo)} = 2{,}4 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor mínimo del elmento que contiene la cabeza del clavo} > 6\text{d}$$

$$15\text{mm} > 14{,}4\text{mm} \quad \textbf{CUMPLE}$$

$$\text{Pn (Penetración a corte y extracción)} > 11\text{d}$$

$$35\text{mm} > 26{,}4 \textbf{CUMPLE}$$

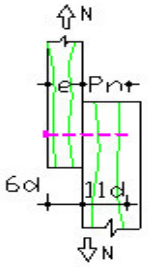


Figura 7 Cizallamiento Simple (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984, págs. 12-6)

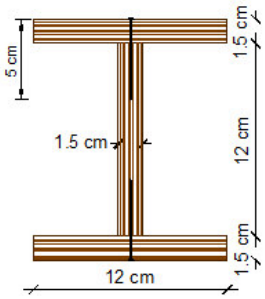


Figura 8 Viga de madera laminar tipo I clavada y sometida a cizallamiento simple

Espesores y penetración mínima en uniones atornilladas

La mínima penetración del tornillo en el miembro principal según el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera, Capítulo 8, Tornillos es:

$$\text{Pn (Penetración)} \geq 6\text{d nominal}$$

$$\text{d(diámetro perno)} = 3{,}6 \text{ mm}$$

$$(37{,}5\text{mm} - 15\text{mm}) = 22{,}5\text{mm}$$

$$22{,}5\text{mm} \geq 21{,}6\text{mm} \quad \textbf{CUMPLE}$$

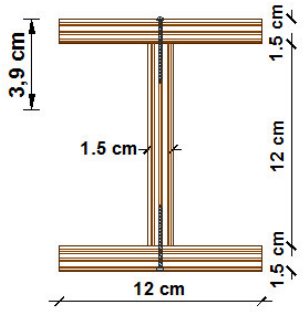


Figura 9 Viga de madera laminar tipo I atornillada y sometida a cizallamiento simple

2.2.6. SITIO DE REALIZACIÓN DE LOS ENSAYOS

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Materiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE".

Una vez recibidas las vigas en el Laboratorio se procedió a realizar los ensayos de flexión.

2.2.7. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LOS ESFUERZOS A PARTIR DE LOS ENSAYOS DE FLEXIÓN

Modelo de ensayo

Para la realización del ensayo de las vigas tipo I laminadas contrachapadas se utilizó el modelo estándar de flexión recomendado por la ASTM D143.

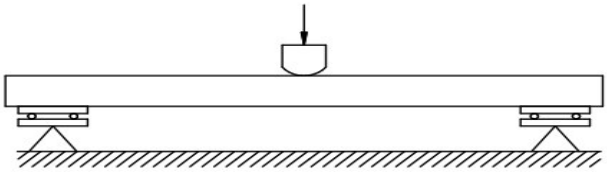


Figura 10 Dispositivo de apoyo y carga para el ensayo de madera (ASTM D143)

Equipos

- Máquina de ensayo - prensa hidráulica con capacidad de 10 toneladas.
- Aparatos de soporte – platos de apoyo o reacciones
- Celda de carga máxima 10 toneladas
- Aparato medidor de la deflexión (Digitaler Dehnungsmesser dmd 20 a).

Fotografías

Figura 11 Prensa Hidráulica y aparatos de soporte

Figura 12 Celda de carga

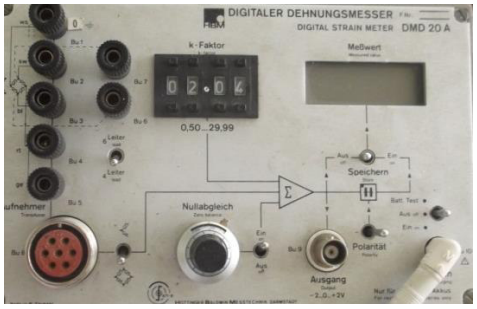


Figura 13 Deformímetro

Figura 14 Medidor de Carga Directa

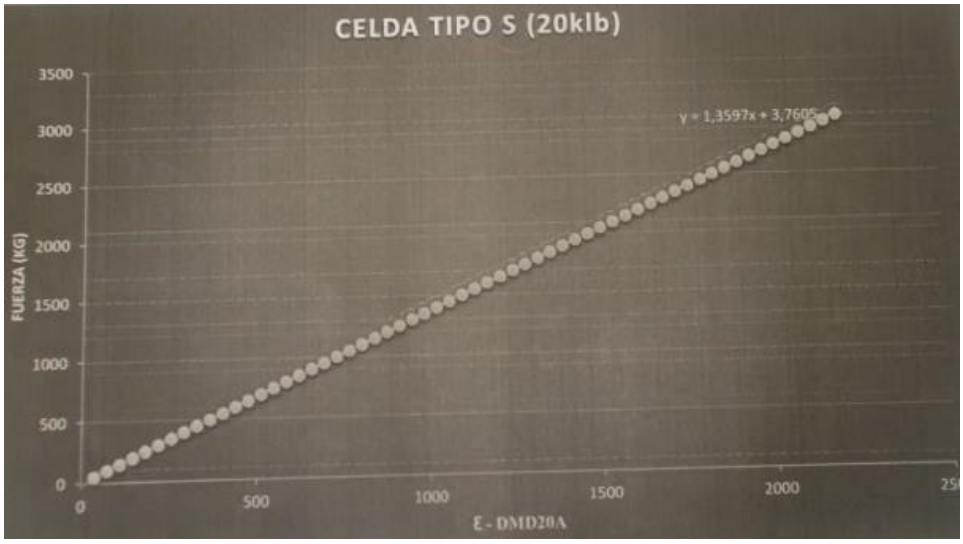


Figura 15 Tabla de Transformación Celda Tipo S (20klb)

Procedimiento

Una vez que se identifica la sección, la luz, la distancia entre la reacción y el punto de aplicación de la carga puntual de cada una de las vigas a ensayar; entonces se procede a realizar las pruebas de flexión a una velocidad constante hasta alcanzar la máxima carga, hasta que se produce el fallo. Se anotan los datos medidos por el deformímetro, se toman fotografías de los distintos tipos de falla.

Luego se transforman los datos máximos obtenidos en el deformímetro en una gráfica de celda tipo s (20klb), que registra en el eje de las abscisas la deformación y en el eje de las ordenadas la fuerza en kilogramos. Producto de esta gráfica se da una ecuación lineal $y = 1{,}3597x + 3{,}7605$, al reemplazar en x la deformación unitaria obtenida y al resolver la ecuación resulta la fuerza en kilogramos que se aplicó a la viga.

2.2.8. ENSAYOS

ENSAYO DE FLEXIÓN VIGA DE MADERA LAMINAR CONTRACHAPADA TIPO I

MATERIAL : Madera Laminada Contrachapada Corriente de 15 mm de espesor
FECHA : 18/11/2015 - 26/02/2016
REALIZADO POR : Ibone Jackqueline Flores Mata

DIMENSIONES:

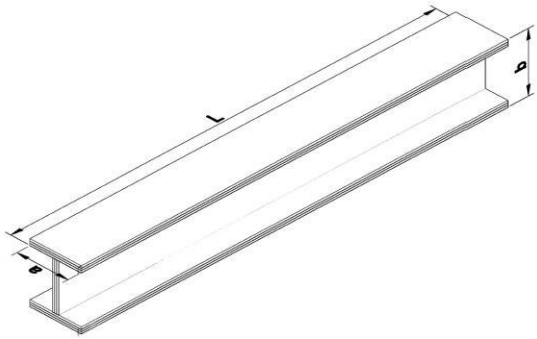


Figura 16 Viga laminada contrachapada tipo I (Dimensiones)

Tabla 6
Resumen de Resultados de Ensayo Probeta Vigas tipo I (1-13)

PROBETA		DIMENSIONES						ÁREA	CARGA	σ	δ med	δ cal
VIGA I		a	b	tf	tw	L	L/4	A	P			
No.	Detalle	cm						cm²	Kg	(kg/cm2)	cm	cm
1	Clavada	12	15	1,5	1,5	122		54	939	**105,85**		0,29
2	Atornillada	12	15	1,5	1,5	122		54	1003	**113,06**		0,31
3	Clavada	6	15	1,5	1,5	122		36	1230	**248,48**		0,68
4	Atornillada	6	15	1,5	1,5	122		36	1300	**262,63**		0,72
5	ala y alma	12	15	1,5	1,5	122		36	942	**172,85**		0,86
6	Clavada	12	15	1,5	1,5	122	r	54	1196,00	**134,81**		0,37
7	Atornillada	12	15	1,5	1,5	122	r	54	1393,00	**157,02**		0,43
8	Clavada	6	15	1,5	1,5	122	r	36	1650,00	**333,33**		0,92
9	Atornillada	6	15	1,5	1,5	122	r	36	1804,00	**364,44**		1,00
10	Clavada	12	15	1,5	1,5	244	r	54	902,00	**212,43**	2,1	2,55
11	Atornillada	12	15	1,5	1,5	244	r	54	1100,00	**259,06**	3,0	3,11
12	Clavada	6	15	1,5	1,5	244	r	36	640,10	**270,17**	3,4	3,24
13	Atornillada	6	15	1,5	1,5	244	r	36	776,07	**327,56**	3,9	3,93

CÁLCULOS TÍPO VIGA I - No. 1:

Datos:

Peso Específico madera contrachapada $550\,\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$

Módulo de Elasticidad Mínimo $50675\,\frac{kg}{cm^2}$

Luz $122cm - 10cmm = 112cm$

Sección:

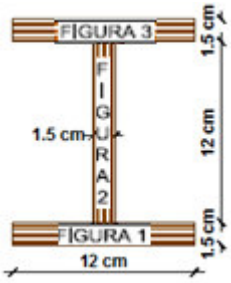


Figura 17 Sección Viga laminada contrachapada tipo I (clavada)

Propiedades de la Sección:

Tabla 7
Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección

Fig.	A	Yi	Ayi	Iyi	Ayi²
	cm²	cm	cm³	cm4	cm4
1	18,00	0,75	13,50	3,38	10,13
2	18,00	7,50	135,00	216,00	1012,50
3	18,00	14,25	256,50	3,38	3655,13
∑	**54,00**		**405,00**	**222,75**	**4677,75**

Centro de gravedad

$$\bar{y} = \frac{\sum \mathbf{Ayi}}{\sum \mathbf{A}} \quad \textbf{Ecuación 9}$$

$$\bar{y} = \frac{405\ cm^3}{54cm^2}$$

$$\bar{y} = 7{,}5\ cm$$

Inercia en y

$$\mathbf{Iy = Iyi + Ayi^2} \quad \textbf{Ecuación 10}$$

$$Iy = 222{,}75cm^4 + 4677{,}75cm^4$$

$$Iy = 4900{,}50cm^4$$

Inercia Centroidal

$$\mathbf{Ix = Iy - (A \times \bar{y}^2)} \quad \textbf{Ecuación 11}$$

$$Ixg = 4900{,}50cm^4 - (54 \times 7{,}50^2)cm^4$$

$$Ixg = 1863cm^4$$

Módulo Resistente

$$\mathbf{hs = H - \bar{y}} \quad \textbf{Ecuación 12}$$

$$hs = 7{,}50\ cm$$
$$hi = 7{,}50\ cm$$

Módulo Superior

$$\mathbf{Ws = \frac{Ixg}{hs}} \quad \textbf{Ecuación 13}$$
$$Ws = \frac{1863cm^4}{7{,}5cm}$$
$$Ws = 248{,}40cm^3$$

Módulo Inferior

$$\mathbf{Ws = \frac{Ixg}{hi}} \quad \textbf{Ecuación 14}$$
$$Ws = \frac{1863cm^4}{7{,}5cm}$$
$$Ws = 248{,}40cm^3$$

Carga:

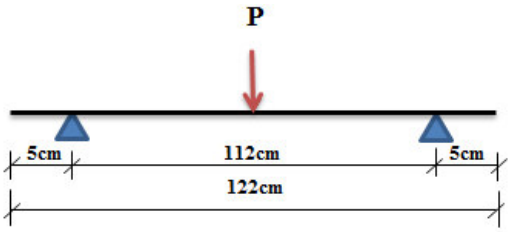


Figura 18 Esquema Carga soportada por Viga

Peso Viga

$$\text{Área sección} = \text{Afig. } 1 + \text{Afig. } 2 + \text{Afig. } 3$$
$$\text{Área sección} = 18cm^2 + 18cm^2 + 18cm^2$$
$$\text{Área sección} = 54cm^2$$
$$Pp = \text{Área sección} \times \text{Peso Específico}$$
$$Pp = \frac{54}{100^2} m^2 \times 550\ \frac{kg}{m^3}$$
$$Pp = 2{,}97\ \frac{kg}{m}$$

Valor máximo deformímetro

688 deformaciones unitarias

Carga Puntual Máxima Aplicada (P)

Transformación del valor máximo deformímetro de unidades de deformación en unidades de Fuerza, utilizando la ecuación de la recta obtenida de la gráfica esfuerzo deformación.

$$\mathbf{Y = 1{,}3597x + 3{,}7605} \quad \textbf{Ecuación 15}$$

$$Y = 1{,}3597 \times 688\ \text{kg} + 3{,}7605$$
$$Y = 939\ \text{kg}$$
$$P = 0{,}939\ \text{T}$$

Cortante:

$$\mathbf{V = \frac{P}{2}} \quad \textbf{Ecuación 16}$$
$$V = \frac{939\ \text{kg}}{2}$$
$$V = 469{,}50\text{kg}$$
$$V = 0{,}469\ \text{T}$$

Momento:

$$\mathbf{M = \frac{P \times L}{4}} \quad \textbf{Ecuación 17}$$
$$M = \frac{939\text{kg} \times 1{,}12\text{m}}{4}$$
$$M = 262{,}92\ \text{kgm}$$
$$M = 0{,}2629\ \text{Tm}$$

Diagrama de Cortante y Momento

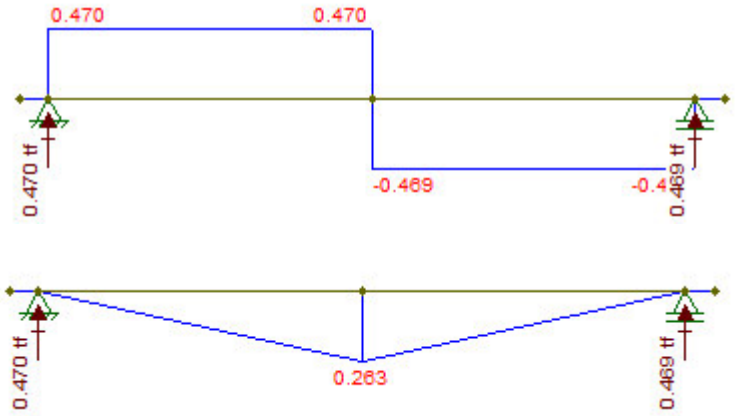


Figura 19 Diagrama de Cortante y Momento [tf] (Ftool)

Esfuerzo:

$$\boldsymbol{\sigma = \frac{Mi}{Wi}} \quad \textbf{Ecuación 18}$$
$$\sigma = \frac{26292\ \text{kg cm}}{248{,}4\text{cm}^3}$$
$$\sigma = 105{,}85\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Deflexión:

$$\mathbf{fcp = \frac{PL^3}{48EI}} \quad \textbf{Ecuación 19}$$

$$\text{fcp} = \frac{939\ \text{kg} \times (1{,}12\text{m})^3}{48 \times 50675\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1863\text{cm}^4}$$

$$\text{fcp} = 0{,}29\ \text{cm}$$

Diagrama de deflexión:

Figura 20 Diagrama de Deflexión (Ftool)

Fotografías:

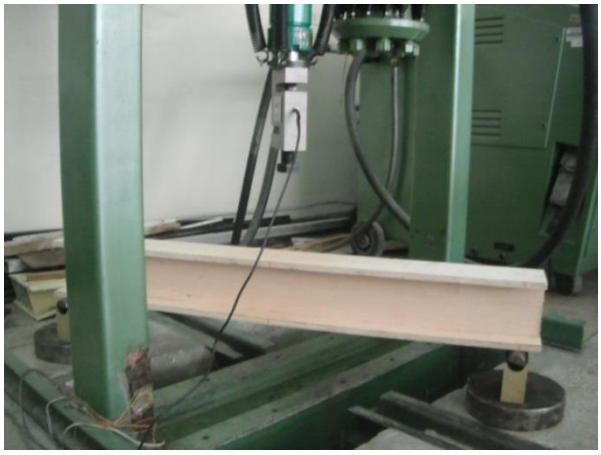


Figura 21 Ensayo Viga Tipo I No.1 12x15x1.5 (cm)

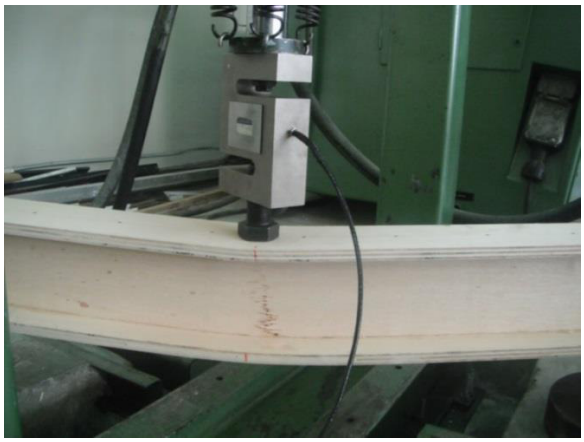


Figura 22 Falla Viga Tipo I No.1 12x15x1.5 (cm)

Figura 23 Ensayo Viga tipo I No.3 6x15x1.5 (cm)

Figura 24 Falla Viga tipo I No.3 6x15x1.5 (cm)

ENSAYO DE FLEXIÓN VIGA DE MADERA LAMINAR CONTRACHAPADA TIPO I

ALMA Y ALA INFERIOR

MATERIAL : Madera Laminada Contrachapada Corriente de 15mm de espesor
FECHA : 18/11/2015 - 26/02/2016
REALIZADO POR : Ibone Jackqueline Flores Mata
DIMENSIONES:

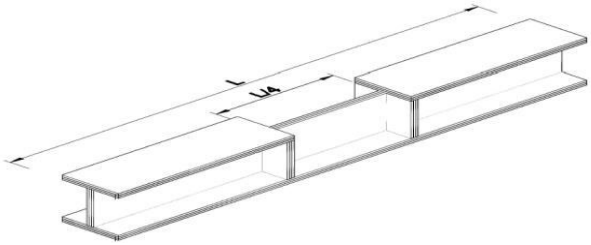


Figura 25 Dimensiones Viga laminada contrachapada tipo I (Alma)

Tabla 8

Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección

VIGA I		a	b	t	L	L/4	A	P	б	δ cal
No.	**Detalle**	**cm**					**cm²**	**Kg**	**(kg/cm2)**	**cm**
5	Clavada	12	12	1,5	122		36	942	**172,85**	0,86

CÁLCULOS:

Datos:

Peso Específico madera contrachapada $550\,\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$

Módulo de Elasticidad Mínimo $55000\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Luz 1,12 m

Sección:

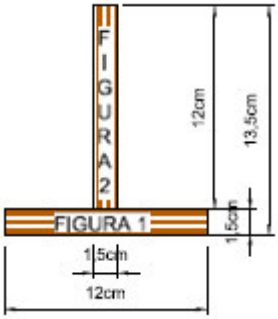


Figura 26 Sección Viga laminada contrachapada tipo I

Propiedades de la Sección:

Tabla 9

Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección

Fig.	A	Yi	Ayi	Iyi	Ayi²
	cm²	**cm**	**cm³**	**cm4**	**cm4**
1	18,00	0,75	13,50	3,38	10,13
2	18,00	7,50	135,00	216,00	1012,50
∑	**36,00**		**148,50**	**219,38**	**1022,63**

Centro de Gravedad

$$\bar{y} = \frac{\sum \text{Ayi}}{\sum \text{A}}$$

$$\bar{y} = \frac{148{,}50\text{cm}^3}{36\text{cm}^2}$$

$$\bar{y} = 4{,}13 \text{ cm}$$

Inercia en y

$$Iy = \sum Iyi + \sum Ayi$$
$$Iy = 219{,}38cm^4 + 1022{,}63cm^4$$
$$Iy = 1242cm^4$$

Inercia Centroidal

$$Ixg = Iy - (A \times \bar{y}^2)$$
$$Ixg = 1242cm^4 - (36cm^2 \times (4{,}13cm)^2$$
$$Ixg = 629{,}44\ cm^4$$

Módulo Resistente

$$hs = h - \bar{y}$$
$$hs = 13{,}50\ cm - 4{,}13cm = 9{,}38cm$$
$$hs = 9{,}38cm$$
$$hi = \bar{y}$$
$$hi = 4{,}13cm$$

Módulo Superior

$$Ws = \frac{Ixg}{hs}$$
$$Ws = \frac{629{,}44cm^4}{9{,}38cm}$$
$$Ws = 67{,}14cm^3$$

Módulo Inferior

$$Wi = \frac{Ixg}{hi}$$
$$Wi = \frac{629{,}44cm^4}{4{,}13cm}$$
$$Wi = 152{,}59cm^3$$

Carga:

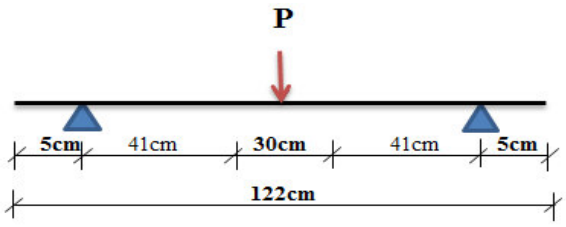


Figura 27 Esquema Cargas soportadas por la Viga

Carga Puntual Máxima Aplicada 942 kg

$$P = 0{,}942T$$

Momento:

$$M = \frac{P \times L}{4}$$

$$M = \frac{942kg \times 1{,}12m}{4}$$
$$M = 263{,}75\ kgm$$
$$M = 0{,}264\ Tm$$

Esfuerzo:

$$\sigma = \frac{Mi}{Wi}$$
$$\sigma = \frac{263{,}75 \times 100}{152{,}59}$$
$$\sigma = 172{,}85\ \frac{kg}{cm^2}$$

Fotografías:

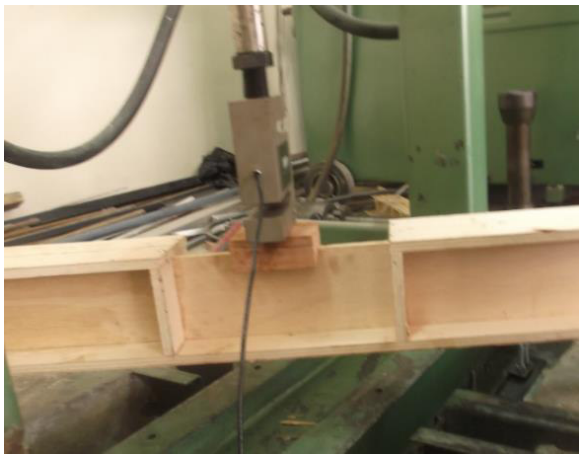


Figura 28 Ensayo Viga I No. 5 sin el ala superior 13,5x12 cm

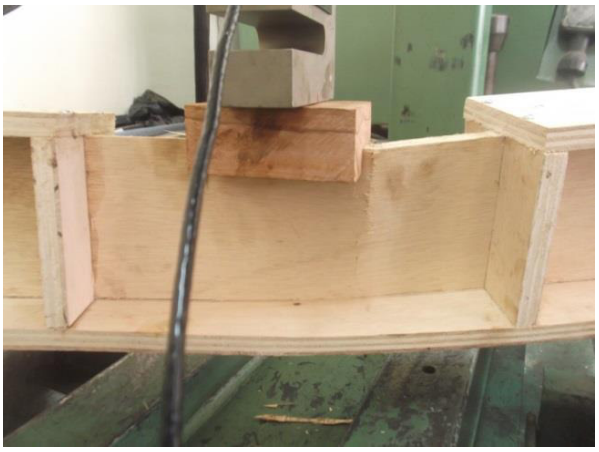


Figura 29 Falla Viga I No.5 sin el ala superior 13,5x12 cm

ENSAYO DE FLEXIÓN VIGA DE MADERA LAMINAR CONTRACHAPADA TIPO I

CON RIGIDIZADORES LATERALES

MATERIAL : Madera Laminada Contrachapada Corriente de 15mm de espesor

FECHA : 18/11/2015 - 26/02/2016

REALIZADO POR : Ibone Jackqueline Flores Mata

DIMENSIONES:

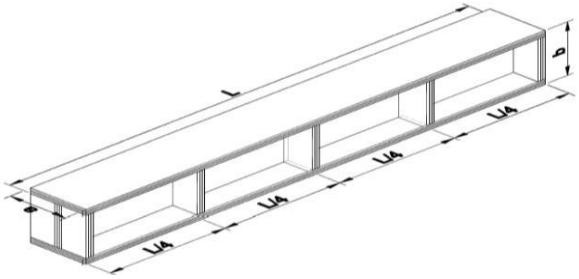


Figura 30 Dimensiones Viga laminada contrachapada tipo I con rigidizadores laterales

Tabla 10

Resumen de Resultados Ensayo Probeta Vigas tipo I con rigidizadores laterales

PROBETA		DIMENSIONES						ÁREA	CARGA	σ	δ cal
VIGA I		**bf**	**h**	**tf**	**tw**	**L**	**L/4**	**A**	**P**		
No.	**Detalle**	**cm**						**cm²**	**Kg**	**(kg/cm2)**	**cm**
6	Clavada	12	15	1,5	1,5	122	r	54	1196,00	**134,81**	0,37
7	Atornillada	12	15	1,5	1,5	122	r	54	1393,00	**157,02**	0,43
8	Clavada	6	15	1,5	1,5	122	r	36	1650,00	**333,33**	0,92
9	Atornillada	6	15	1,5	1,5	122	r	36	1804,00	**364,44**	1,00
10	Clavada	12	15	1,5	1,5	244	r	54	902,00	**212,43**	2,55
11	Atornillada	12	15	1,5	1,5	244	r	54	1100,00	**259,06**	3,11
12	Clavada	6	15	1,5	1,5	244	r	36	640,10	**370,17**	3,24
13	Atornillada	6	15	1,5	1,5	244	r	36	776,07	**327,56**	3,93

CÁLCULOS TÍPICOS VIGA I CON RIGIDIZADORES No. 6:

Datos:

Peso Específico madera contrachapada $550\,\frac{Kg}{m^3}$

Módulo de Elasticidad Mínimo $50675\,\frac{kg}{cm^2}$

Luz 1,12 m

Sección:

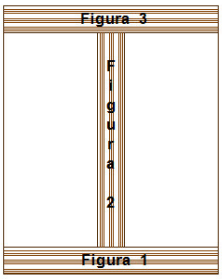


Figura 31 Sección Viga laminada contrachapada tipo I con rigidizadores laterales

Propiedades de la Sección:

Tabla 11
Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección

Fig.	A	Yi	Ayi	Iyi	Ayi²
	cm²	cm	cm³	cm4	cm4
1	18,00	0,75	13,50	3,38	10,13
2	18,00	7,50	135,00	216,00	1012,50
3	18,00	14,25	256,50	3,38	3655,13
∑	**54,00**		**405,00**	**222,75**	**4677,75**

Centro de Gravedad

$$\bar{y} = \frac{\sum \mathbf{Ayi}}{\sum \mathbf{A}}$$

$$\bar{y} = \frac{405\text{cm}^3}{54\text{cm}^2}$$

$$\bar{y} = 7{,}5 \text{ cm}$$

Inercia en y

$$\text{Iy} = \sum \text{Iyi} + \sum \text{Ayi}$$

$$\text{Iy} = 222{,}75\text{cm}^4 + 4677{,}75\text{cm}^4$$

$$\text{Iy} = 4900{,}50\text{cm}^4$$

Inercia Centroidal

$$\text{Ixg} = \text{Iy} - (\text{A} \times \bar{y}^2)$$

$$\text{Ixg} = 4900{,}5\text{cm}^4 - (54\text{cm}^2 \times (7{,}5\text{cm})^2$$

$$\text{Ixg} = 1863\text{cm}^4$$

Módulo Resistente

$$\text{hs} = \text{h} - \bar{y}$$

$$\text{hs} = 15 \text{ cm} - 7{,}5\text{cm}$$

$$\text{hs} = 7{,}5\text{cm}$$

$$\text{hi} = \bar{y}$$

$$\text{hi} = 7{,}5\text{cm}$$

Módulo Superior

$$Ws = \frac{Ixg}{hs}$$

$$Ws = \frac{1863cm^4}{7,5cm}$$

$$Ws = 248,40cm^3$$

Módulo Inferior

$$Wi = \frac{Ixg}{hi}$$

$$Wi = \frac{1863cm^4}{7,5cm}$$

$$Wi = 248,40cm^3$$

Carga:

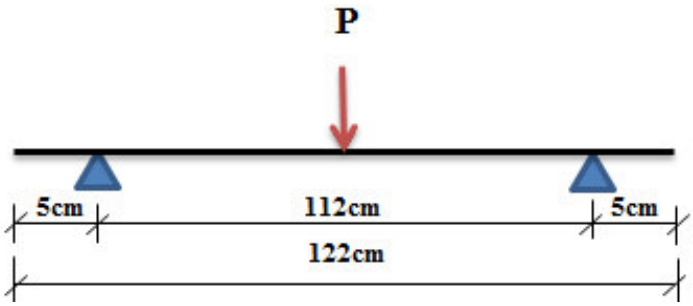


Figura 32 Esquema Cargas soportadas por la Viga

Carga Puntual Máxima Aplicada (P) 1196 kg

$$P = 1,196T$$

Cortante:

Cortante Máxima Aplicada: 598 kg

$$Vmáx = \frac{P}{2}$$

$$Vmáx = \frac{1196}{2} = 598 \text{ kg}$$

$$Vmáx = 0,598 \text{ T}$$

Momento:

$$M = \frac{P \times L}{4}$$

$$M = \frac{1196kg \times 1,12m}{4}$$

$$M = 334,88kgm$$

$$M = 0,335Tm$$

Diagrama de Cortante y Momento:

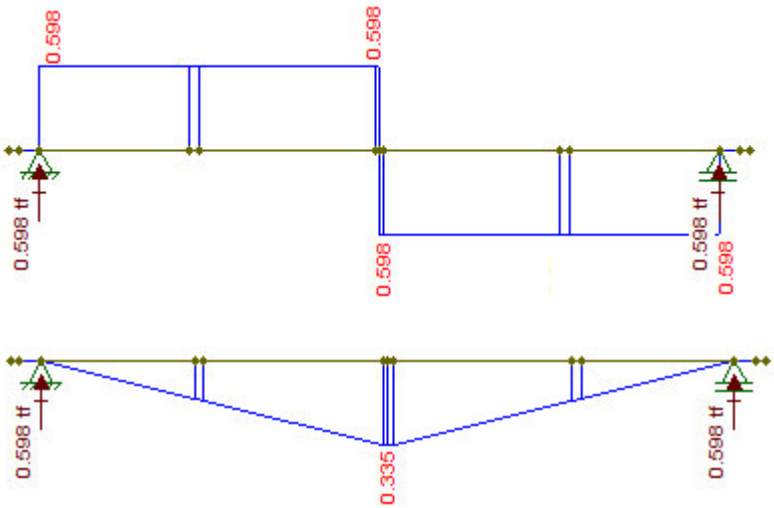


Figura 33 Diagrama de Cortante y Momento [tf] (Ftool)

Esfuerzo:

$$\sigma = \frac{Mi}{Wi}$$

$$\sigma = \frac{33488\ Kgcm}{248{,}4cm^3}$$

$$\sigma = 134{,}81\ \frac{kg}{cm^2}$$

Deflexión:

$$fcp = \frac{PL^3}{48EI}$$

$$fcp = \frac{1196\ kg \times (112cm)^3}{48 \times 50675\frac{kg}{cm^2} \times 1863cm^4}$$

$$fcp = 0{,}3708cm$$

Diagrama de Deflexión:

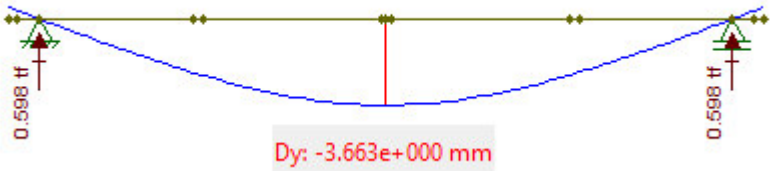


Figura 34 Diagrama de Deflexión [mm] (Ftool)

Fotografías:

Figura 35 Ensayo Viga I No.6 -12x15x122 cm con rigidizadores laterales

Figura 36 Falla Viga I No. 6-12x15x122 cm con rigidizadores laterales

Figura 37 Ensayo Viga I No.9- 6x15x122 cm con rigidizadores laterales

Figura 38 Falla Viga I No.9-6x15x122cm con rigidizadores laterales

Figura 39 Ensayo Viga I No.10-12x15x244cm con rigidizadores laterales

Figura 40 Falla Viga I No. 10-12x15x244cm con rigidizadores laterales

Figura 41 Ensayo Viga tipo I No.13- 6x15x244cm con rigidizadores laterales

Figura 42 Falla Viga tipo INo.13-6x15x244cm con rigidizadores laterales

2.3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

1. **Esfuerzos (Ver Tabla 6):**

- Al realizar una comparación de esfuerzos últimos entre la Viga No. 1 clavada (105,85kg/cm²) y No.2 atornillada (113,06kg/cm²), observamos que la diferencia de esfuerzos no es considerable.
- Comparando los esfuerzos últimos entre la Viga No. 1 y la Viga No.3 observamos que el esfuerzo último de la Viga No.3 es 2,3 veces mayor que el esfuerzo de la Viga No.1; y, lo mismo ocurre entre la Viga No.2 y la Viga No. 4. Este resultado nos indica que el ala de las Viga No.1 y No.2 es la que está fallando.

- El esfuerzo en la Viga No.5 que se la ensayó como una T invertida (sin el ala superior), es mayor en un 60 % con respecto a la Viga No.1; y, menor en un 70% con respecto a la Viga No.3. Este resultado nos ratifica que el ala de la Viga No.1 es la que está fallando.
- La Viga No. 6 tiene un esfuerzo mayor en un 21,5% con respecto a la Viga No.1 debido a los rigidizadores laterales colocados a una distancia L/4.
- En cuanto a los esfuerzos y deformaciones se observa que a mayores esfuerzos existen mayores deformaciones.

2. Estabilidad:

Para cumplir con el requisito de estabilidad y al no contar con fórmulas aplicables, y; además que en el Manual de Diseño del Grupo Andino solo se refiere a los requisitos de arriostramiento para elementos de sección rectangular que no aplican en nuestro caso; por lo que se decidió hacer un análisis de los resultados de los ensayos, llegando a establecer una verificación de pandeo local (sección compacta) y pandeo lateral (sección lateralmente soportada), en base a relaciones del ancho y espesor del ala y alma de la sección de la viga tipo I de madera laminada contrachapada.

- **Verificación de Pandeo Local (sección compacta):**

Para el alma

Se relacionó el espesor del ala con el espesor del alma para cubrir el cortante:

$$\mathbf{t_w \geq t_f} \quad \textbf{Ecuación 20}$$

$$\mathbf{t_w} \text{ mín.= 15mm} \quad \textbf{Ecuación 21}$$

Simbología de la ecuación:

tw Espesor del alma
tf Espesor del ala

Para las alas

La relación ancho/espesor del ala o patín a compresión debe ser:

$$\frac{\mathbf{b_f}}{\mathbf{2t_f}} \leq \mathbf{3} \quad \textbf{Ecuación 22}$$

Si se considera rigidizadores laterales la relación ancho/espesor del ala puede ser:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 4 \quad \textbf{Ecuación 23}$$

Simbología de las condicionantes:

bf Ancho del ala

tf Espesor del ala

Si se cumple con las condiciones tanto para el alma como para el ala entonces la SECCIÓN ES COMPACTA y por tanto la viga tipo I de madera laminada contrachapada no fallará por pandeo local.

- **Verificación de Pandeo Lateral (sección lateralmente soportada):**

  Se compara la esbeltez del ala con un valor analizado a través de los resultados de los ensayos.

$$r_{ala} \leq 2,6 \quad \textbf{Ecuación 24}$$

$$r_{ala} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Simbología de la ecuación:

r ala Radio de giro del ala
I Inercia del ala
A Área del ala

3. **Rigidizadores**

   Al colocar rigidizadores laterales se observó un incremento en su capacidad de alrededor del 20%.

4. **Longitud de rigidizadores y/o apoyos laterales**

- Las longitudes a las que se colocan los rigidizadores y/o apoyos laterales se las obtuvo mediante el análisis del radio de giro del ala de la sección transversal de la viga tipo I.

$$l_p = 35 \times r_{ala} \quad \textbf{Ecuación 25}$$

Simbología de la ecuación:

l_p Longitud de apoyo lateral o rigidizador
r_{ala} Radio de giro del ala

$$l_{p1} = 18 \times r_{ala} \quad \textbf{Ecuación 26}$$

Simbología de la ecuación:

$\mathbf{l_{p1}}$ Longitud de apoyo lateral y rigidizador
$\mathbf{r_{ala}}$ Radio de giro del ala

- Longitudes mayores de apoyo no fueron analizadas por limitaciones en el Laboratorio.

5. Diseño a Flexión:

Condiciones constructivas:

- Las alas deben conectarse en forma continua al alma
- La viga debe ser pegada, clavada y simplemente apoyada

Condiciones de resistencia:

- Los esfuerzos calculados tanto a flexión como a corte no pueden ser mayores a los esfuerzos admisibles.

Condiciones de estabilidad:

- Se debe verificar si la sección es compacta y lateralmente soportada para descartar un fallo por pandeo local y lateral respectivamente.

Incremento de capacidad a flexión:

- Si se desea incrementar la capacidad a flexión de las vigas se debe colocar rigidizadores y/o apoyos laterales, según las expresiones de longitud $\mathbf{l_p}$ y $\mathbf{l_{p1}}$ analizadas.

CAPíTULO 3
ANÁLISIS DE COLUMNAS TIPO I CON MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA

3.1. ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

COLUMNA

La columna es un elemento donde la compresión es el principal factor que determina su comportamiento, es un elemento fundamental en el esquema de una estructura por lo que se debe seleccionar adecuadamente sus dimensiones, forma, espaciamiento y composición que influyen de manera directa en su capacidad de carga.

Las columnas deben cumplir requisitos fundamentales como: equilibrio, resistencia, funcionalidad y estabilidad (Timoshenko, 1957)

En el caso de columnas de madera la orientación de las fibras es determinante en la menor o mayor resistencia a la compresión. Si la fuerza es aplicada paralela a las fibras la resistencia es mayor, que si la fuerza es aplicada perpendicular a las fibras, la capacidad disminuye. Por estas razones es importante que los elementos sometidos a compresión deban ser fabricados considerando la orientación de las fibras (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

- **Propiedades de la Sección**

Las propiedades de la sección son importantes ya que a más de la resistencia de la madera (esfuerzos admisibles), su comportamiento estructural tiene que ver con las dimensiones y la forma de la sección transversal. (Suárez, 2009)

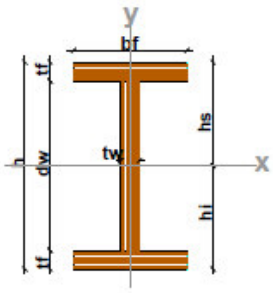


Figura 43 **Sección Simétrica Tipo I**

Simbología de la figura

b	Base
h	Altura
hs	Altura superior
hi	Altura inferior
t	Altura del ala

Centroide o Centro de Gravedad

$$\bar{y}=\frac{h}{2}$$

Momento de Inercia

$$\mathbf{I_X = \frac{b_f.h^3}{12} - \frac{(b_f \times d_w)-(t_w \times d_w)}{12}}$$

Módulo de la Sección

$$\mathbf{Wx = \frac{I_x}{\bar{y}}}$$

Radio de Giro

$$\mathbf{r = \sqrt{\frac{I_x}{A}}}$$

- **Módulo de Elasticidad**

El módulo de elasticidad o de Young (E) es el requerido para elementos sometidos a flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras. (Nash, 1986)

Para el caso de columnas de madera laminada contrachapada se debe utilizar el valor de Emín=50675kg/cm², correspondiente al dato dado por el fabricante

- **Compresión Axial**

La compresión axial se produce por la acción de una fuerza P que actúa en el eje colineal con el eje centroidal de la sección transversal de una columna recta (Valencia, Diseño con factores de carga y de resistencia, 2004)

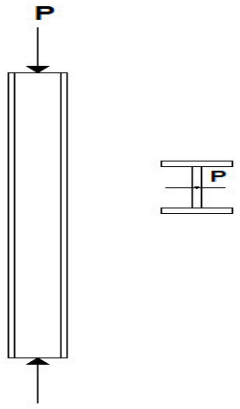


Figura 44 Compresión Axial Columna Tipo I

- **Longitud Efectiva**

La longitud efectiva es la longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en sus extremos.

$$\mathbf{L_{ef} = L \times k} \quad \textbf{Ecuación 27}$$

Simbología de la Ecuación:

L	longitud no arriostrada
K	factor de longitud efectiva, que considera las restricciones o grado de empotramiento

Para el caso de estructuras de madera el valor de k debería por lo menos ser igual a 1 como mínimo, debido a la incertidumbre de restricción al giro que las uniones puedan proporcionar. (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

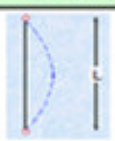
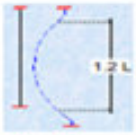
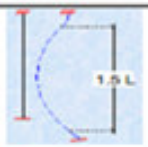
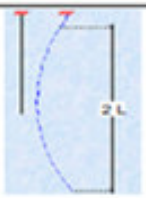
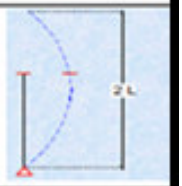
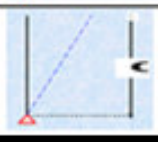
CONDICION DE APOYO	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA : 'K'	LONGITUD EFECTIVA L_{ef}	ESQUEMA
1. Articulado en ambos extremos	1	L	
2. Empotrado en un extremo y el otro impedido de rotar pero libre de desplazarse	1.2	1.2 L	
3. Empotrado en un extremo y el otro parcialmente impedido de rotar pero libre de desplazarse	1.5	1.5 L	
4. Empotrado en un extremo pero libre en el otro	2	2 L	
5. Articulado en un extremo y el otro impedido de rotar, pero libre de desplazarse.	2	2 L	
6. Articulado en un extremo y libre en el otro.	----	∞	

Figura 45 Tabla 9.1 Longitud Efectiva (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

- **Esbeltez**

La esbeltez en columnas tipo I es la relación entre la longitud efectiva de la columna (L_{ef}) y el radio de giro de la sección transversal (i) (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

$\boldsymbol{\lambda = \frac{L_{ef}}{i}}$; $\mathbf{i} = \sqrt{\frac{\mathbf{I}}{\mathbf{A}}}$ **Ecuación 28** Ec. 9.12 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

$$i = r$$

En caso de que la sección transversal varíe en sus dos direcciones, se debe calcular la esbeltez para ambas direcciones y tomar la mayor esbeltez (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

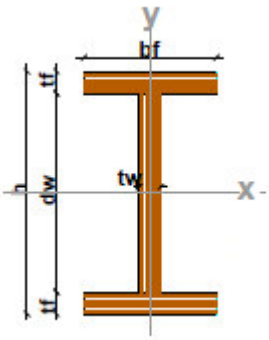


Figura 46 Direcciones (x-y) para esbelteces de sección I

- **Clasificación de columnas (Ck)**

Ck la relación de esbeltez para la columna, considerada como columna larga, si tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento, 2/3 A* fc, donde A es el área de la sección transversal y fc es el esfuerzo máximo admisible en compresión paralela a las fibras (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Los valores de Ck referentes al Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino corresponden a elementos estructurales de madera de sección rectangular, por tal motivo se calculó el valor de Ck para nuestro caso de sección tipo I.

Valores de Ck

$$\lambda = \frac{k \times L}{r} = \frac{k \times L}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$Fa = \frac{Fcr}{F.S.} = \frac{Fcr}{2,5} = \frac{\frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K \times L}{r}\right)^2}}{2,5} = \frac{\pi^2 \times E}{2,5 \times \left(\frac{K \times L}{r}\right)^2}$$

$$\mathbf{Fa = \frac{\pi^2 \times E}{2,5 \times \lambda^2}} \quad \textbf{Ecuación 29}$$

$$Pa = Fa \times A = \frac{\pi^2 \times E}{2,5 \times \lambda^2} \times A = \frac{0,4 \times \pi^2 \times E}{\lambda^2} \times A$$

$$\mathbf{P_a = 3,9478 \times \frac{E \times A}{\lambda^2}} \quad \textbf{Ecuación 30}$$

$$Pa = \frac{\pi^2 \times E}{2,5 \times \lambda^2} \times A = \frac{2}{3} \times A \times fc$$

$$3,9478 \times \frac{E}{{C_k}^2} = \frac{2}{3} \times fc$$

$$C_k = \sqrt{\frac{3,9478 \times E}{\frac{2}{3} \times fc}}$$

$$\mathbf{C_k = 2,433 \times \sqrt{\frac{E}{f_c}}} \quad \textbf{Ecuación 31}$$

- **Esfuerzos Admisibles**

Los esfuerzos máximos admisibles que se deben considerar para el diseño de columnas son los referentes a elementos sometidos a compresión y a flexo-compresión (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Los esfuerzos de compresión**,** no deben exceder el esfuerzo admisible $\mathbf{f_c}$, para la madera estructural especificada.

Los datos proveídos por el fabricante corresponden a los esfuerzos últimos del material y no de los esfuerzos admisibles por lo que se procedió a realizar los respectivos cálculos, modificando las resistencias últimas cómo se indica en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, de la siguiente forma:

$$\textbf{Esfuerzo Admisible} = \frac{\textbf{F.C.} \times \textbf{F.T.}}{\textbf{F.S.} \times \textbf{F.D.C.}} \times \textbf{Esfuerzo último} \quad \textbf{Ecuación 32}$$

Simbología de la Ecuación:

F.C. Factor de reducción por calidad
F.T. Factor de reducción de tamaño
F.C. Factor de servicio y seguridad
F.C. Factor de duración de carga

Tabla 12

Factores de reducción

	Compresión Paralela
F.C.	---
F.T.	---
F.S	1,60
F.D.C.	1,25

Fuente: (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

$$\text{Esfuerzo Admisible } (f_c) = \frac{1 \times 1}{1{,}6 \times 1{,}25} \times 167 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\mathbf{f_c = 83{,}50 \frac{kg}{cm^2}}$$

Simbología de la Ecuación:

$\mathbf{f_c}$ Esfuerzo admisible a Compresión

- **Cargas Admisibles y Tipos de columnas:**

Columnas Cortas

Las columnas cortas son miembros estructurales que tienen relaciones de esbeltez muy bajas y fallan por compresión o aplastamiento.

$$\lambda \leq 19$$

$$\mathbf{N_{adm} = f_{c\perp\!\!\perp} \times A} \quad \textbf{Ecuación 33 } \text{Ec.9.5}$$

(Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Simbología de la Ecuación:

A	Área de la sección transversal
$\mathbf{f_{c\perp\!\!\perp}}$	Esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a las fibras
$\mathbf{N_{adm}}$	Carga axial máxima admisible

Columnas Intermedias

Las columnas intermedias tienen relaciones de esbeltez en un rango intermedio, con suficiente rigidez para posponer la iniciación de la inestabilidad, fallan por una combinación de aplastamiento e inestabilidad lateral (pandeo).

$$19 < \boldsymbol{\lambda} < C_k$$

$$\mathbf{N_{adm} = f_{c\perp\!\!\!\perp} \times A \times \left[1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{\lambda}{C_k}\right)^4\right]}$$ **Ecuación 34**

Simbología de la Ecuación:

λ	Relación de esbeltez (considerar sólo la mayor)
$\mathbf{C_k}$	Relación de esbeltez madera
E	Módulo de elasticidad

Columnas Largas

Miembros con relaciones de esbeltez altas, su inestabilidad se inicia en el intervalo elástico, los esfuerzos totales no llegan aún al límite de proporcionalidad, en el instante en que empieza el pandeo.

La carga admisible se determina por consideraciones de estabilidad.

$$C_k < \lambda \leq 95$$

Considerando una adecuada seguridad al pandeo, la carga crítica N_{cr} según la teoría de Euler se reduce a:

$$\mathbf{N_{adm} = 3,9478 \times \frac{E \times A}{\lambda^2}}$$ **Ecuación 35**.

3.2. ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN Y FLEXO-TRACCIÓN

La flexo-compresión (fuerzas axial y flexión) y la flexo-tracción (fuerzas axial y tracción), son esfuerzos internos combinados producto de someter a un cuerpo a la acción de dos fuerzas que actúan en sentido perpendicular (Timoshenko, 1957).

Para los elementos de madera sometidos a Flexo-compresión deben cumplir con siguiente expresión:

$$\mathbf{\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m \times |M|}{Z \times f_m} < 1}$$ **Ecuación 36**

Ec.9.8 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Simbología de la Ecuación:

fm	Esfuerzo admisible en flexión
Km	Factor de magnificación de momentos debido a la presencia de la carga axial.
/M/	Momento flector máximo en el elemento (valor absoluto)

Nadm Marga axial admisible

Z Módulo de la sección transversal con respecto al eje alrededor del cual se produce la flexión

Para los elementos de madera sometidos a flexión y compresión, los momentos flectores se amplifican por acción de las cargas axiales. Este efecto puede incluirse multiplicando el momento flector máximo por:

$$\mathbf{k_m = \frac{1}{1-1{,}5\times\frac{N}{N_{cr}}}}$$ **Ecuación 37** Ec. 9.9 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Simbología de la Ecuación:

N Carga axial aplicada

Ncr Carga crítica de Euler para pandeo en la dirección en que se aplican los momentos de flexión

$$\mathbf{N_{cr} = \frac{\pi^2\times E\times I}{l_{ef}^2}}$$ **Ecuación 38**

Ec. 9.10 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Para los elementos de madera sometidos a Flexo-tracción deben cumplir con siguiente expresión:

$$\mathbf{\frac{N}{A\times f_t} + \frac{|M|}{Z\times f_m} < 1}$$ **Ecuación 39**

Ec. 9.11 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Simbología de la Ecuación:

/M/ Momento flector máximo en el elemento (valor absoluto)

N Carga axial

A Área de la sección transversal

$\mathbf{f_t}$ Esfuerzo admisible a tracción

Z Módulo de la sección transversal con respecto al eje alrededor del cual se produce la flexión

3.3. ELABORACIÓN DE LAS PROBETAS DE ENSAYO

3.3.1. NORMATIVA

Las normativas se basan en conocimientos de la madera tropical existente en Sudamérica, los mismos que han sido recopilados por muchas investigaciones tecnológicas y de ingeniería de la madera.

- MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC
- ASTM D 198, ASTM D 143-94

3.3.2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas se limitan a la información dada por los fabricantes, que se refieren a las propiedades mecánicas del material, debido a que en nuestro país los tableros de madera laminada contrachapada no son utilizados en el diseño de elementos estructurales.

Las propiedades mecánicas del material nos dan parámetros importantes para determinar el comportamiento estructural del material.

DESCRIPCIÓN: TABLERO CONTRACHAPADO CORRIENTE

PROPIEDADES MECÁNICAS Y FÍSICAS:

Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Diferencia Diagonales (mm)	Calidades según sus caras	Número de Capas
2440	1220	15	máximo 2	B/C;OVL;C/C; I	7 capas
- 0 / + 1,6 mm	- 0 / + 1,6 mm	- 0,5 mm / + 0,2 mm			

Densidad (kg/m^3)	Resistencia a la flexión longitudinal (kg/cm^2)	MOE longitudinal (kg/cm^2)	Resistencia a la flexión transversal (kg/cm^2)	MOE transversal (kg/cm^2)	Resistencia a la extracción del tornillo (cara) (kg/mm)
500 - 630	441	63319	470	50675	14,41

Resistencia a la tracción longitudinal (kg/cm^2)	Resistencia a la compresión longitudinal (kg/cm^2)	Resistencia a la tracción transversal (kg/cm^2)	Resistencia a la compresión transversal (kg/cm^2)	Contenido de Humedad final (% de peso)	Emisión de formol (ppm)
220	167	227	197	6 - 12	máximo 0,05

Figura 47 Propiedades Mecánicas y Físicas del tablero contrachapado corriente de 15mm de espesor (http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf)

Figura 48 Estructura del tablero contrachapado corriente de 15mm de espesor (http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf)

3.3.3. SELECCIÓN DEL MATERIAL

Se seleccionó tres tipos de madera laminada contrachapada correspondientes a los tableros contrachapados corrientes de 6mm, 12mm y 15mm de espesor, con el propósito de hacer comparaciones; pero el material principal objeto de nuestro estudio cumple con los parámetros siguientes:

Densidad

La densidad es una propiedad fundamental, es la concentración del sólido versus el volumen que ocupa y que además de éste valor depende la clase por resistencia; por tanto en nuestro caso el Tablero laminada contrachapado corriente corresponde a la densidad del grupo C de 500-630 kg/m³, que es una densidad baja pero que se considera son maderas de resistencia media y muy fáciles de conseguir en nuestro medio.

Se adopta como valor de la densidad un valor promedio igual a 550 kg/m³.

Propiedades Físicas:

Espesor

Se escogió tres espesores diferentes de 6, 12 y 15 milímetros, de los cuales los dos últimos cumplen con la norma ASTM que nos indica que el espesor debe ser mayor a 10mm; y, para el caso del espesor de 6 mm se lo consideró para verificar su capacidad estructural.

Número de Capas

Para los espesores de 12mm y 15 mm el número de capas corresponde a 7 capas que garantizar la capacidad en sus dos sentidos; y, para el espesor de 6mm el número de capas es 3.

Propiedades Mecánicas:

Módulo de Elasticidad MOE

Se escoge el valor menor entre el MOE longitudinal (63319 kg/cm²) y el MOE transversal (50695 kg/cm²).

Densidad (kg/m^3)	Resistencia a la flexión longitudinal (kg/cm^2)	MOE longitudinal (kg/cm^2)	Resistencia a la flexión transversal (kg/cm^2)	MOE transversal (kg/cm^2)	Resistencia a la extracción del tornillo (cara) (kg/mm)
500 - 630	441	63319	470	50675	14,41

Figura 49 Descripción tablero contrachapado corriente (http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf)

ESTRUCTURA:

ESPECIES DE MADERA UTILIZADAS:
Aguacatillo, Anime, Canelo, Ceibo, Chuncho, Coco, Colorado, Cutanga, Eucalipto, Goma, Guarango, Guayacán, Jacarandá, Lano, Laurel, Lotería, Marañón, Marfil, Mascarey, Melina, Oliva, Pachaco, Pino, Saman, Sande, Saqui, Tangare, Teca, Terminalia, Zapote, etc.

RESINA UTILIZADA:
Urea formaldehído

COMPOSICIÓN DEL TABLERO:

Cara del tablero

Composición del tablero

Figura 50 Descripción tablero contrachapado corriente

(http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf)

3.3.4. DIMENSIONES

Secciones

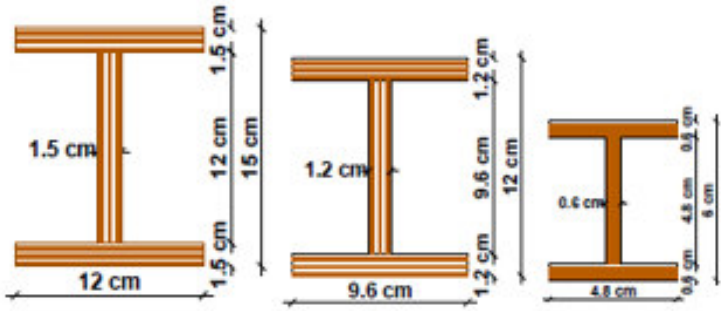


Figura 51 Secciones Columna laminada contrachapada tipo I

Longitud

Se tomaron longitudes de 1,22m y de 1,42m que es la máxima altura que nos permitían los equipos disponibles en el Laboratorio.

3.3.5. UNIONES

Las uniones de las alas, alma y refuerzos (rigidizadores) se realizaron con cola blanca, clavos y tornillos de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 13

Tipo de clavos y tornillos

PROBETA		DIMENSIONES				UNIÓN
Col. Tipo I		ala	alma	t	h	
No.	Detalle	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	
1	Clavada	12	12	1,5	15	clavo 2"
2	Atornillada	12	12	1,5	15	tornillo colepato 8x1 1/2"
3	Clavada	6	12	1,5	15	clavo 2"
4	Atornillada	6	12	1,5	15	tornillo colepato 8x1 1/2"
5	Clavada	9,6	9,6	1,2	12	clavo 1 1/ 2"
6	Atornillada	9,6	9,6	1,2	12	tornillo colepato 6x1 1/2"
7	Clavada	4,8	4,8	0,6	6	clavo de vidrio

Tabla 14

Dimensiones de clavos

CLAVO		
Largo		Diámetro
[pulg.]	[mm]	[mm]
1	25,4	1,65 - 1,83
1 1/2	38,1	2,10 - 2,39
2	50,8	2,10 - 2,87

Fuente: (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

- **Espesores y penetración mínima en uniones clavadas**

La mínima penetración del tornillo en el miembro principal según el "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino correspondiente a uniones clavadas es:

Espesor mínimo del elmento que contiene la cabeza del clavo $> 6d$

Pn (Penetración a corte y extracción) $> 11d$

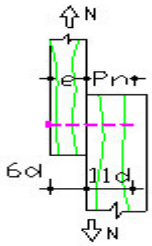


Figura 52 Cizallamiento Simple (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

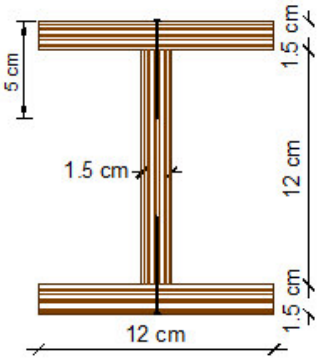


Figura 53 Viga de madera laminar tipo I clavada y sometida a cizallamiento simple

- **Espesores y penetración mínima en uniones empernadas**

La mínima penetración del tornillo en el miembro principal según el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera, Capítulo 8, Tornillos es:

Pn (Penetración) $\geq$ 6d nominal

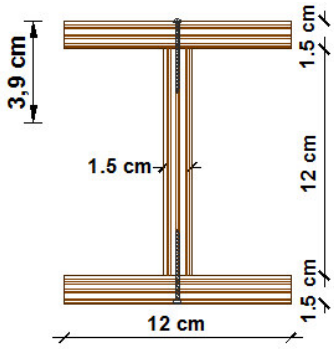


Figura 54 Sección Viga de madera laminar tipo I atornillada y sometida a cizallamiento simple

Tabla 15

Resumen Espesores y penetración mínima en uniones atornilladas

COL. Tipo I		DIMENSIONES			CLAVO		TORNILLO		6d	6d	11d	t ≤ 6d	p. mín
		ala	alma	t	pulg	d (φ)	pulg	d (φ)	e. mín	p. mín	p. mín		
No.		mm				mm				mm		clavo	
1	Cl	120	120	15	2	2,4			14,4		26,4	OK	OK
2	Ca	120	120	15			1 1/2	3,6		21,6			OK
3	Cl	96	96	12	1 1/2	2,1			12,6		23,1	OK	OK
4	Ca	96	96	12			1	2,9		17,4			OK
5	Cl	48	48	6	vidrio	1			6		11	OK	OK

3.3.6. SITIO DE REALIZACIÓN DE LOS ENSAYOS

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Materiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE".

Una vez recibidas las columnas en el Laboratorio se procedió a realizar los ensayos de flexión.

3.3.7. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LOS ESFUERZOS A PARTIR DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN

Modelo de ensayo

Equipos

- Máquina de ensayo - Prensa Hidráulica con capacidad de 10 toneladas.
- Aparatos de soporte – platos de apoyo o reacciones
- Celda de Carga máxima 10 toneladas
- Aparato medidor de la deflexión (DIGITALER DEHNUNGSMESSER DMD 20 A)
- Gato Hidráulico de 10 toneladas de capacidad

Procedimiento

Una vez que se identifican la sección, la luz, la distancia entre la reacción y el punto de aplicación de la carga puntual de cada una de las vigas a ensayar; entonces se procede a realizar las pruebas de flexión a una velocidad constante hasta alcanzar

la máxima carga, hasta que se produce el fallo. Se anotan los datos medidos por el deformímetro, se toman fotografías de los distintos tipos de falla. Luego se transforman los datos máximos obtenidos en el deformímetro en una gráfica de CELDA TIPO S (20KLB), que registra en el eje de las abscisas la deformación y en el eje de las ordenadas la Fuerza en kilogramos. Producto de esta gráfica se da una ecuación lineal $Y = 1{,}3597x + 3{,}7605$, al reemplazar en $\boldsymbol{x}$ la deformación unitaria obtenida y al resolver la ecuación resulta la Fuerza en kilogramos que se aplicó a la viga.

3.3.8. ENSAYOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN PARALELA COLUMNA DE MADERA LAMINAR CONTRACHAPADA TIPO I

MATERIAL	**:**	Madera Laminada Contrachapada Corriente espesor 15mm
FECHA	**:**	8/03/2016 - 19/04/2016
REALIZADO POR	**:**	Ibone Jackqueline Flores Mata
DIMENSIONES:		

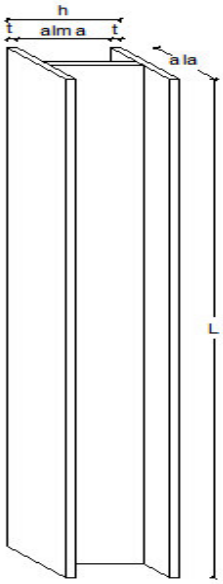


Figura 55 Dimensiones Columna laminada contrachapada tipo I

TABULACIÓN:

Tabla 16
Resumen de Resultados de Ensayo Columna tipo I

COL.		DIMENSIONES (cm)						A	Le	P máx	λ	T.C	P. Adm	б
No.		**ala**	**alma**	**t**	**h**	**L**		**cm²**	**cm**	**kg**	**-----**	**-----**	**kg**	**kg/cm²**
1	Cl	12	12	1,5	15	122		54	122	9522	28	I	**3870**	176
2	Ca	12	12	1,5	15	122		54	122	9930	28	I	**3870**	184
3	Cl	12	12	1,5	15	122	r	54	122	10206	28	I	**3870**	189
4	Ca	12	12	1,5	15	122	r	54	122	10884	28	I	**3870**	202
5	Cl	6	12	1,5	15	122		36	122	4083	55	L	**534**	113
6	Ca	6	12	1,5	15	122		36	122	4355	55	L	**534**	121
7	Cl	6	12	1,5	15	122	r	36	122	4491	55	L	**534**	125
8	Ca	6	12	1,5	15	122	r	36	122	4844	55	L	**534**	135
9	Cl	9,6	9,6	1,2	12	122		35	122	6666	35	L	**1227**	193
10	Ca	9,6	9,6	1,2	12	122		35	122	6911	35	L	**1227**	200
11	Cl	9,6	9,6	1,2	12	122	r	35	122	7210	35	L	**1227**	209
12	Ca	9,6	9,6	1,2	12	122	r	35	122	7618	35	L	**1227**	220
13	Cl	4,8	4,8	0,6	6	122		9	122	395	71	L	**77**	46
14	Cl	12	12	1,5	15	142		54	142	8203	33	I	**3336**	152
15	Ca	12	12	1,5	15	142		54	142	8638	33	I	**3336**	160
16	Cl	12	12	1,5	15	142	r	54	142	9386	33	I	**3336**	174
17	Ca	12	12	1,5	15	142	r	54	142	9658	33	I	**3336**	179
18	Cl	6	12	1,5	15	142		36	142	3702	64	L	**394**	103
19	Ca	6	12	1,5	15	142		36	142	3893	64	L	**394**	108
20	Cl	6	12	1,5	15	142	r	36	142	3960	64	L	**394**	110
21	Ca	6	12	1,5	15	142	r	36	142	4219	64	L	**394**	117
22	Cl	9,6	9,6	1,2	12	142		35	142	6122	41	L	**905**	177
23	Ca	9,6	9,6	1,2	12	142		35	142	6272	41	L	**905**	181
24	Cl	9,6	9,6	1,2	12	142	r	35	142	6544	41	L	**905**	189
25	Ca	9,6	9,6	1,2	12	142	r	35	142	6802	41	L	**905**	197
26	Cl	4,8	4,8	0,6	6	142		9	142	289	82	L	**57**	33

Tabla 17
Resumen tipo de Falla en ensayo Columnas tipo I

COL.			A	Le	P máx	λ	T.C	P. Adm	б	TIPO DE FALLA
No.			**cm²**	**cm**	**kg**	**-----**	**-----**	**kg**	**kg/cm²**	
1	Cl		54	122	9522	28	I	**3870**	176	aplastamiento
2	Ca		54	122	9930	28	I	**3870**	184	aplastamiento y pandeo menor
3	Cl	r	54	122	10206	28	I	**3870**	189	aplastamiento
4	Ca	r	54	122	10884	28	I	**3870**	202	aplastamiento (rotura de las alas)
5	Cl		36	122	4083	55	L	**534**	113	pandeo
6	Ca		36	122	4355	55	L	**534**	121	pandeo
7	Cl	r	36	122	4491	55	L	**534**	125	pandeo

CONTINÚA

8	Ca	r	36	122	4844	55	L	**534**	135	pandeo
9	Cl		35	122	6666	35	L	**1227**	193	aplastamiento y mediano pandeo
10	Ca		35	122	6911	35	L	**1227**	200	aplastamiento, pandeo
11	Cl	r	35	122	7210	35	L	**1227**	209	pandeo y aplastamiento
12	Ca	r	35	122	7618	35	L	**1227**	220	pandeo, falla en las alas superior e inferior
13	Cl		9	122	395	71	L	**77**	46	pandeo muy visible
14	Cl		54	142	8203	33	I	**3336**	152	Aplastamiento y pandeo
15	Ca		54	142	8638	33	I	**3336**	160	aplastamiento
16	Cl	r	54	142	9386	33	I	**3336**	174	aplastamiento
17	Ca	r	54	142	9658	33	I	**3336**	179	aplastamiento
18	Cl		36	142	3702	64	L	**394**	103	pandeo
19	Ca		36	142	3893	64	L	**394**	108	pandeo
20	Cl	r	36	142	3960	64	L	**394**	110	pandeo
21	Ca	r	36	142	4219	64	L	**394**	117	pandeo
22	Cl		35	142	6122	41	L	**905**	177	aplastamiento y pandeo
23	Ca		35	142	6272	41	L	**905**	181	aplastamiento y pandeo
24	Cl	r	35	142	6544	41	L	**905**	189	aplastamiento, pandeo y rotura del ala bajo el ref.
25	Ca	r	35	142	6802	41	L	**905**	197	aplastamiento rotura del alma y pandeo
26	Cl		9	142	289	82	L	**57**	33	pandeo

Simbología de las Tablas 16 y 17:

Cl Columna Clavada
Ca Columna Atornillada
r Columna con rigidizadores
C Columna Corta
I Columna Intermedia
L Columna Larga

CÁLCULOS TÍPICOS:

COLUMNA No. 1

Sección:

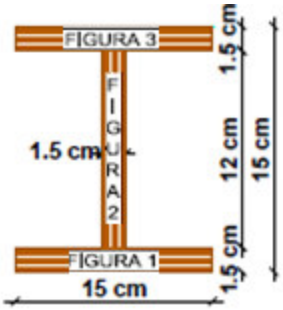


Figura 56 Sección Columna laminada contrachapada tipo I

Tabla 18
Datos:

Ck	35,07	
Emín	50675	Kg/cm2
Peso Esp.	550	Kg/m3
Esf Adm [fc]	83,50	Kg/cm2
K=	1	

Tabla 19
Área de la sección

Fig.	A
	cm²
1	18,00
2	18,00
3	18,00
Σ	54,00

Carga:

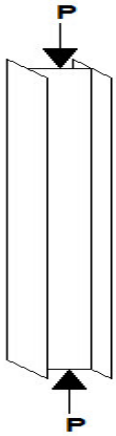


Figura 57 Esquema Carga soportada por la Columna

Esfuerzo:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\sigma = \frac{9522}{54}$$

$$\sigma = 176{,}33\ \frac{kg}{cm^2}$$

Esbeltez:

$$L_{ef} = K \times L$$

$$K = 1$$

$$L_{ef} = 1 \times 122cm$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = \sqrt{\frac{1002{,}38cm^4}{54cm^2}} = 4{,}31cm$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r}$$

$$\lambda = \frac{122cm}{4{,}31cm} = 28{,}32$$

$$\boldsymbol{\lambda = 28,32}$$

Tipo de Columna:

La constante que limita la condición de columnas intermedias $\mathbf{C_k = 35,07}$, dicho valor se lo obtuvo a partir del análisis de los resultados obtenidos en los ensayos, siendo así:

$$\mathbf{C_k = 2,433 \times \sqrt{\frac{E}{f_c}}} \quad \text{(Ver Ec. 31)}$$

$$C_k = 2{,}433 \times \sqrt{\frac{50675\frac{kg}{cm^2}}{83{,}50\frac{kg}{cm^2}}} = 59{,}94$$

- Debido a que el valor de Ck es alto y no refleja la realidad de los resultados en los ensayos, se tuvo que modificar la Ec. 31.

$$C_k = \frac{\sqrt{12}}{2{,}433} \times \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

$$\mathbf{C_k = 1,4235 \times \sqrt{\frac{E}{f_c}}} \quad \textbf{Ecuación 40}$$

$$\mathbf{C_k = 1,4235 \times \sqrt{\frac{50675\frac{kg}{cm^2}}{83{,}50\frac{kg}{cm^2}}}}$$

$$\mathbf{C_k = 35,07}$$

$$19 < \lambda < Ck$$

$$19{,}04 < 28{,}32 < 35{,}07$$

Por tanto la Columna es Intermedia

Cargas Admisibles:

- Para Columnas Intermedias

$$\mathbf{N_{adm} = f_c \times A \times \left[1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{\lambda}{C_k}\right)^4\right]} \text{ (Ver Ec.34)}$$

Simbología de la Ecuación:

$\mathbf{N_{adm}}$	Carga axial máxima admisible
A	Área de la sección transversal
fc	Esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a las fibras

$$N_{adm} = 83{,}50 \times 54 \times \left[1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{28{,}32}{35{,}07}\right)^4\right]$$

$$\mathbf{N_{adm} = 3870{,}03\ kg}$$

COLUMNA NO. 5

Sección:

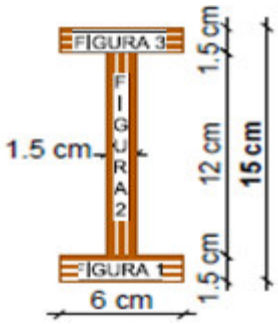


Figura 29 Sección Columna laminada contrachapada tipo I

Tabla 20
Datos:

Ck	**35,07**	
Emín	50675	Kg/cm2
Peso Esp.	550	Kg/m3
Esf. Adm [fc]	83,50	Kg/cm2
K=	1	

Tabla 21
Área de la sección

Fig.	**A**
	cm²
1	9,00
2	18,00
3	9,00
Σ	**36,00**

Carga:

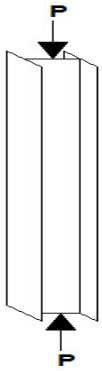


Figura 58 Esquema Carga soportada por la Columna

Esfuerzo:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\sigma = \frac{4082,9}{36}$$

$$\sigma = 113,41\ \frac{kg}{cm^2}$$

Esbeltez:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = \sqrt{\frac{178,88cm^4}{36cm^2}} = 2,23cm$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r}$$

$$\lambda = \frac{122cm}{2,23cm}$$

$$\boldsymbol{\lambda = 54,73}$$

Tipo de Columna:

$$\mathbf{C_k = 35,07}$$

$$Ck < \lambda < 95$$

35,07< 54,73< 95

Por tanto la Columna es Larga

Cargas Admisibles

Para Columnas Largas

$$N_{adm} = 3{,}9478 \times \frac{E \times A}{\lambda^2} \text{ (Ver Ec. 30)}$$

- Debido a que el valor de 3,9478 es alto no refleja la realidad de los resultados obtenidos en los ensayos, se tuvo que modificar la Ec. 30.

$$N_{adm} = \frac{\sqrt{12}}{3{,}9478} \times \frac{E \times A}{\lambda^2}$$

$$\mathbf{N_{adm} = 0{,}8775 \times \frac{E \times A}{\lambda^2}} \quad \textbf{Ecuación 41}$$

Simbología de la Ecuación:

$\mathbf{N_{adm}}$	Carga axial máxima admisible
A	Área de la sección transversal
E	Módulo de elasticidad
λ	Relación de esbeltez

$$N_{adm} = 0{,}8775 \frac{50675 \times 36}{54{,}73}$$

$$N_{adm} = 534{,}41 \text{ kg}$$

$$\mathbf{P.adm = 534{,}41 \text{ kg}}$$

Fotografías:

Figura 59 Ensayo Columna tipo I Clavada No.1-12x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm

Figura 60 Falla en Columna Tipo I Cl No.1-12x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo y Aplastamiento en la base)

Figura 61 Falla de la Columna Tipo I Cl No. 1-12x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm (Aplastamiento y rotura del ala y alma en la base)

Figura 62 Ensayo Columna tipo I Ca No.6-6x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm

Figura 63 Falla columna tipo I Ca No.3-6x15x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo en sentido de la menor Inercia)

Figura 64 Ensayo Columna tipo I Ca No. 10 – 9.6x9.6x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm

Figura 65 Falla Columna tipo I Ca No. 10 – 9.6x9.6x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm (Pandeo y torsión)

Figura 66 Ensayo Columna tipo I Cl No.13- 4.8x6x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 6mm

Figura 67 Falla Columna tipo I Cl No.13- 4.8x6x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 6mm (Pandeo en dirección de la menor Inercia)

Figura 68 Ensayo Columna tipo I No.3- 12x15x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm

Figura 69 Falla Columna tipo I No.3 -12x15x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm (Aplastamiento)

Figura 70 Ensayo Columna tipo I Cl No.7- 6x15x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm

Figura 71 Falla Columna tipo I Cl No.7- 6x15x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo en sentido de la menor Inercia)

Figura 72 Ensayo Columna tipo I No. 11 – 9.6x12x122 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm

Figura 73 Falla Columna tipo I Cl No. 11 – 9.6x12x122 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 12mm (Pandeo y torsión)

Figura 74 Ensayo Columna tipo I Ca No.14 – 12x15x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm

Figura 75 Ensayo Columna tipo I Ca No.14 – 12x15x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 15mm (Aplastamiento, pandeo)

Figura 76 Ensayo Columna tipo I No.23- 9.6x12x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm

Figura 77 Falla Columna tipo I No23- 9,6x12x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 12mm (Aplastamiento en la base)

Figura 78 Falla Columna tipo I Cl No. 26 – 4.8x6x142 [cm] de madera laminar contrachapada de 6mm (Pandeo en el sentido de la menor Inercia)

Figura 79 Ensayo Columna tipo I Ca No. 17 – 12x15x142 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm

Figura 80 Falla Columna tipo I Ca No. 17 – 12x15x142cm con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo en dirección de la menor Inercia)

Figura 81 Ensayo Columna tipo I Ca No.6 -6x15x142 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm

Figura 82 Falla Columna tipo I Ca No.6- 6x15x142cm con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 15mm (Pandeo en sentido de la menor Inercia)

Figura 83 Ensayo Columna tipo I Ca No.9.6x12x142 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 12mm

Figura 84 Falla Columna tipo I Ca No.9.6x12x142 [cm] con rigidizadores de madera laminar contrachapada de 12mm (Pandeo en el sentido de la menor Inercia)

3.4 RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Esfuerzos Últimos y Esbeltez

Columna I No. 1- 6 (Ver Tabla 16)

- Realizando una comparación de los esfuerzos últimos entre las columnas Cl (columna clavada) y columna Ca (columna atornillada), no existe una diferencia importante de esfuerzos.
- Se observa un incremento del 10% en el esfuerzo al colocar rigidizadores laterales en las columnas (Columnas No. 3 y 4)
- La máxima carga última fue obtenida en las columnas intermedias (I) de 1,22m y de área igual a 54cm², carga que bordea los 10000kg (10 toneladas)
- Al mantener la longitud de 1,22 m y disminuir su sección de 54cm² a 36 cm², se observa una importante disminución de los esfuerzos aproximadamente del 36% y además las columnas pasan de intermedias a largas respectivamente.

- Las columnas fallan en el sentido de su menor inercia.

Columnas tipo I No. 1-2 y No. 14-15 (Ver Tabla 16)

- Al mantener la sección e incrementar en 20 cm la longitud en las columnas los esfuerzos disminuyen en un 15% aproximadamente.

Tipo de falla

- El tipo de falla en las columnas intermedias (T.C -I) fue por aplastamiento y un menor pandeo
- El tipo de falla en las columnas largas (T.C -L) fue por pandeo

Criterio de Diseño de columnas

Debido a la incertidumbre en los resultados obtenidos por medio de los cálculos y además por no existir métodos de cálculo aplicables a nuestro estudio; se decidió valorar el diseño de columnas en base a los resultados obtenidos en los ensayos y a ecuaciones del diseño de columnas de acero, aplicadas en el método de esfuerzos de trabajo citadas en (Vazquez, 2001).

1. Las alas deben conectarse en forma continua al alma.
2. Tanto las alas como el alma de la columna tipo I debe ser pegada y clavada
3. La inercia en el sentido X e Y deben ser casi iguales para obtener una fuerza admisible mayor.

$$I_x \approx I_y$$
$$r_x \approx r_y$$

I Inercia
r radio de giro

4. Si colocamos rigidizadores laterales aumenta su capacidad (σ) y la longitud del rigidizador está en función de su radio de giro.

$$\mathbf{l_{rig} = 18r_{ala} \rightarrow \sigma \text{ sube } 10\%} \quad \textbf{Ecuación 42}$$

Simbología de la ecuación:

$\mathbf{l_{rig}}$ Longitud donde va el rigidizador lateral
$\mathbf{r_{ala}}$ Radio de giro del ala

5. Si colocamos en la columna apoyo lateral su capacidad (σ) aumenta debido a que se acorta la longitud y la esbeltez entonces disminuye.

6. En lo que se refiere al límite entre columnas intermedias y largas y que está dado por la relación de esbeltez $\lambda = C_k$, el coeficiente como resultado del calculado es alto y no refleja la realidad de los resultados en la clasificación de las columnas; por lo que se tuvo que modificar la Ec. 31 afectándola con el valor de $\sqrt{12}$.

$$C_k = \mathbf{2,433} \times \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad \text{(Ec. 31)}$$

$$C_k = \frac{\sqrt{\mathbf{12}}}{2{,}433} \times \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

$$\mathbf{C_k = 1,4235} \times \sqrt{\frac{\mathbf{E}}{\mathbf{f_c}}} \quad \text{(Ec. 39)}$$

Al reemplazar en la fórmula con los datos de la Inercia y esfuerzo admisible a compresión de la madera laminada contrachapada de 15mm de espesor, se obtuvo un valor aceptable de C_k.

$$\mathbf{C_k = 1,4235} \times \sqrt{\frac{50675\,\frac{kg}{cm^2}}{83{,}50\,\frac{kg}{cm^2}}}$$

$$\mathbf{C_k = 35,07}$$

7. La Ec. 30 correspondiente a la determinación de la carga admisible en columnas largas de igual manera su coeficiente producto del cálculo es muy alto y no puede ser aplicado, por lo que se lo afectó por el valor de $\sqrt{12}$, que modificó dicha ecuación y dio como resultado un valor aceptable y aplicable en este caso.

$$N_{adm} = \mathbf{3,9478} \times \frac{E \times A}{\lambda^2} \quad \text{(Ec. 30)}$$

$$N_{adm} = \frac{\sqrt{\mathbf{12}}}{3{,}9478} \times \frac{E \times A}{\lambda^2}$$

$$\mathbf{N_{adm} = 0,8775} \times \frac{\mathbf{E \times A}}{\boldsymbol{\lambda^2}} \quad \textbf{(Ec. 40)}$$

8. No se debe exceder su capacidad de resistencia a la compresión paralela.

$$\boldsymbol{\sigma_{\text{diseño}} < 83,50\ \frac{kg}{cm^2}}$$

CAPíTULO 4
PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON CUBIERTA LIGERA A DOS AGUAS

4.1. GEOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Geometría Arquitectónica en Planta:

- **Planta Baja**

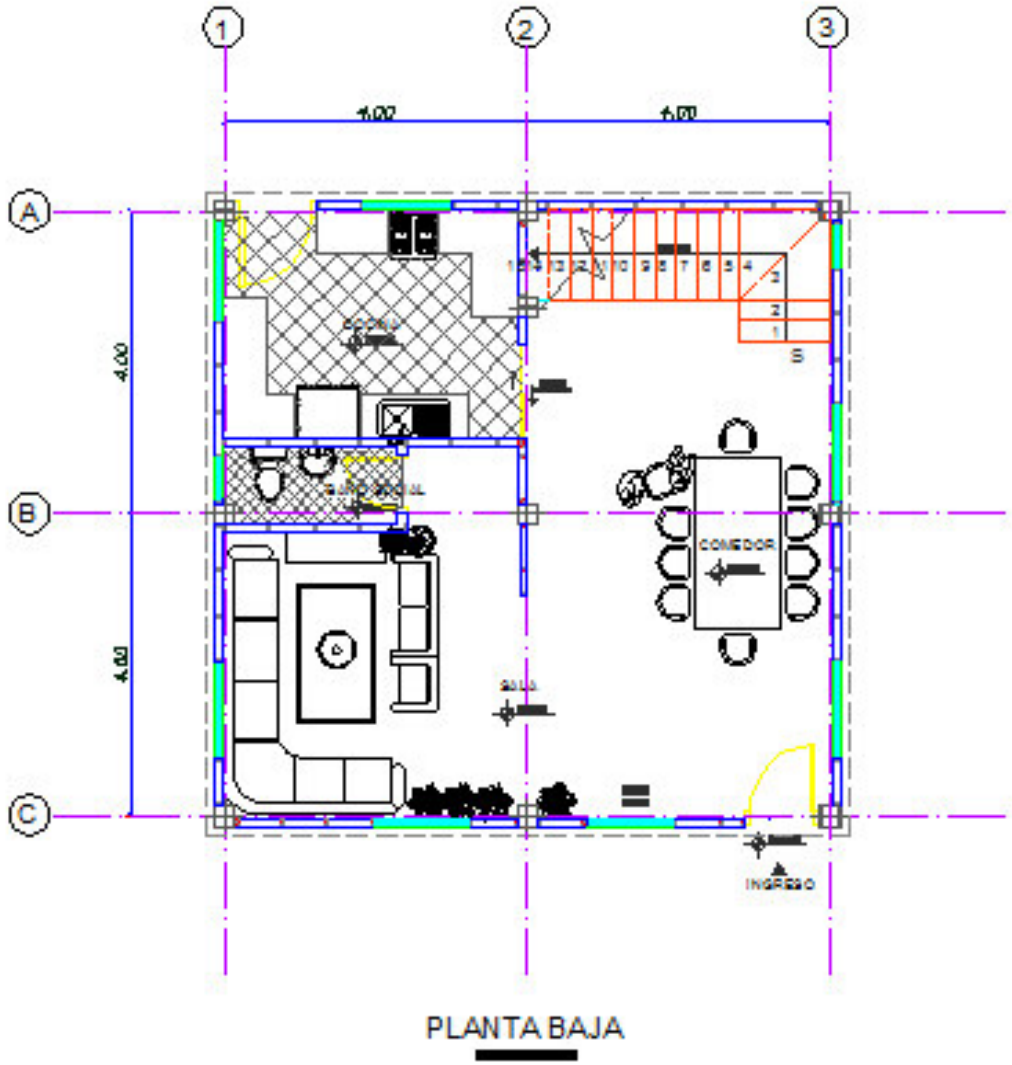


Figura 85 Plano Planta Baja

- **Planta Alta**

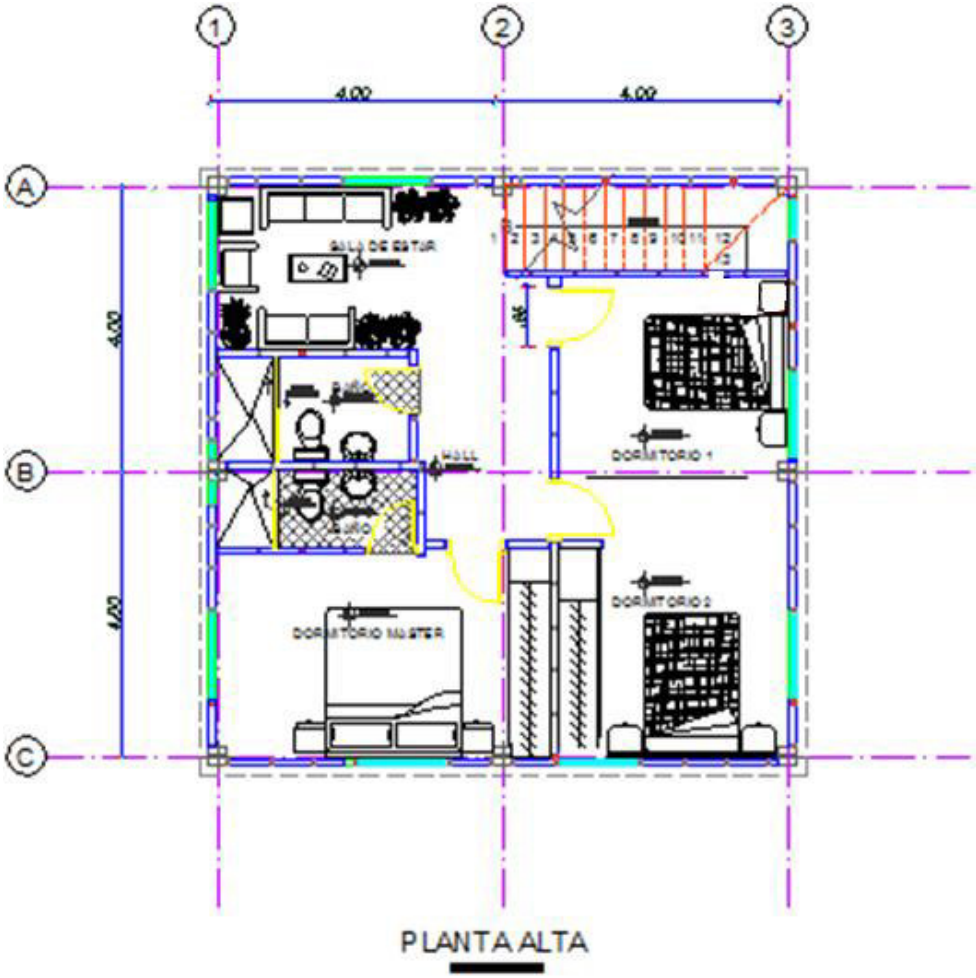


Figura 86 Plano Planta Alta

- **Cubierta**

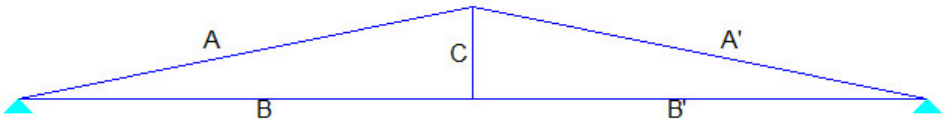


Figura 87 Elementos de la armadura seleccionada

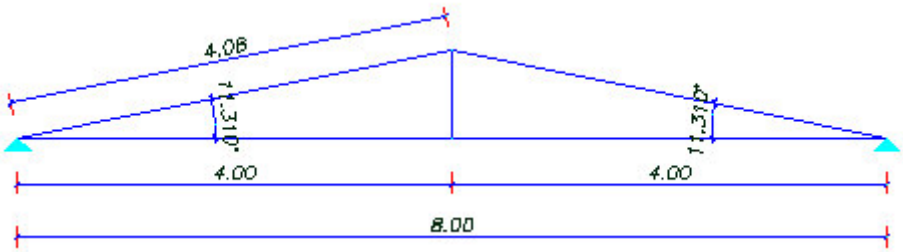


Figura 88 Dimensiones de la armadura seleccionada

4.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE SECCIÓN TIPO I SOMETIDOS A FLEXIÓN EN BASE A LOS REQUERIMIENTOS DEL MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO Y NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.

1) Definición de las bases de cálculo

   a) Propiedades del material
   b) Cargas a considerarse en el diseño
   c) Deflexiones admisibles
   d) Condiciones de apoyo, luz de cálculo así como espaciamiento
   e) Esbeltez del elemento

2) Efectos máximos; máximo momento flector M y máxima fuerza cortante V.
3) Establecer los esfuerzos admisibles de flexión, corte y módulo de elasticidad.
4) Calcular el momento de inercia I
5) Calcular el módulo de la sección Z
6) Deflexiones
7) Verificación del diseño
   - Módulo de la sección
   - Deflexiones
   - Esfuerzo cortante
   - Longitud necesaria de apoyo
8) Verificación de Pandeo Local
9) Verificación de Sección Lateralmente Soportada

4.3. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS DE SECCIÓN TIPO I SOMETIDOS A COMPRESIÓN

COMPRESIÓN AXIAL

1) Definición de las bases de cálculo

a) Grupo estructural de madera a utilizarse
b) Cargas a considerarse en el diseño
c) Condiciones de apoyo y factor de longitud efectiva.

2) Determinar efector máximos
3) Establecer los esfuerzos admisibles, módulo de elasticidad
4) Seleccionar una sección adecuada, extraer las propiedades geométricas de la sección elegida.
5) Calcular la esbeltez λ para cada dirección
6) Calcular la carga admisible.

FLEXO- COMPRESIÓN

7) Determinar la carga crítica de Euler
8) Calcular el factor de amplificación de momentos $\mathbf{k_m}$
9) Verificar que la ecuación sea satisfecha

$$\frac{\mathbf{N}}{\mathbf{N_{adm}}} + \frac{\mathbf{k_m} \times |\mathbf{M}|}{\mathbf{Z} \times \mathbf{f_m}} < \mathbf{1}$$

Ec. 9.8 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

FLEXO- TRACCIÓN

10) Verificar que las siguientes ecuaciones sean satisfechas:

$$\frac{\mathbf{N}}{\mathbf{A} \times \mathbf{f_t}} + \frac{|\mathbf{M}|}{\mathbf{Z} \times \mathbf{f_m}} < \mathbf{1}$$

Ec. 9.11 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

CAPíTULO 5
APLICACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO

5.1 DISEÑO DE VIGUETAS TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA

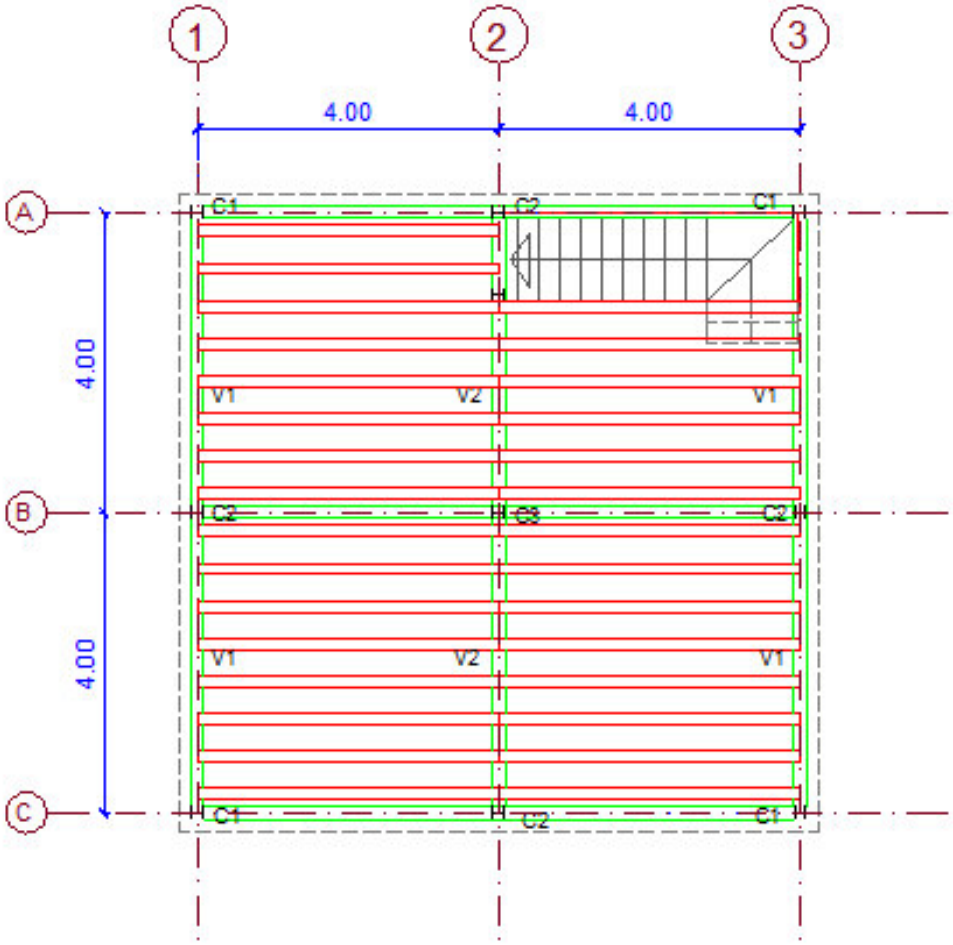


Figura 89 Plano de Distribución de Viguetas, Vigas (V-1, V-2) y Columnas (C1, C2, C3)

Diseño a flexión de viguetas que soportan un sistema de piso de tableros de madera laminada contrachapada, con una cobertura de Vinil y apoyado sobre vigas tipo I de madera laminada contrachapada.

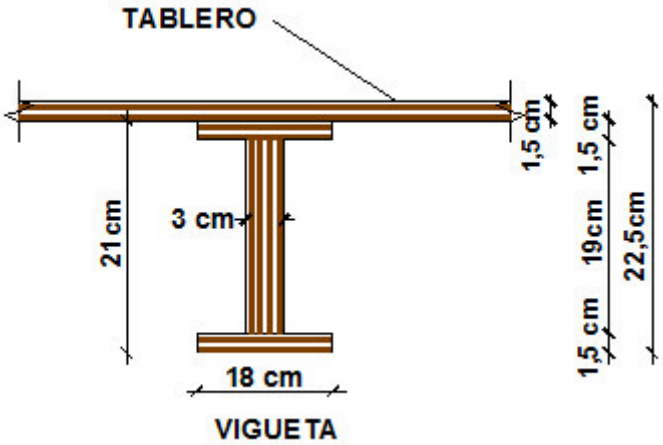


Figura 90 Sección Vigueta tipo I de madera laminada contrachapada

1) Definición de las bases del cálculo

a) Propiedades del material

Módulo de Elasticidad E	50675 kg/cm²
Peso específico de la madera laminada contrachapada	550 kg/cm³

b) Cargas a considerarse en el diseño

Luz	4,00m
Espaciamiento entre viguetas	0,48m
Cargas	
Acabados (vinil 2m x 20m x 2mm)	3,40 kg/m²
Tablero contrachapado de 15mm	8,25 kg/m²
Instalaciones	3,00 kg/m²
	Suma: 14,65 kg/m²

Peso propio vigueta	3,01 kg/m
Carga Viva (Residencias)	200,00 kg/m²
Carga viva repartida	96,00 kg/m

$$\mathrm{Wl} = 200\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} \times 0{,}48\ \mathrm{m} = 96\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

Carga muerta repartida	10,04 kg/m

$$\mathrm{Wd} = 14{,}65\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} \times 0{,}48\ \mathrm{m}\ + 3{,}01\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}} = 10{,}04\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

Carga Total W= (Wl + Wd)	**106,04 kg/m**

c) Deflexiones admisibles

De la Tabla 8.1 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984), caso (a) con cielo raso de yeso

- Para carga total Δ máx < L/300 (admisible)

$$\Delta \text{ máx} = \frac{L}{250} = \frac{400\text{cm}}{250} = \mathbf{1,60cm}$$

- Para sobrecarga Δ máx < L/350

$$\Delta \text{ máx} = \frac{L}{350} = \frac{400\text{cm}}{350} = \mathbf{1,14cm}$$

d) Condiciones de apoyo, luz de cálculo así como espaciamiento

Vigueta simplemente apoyada, con una luz libre de 4,00 m y espaciamiento entre viguetas de 0,48 m.

2) Efectos máximos; máximo momento flector M y máxima fuerza cortante V.

Momento máximo = $M_{máx} = \frac{W \times L^2}{8} = \frac{106{,}04\frac{kg}{m} \times (4{,}00m)^2}{8} = 212{,}06$ kgm

Cortante máximo = $V_{máx} = \frac{W \times L}{2} = \frac{106{,}04\frac{kg}{m} \times 4{,}00m}{2} = 212{,}06$ kg

3) Esfuerzos admisibles y Módulo de Elasticidad:

Esfuerzo a flexión	$f_b = 138\frac{kg}{cm^2}$
Esfuerzo a tracción paralela	$f_t = 75\frac{kg}{cm^2}$
Esfuerzo a compresión paralela	$f_c = 84\frac{kg}{cm^2}$
Esfuerzo a corte paralelo	$f_v = 13{,}50\frac{kg}{cm^2}$
Esfuerzo a compresión perpendicular	$F_\perp = 123\frac{kg}{cm^2}$
Módulo de Elasticidad	$E_{prom} = 63319\frac{kg}{cm^2}$

4) Cálculo del momento de inercia I:

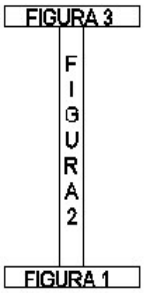


Figura 91 Sección Vigueta tipo I de madera laminada contrachapada

Tabla 22
Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección

	A	Yi	Ayi	Iyi	Ayi²
	cm²	cm	cm³	cm4	cm4
1	13,50	0,75	10,13	2,53	7,59
2	27,75	10,75	298,31	791,45	3206,86
3	27,00	21,50	580,50	20,25	12480,75
Σ	**68,25**		**888,94**	**814,23**	**15695,20**

Centro de gravedad

$$\bar{y} = \frac{\sum Ayi}{\sum A}$$

$$\bar{y} = \frac{888{,}94cm^3}{68{,}25cm^2}$$

$$\bar{y} = 13{,}02 \text{ cm}$$

Inercia en Y

$$Iy = \sum Iyi + \sum Ayi^2$$

$$I_y = 814{,}23 \text{ cm}^4 + 15695{,}20cm^4 = 16509{,}44 \text{ cm}^4$$

Inercia Centroidal

$$I_{xg} = 16509{,}44 \text{ cm}^4 + [68{,}25cm^2 \times (13{,}02cm)^2] = 4931{,}27cm^4$$

5) **Cálculo del módulo de la sección Ws:**

Módulo Resistente

hs=23-13,02=9,98cm

hi=13,02cm

Módulo Superior e Inferior

$$W_s = \frac{I_{xg}}{hs}$$

$$W_s = \frac{4931{,}27\ cm^4}{9{,}98\ cm} = 494{,}35cm^3$$

$$W_i = \frac{I_{xg}}{hi}$$

$$W_i = \frac{4931{,}27\ cm^4}{13{,}02\ cm} = 378{,}61cm^3$$

Esfuerzo calculado:

$$\boldsymbol{\sigma = \frac{M}{Wi}}$$

$$\sigma = \frac{21209kgcm}{378{,}61cm^3} = 56{,}02\frac{kg}{cm^2}$$

6) Deflexiones:

$$f_{cp} = \frac{5 \times Wd \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{cp} = \frac{5 \times 0{,}100 \times (400cm)^4}{384 \times 63319\frac{kg}{cm^2} \times 4931{,}27cm^4}$$

$$f_{cp} = 0{,}13cm$$

$$f_{cv} = \frac{5 \times Wl \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{cv} = \frac{5 \times 0{,}96\frac{kg}{cm} \times (400cm)^4}{384 \times 63319\frac{kg}{cm^2} \times 4931{,}27cm^4}$$

$$f_{cv} = 1{,}025cm$$

$$f_t = 1{,}8 \times f_{cp} + f_{cv}$$

$$f_t = 1{,}8 \times 0{,}134cm + 1{,}025 = 1{,}27cm$$

$$\mathbf{1{,}27cm < 1{,}60cm} \qquad \textbf{CUMPLE}$$

7) Verificación del diseño:

Esbeltez del elemento

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{4931{,}27cm^4}{68{,}25cm^2}} = 8{,}50cm$$

$$\lambda = \frac{400}{8{,}50} = 47{,}06$$

$$47{,}06 < 95 \textbf{ CUMPLE}$$

Módulo de la sección

$$\frac{M_{máx}}{f_m} \leq Z$$

$$\frac{21209\text{kg}-\text{cm}}{138\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 153{,}63\text{cm}^3$$

$$\mathbf{153{,}63cm^3 \leq 378{,}61cm^3 \ \ CUMPLE}$$

Inercia necesaria

- Para carga instantánea por sobrecarga

Inercia de la sección diseñada3699,13 cm^4

$$I_{diseño} \geq I_{necesaria}$$

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_{prom} \times \Delta_{máx}}$$

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{1{,}06\,\frac{Kg}{cm} \times (400cm)^4}{63319\,\frac{kg}{cm^2} \times 1{,}14cm}$$

$$I_{necesaria} = 4884{,}68cm^4$$

$$\mathbf{4931{,}27cm^4 > 4884{,}68cm^4 \ \ CUMPLE}$$

- Para carga total

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_{prom} \times \Delta_{final}}$$

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{1{,}06\,\frac{Kg}{cm} \times (400cm)^4}{63319\,\frac{kg}{cm^2} \times 1{,}60cm}$$

$$I_{necesaria} = 3489{,}05cm^4$$

$$I_{diseño} \geq I_{necesaria}$$

$$\mathbf{5496{,}79cm^4 > 3489{,}05cm^4 \ \ CUMPLE}$$

Esfuerzo cortante

$$F_{V\,actuante} < Fv$$

$$F_{V\,actuante} = \tau = \frac{V \times S}{b \times I}$$

$$F_{V\ actuante} = \frac{212{,}09kg \times 378{,}61cm^3}{1{,}5cm \times 4931{,}27cm^4}$$

$$F_{V\ actuante} = 5{,}96\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathbf{5,96\frac{kg}{cm^2} < 13,50\frac{kg}{cm^2}}\ \ \textbf{CUMPLE}$$

Longitud necesaria de apoyo

$$Lap = \frac{V}{b \times F'_{C\perp}}$$

$$Lap = \frac{212{,}09kg}{9cm \times 123\frac{kg}{cm^2}}$$

$$Lap = 0{,}19cm$$

8) Verificación de Pandeo Local

- **Para el alma**

tw = 15mm
tf = 15mm

$t_w \geq t_f$

t_w mín = 15mm

$\mathbf{15mm \geq 15mm}$ **El alma es compacta**

- **Para las alas**

b = 90mm
t = 15mm

$$\mathbf{\frac{b_f}{2t_f} \leq 3}$$

$$\mathbf{\frac{90}{2 \times 15} = 2}$$

$\mathbf{3 \leq 3}$ **Las alas son compactas**

Resultado: La sección de la vigueta es compacta

9) Verificación de sección Lateralmente Soportada

$$\mathbf{r_{ala} \leq 2,6}$$

$$\mathbf{r_{ala} = \sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$r_{ala} = \sqrt{\frac{\frac{1{,}5cm \times (9cm)^3}{12}}{1{,}5cm \times 9cm}} = 2{,}6$$

$$\mathbf{2,6 \leq 2,6}$$

Resultado: La sección es lateralmente soportada

Resultado final: La vigueta es soportada lateralmente; por tanto fallará a flexión y no por pandeo lateral; y, como su **sección es compacta** no fallará por pandeo local.

5.2 DISEÑO DE VIGA V1 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA

Diseño a flexión de Viga que soportan un sistema de piso de tableros de madera laminada contrachapada, con una cobertura de Vinil, viguetas, paredes de tableros verticales, instalaciones, peso propio de la viga y sobrecarga; y, apoyadas sobre columnas tipo I de madera laminada contrachapada.

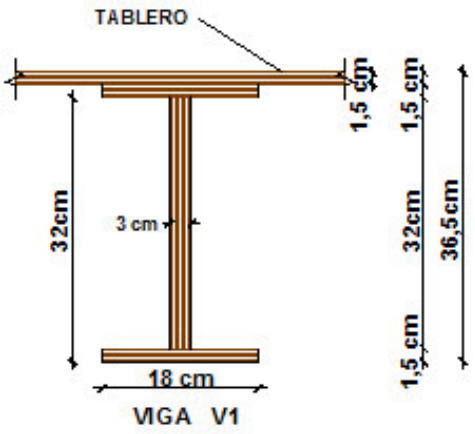


Figura 92 Sección Viga V1 tipo I de madera laminada contrachapada

1) **Definición de las bases de cálculo**

a) Propiedades del material

Considerado Madera del Grupo C

Módulo de Elasticidad Emín. 50675 kg/cm²

Peso específico de la madera laminada contrachapada 550 kg/cm³

b) Cargas a considerarse en el diseño

Luz 4,00 m

Ancho cooperante	2,00 m
CARGAS	
Acabados (Vinil 2m x 20m x 2mm)	3,40 kg/m²
Tablero contrachapado	8,25 kg/m²
Viguetas	6,27 kg/m²
Instalaciones	3,00 kg/m²
	Suma: 20,76 kg/m²
Carga Viva (Residencias)	200,00 kg/m²
Paredes (Tableros verticales)	70,00 kg/m
Peso propio viga	8,25 kg/m
Carga viva repartida	400,00 kg/m

$$\mathbf{Wl} = 200\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 2{,}0\text{ m} = 400\frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga muerta repartida	120,10 kg/m

$$\mathbf{Wd} = 20{,}76\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 2{,}0\text{ m} + 70\frac{\text{kg}}{\text{m}} + 8{,}25\frac{\text{kg}}{\text{m}} = 120{,}10\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Total W= (Wl+Wd) ` **520,10 kg/m**

c) Deflexiones admisibles

De la Tabla 8.1 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

- Para carga total Δ máx < L/300 (admisible)

$$\Delta\text{ máx} = \frac{\text{L}}{300} = \frac{400\text{cm}}{300} = \mathbf{1,33cm}$$

- Para sobrecarga solamente Δ máx < L/350

$$\Delta\text{ máx} = \frac{\text{L}}{360} = \frac{400\text{cm}}{360} = \mathbf{1,11cm}$$

d) Condiciones de apoyo, luz de cálculo así como espaciamiento

Viga simplemente apoyada, con una luz libre de 4,00 m

2) Efectos máximos; máximo momento flector M y máxima fuerza cortante V.

Momento máximo =

$$\text{M}_{\text{máx}} = \frac{\text{W}\times\text{L}^2}{8} = \frac{520{,}10\frac{\text{kg}}{\text{m}}\times(4{,}00\text{m})^2}{8} = 1040{,}19\text{kgm} = 1{,}04\text{Tm}$$

Cortante máximo $= V_{máx} = \frac{W \times L}{2} = \frac{520{,}10\frac{kg}{m} \times 4{,}00m}{2} = 1040{,}19kg = 1{,}04T$

3) Esfuerzos admisibles

Esfuerzo a flexión $F_b = 138\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a tracción paralela $F_t = 75\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a compresión paralela $F_c = 84\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a corte paralelo $F_v = 13{,}50\ \frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a compresión perpendicular $F_\perp = 123\frac{kg}{cm^2}$

Módulo de Elasticidad $E_{min} = 50675\ \frac{kg}{cm^2}$

4) Cálculo del momento de inercia I

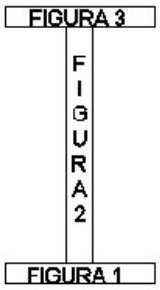


Figura 93 Sección Viga tipo I de madera laminada contrachapada

Tabla 23
Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección [cm]

Fig	A	Yi	Ayi	Iyi	Ayi²
1	27,00	0,75	20,25	5,06	15,19
2	96,00	17,50	1680,00	8192,00	29400,00
3	54,00	35,00	1890,00	40,50	66150,00
Σ	**177,00**		**3590,25**	**8237,56**	**95565,19**

Centro de gravedad

$$\bar{y} = \frac{\sum Ayi}{\sum A}$$

$$\bar{y} = \frac{3590{,}25cm^3}{177cm^2}$$

$$\bar{y} = 20{,}28\ cm$$

Inercia en Y

$$Iy = \sum Iyi + \sum Ayi^2$$

$$I_y = 10728{,}88\ cm^4 + 75755{,}25cm^4 = 80757{,}00\ \ cm^4$$

Inercia Centroidal

$$I_{xg} = 8237{,}56\ cm^4 - [177cm \times (20{,}28cm)^2] = 30978{,}48cm^4$$

5) Cálculo del módulo de la sección Z

Módulo Resistente

hs= 16,22cm

hi= 20,28cm

Módulo Superior $W_s = \frac{30978{,}48\ cm^4}{16{,}22cm} = 1910{,}35cm^3$

Módulo Inferior $W_i = \frac{30978{,}48\ cm^4}{20{,}28cm} = 1527{,}25cm^3$

6) Esfuerzo calculado

$$\boldsymbol{\sigma = \frac{M}{Wi}}$$

$$\sigma = \frac{104019}{1527{,}25} = 54{,}45\frac{kg}{cm^2}$$

7) Deflexiones

$$f_{cp} = \frac{5 \times Wd \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{cp} = \frac{5 \times 1{,}20\frac{kg}{cm} \times (400cm)^4}{384 \times 50675\frac{kg}{cm^2} \times 30978{,}48cm^4}$$

$$\mathbf{f_{cp} = 0{,}26cm}$$

$$f_{cv} = \frac{5 \times Wl \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{cv} = \frac{5 \times 4\frac{kg}{cm} \times (400cm)^4}{384 \times 50675\frac{kg}{cm^2} \times 30978{,}48cm^4}$$

$$f_{cv} = 0{,}85cm$$

$$f_t = 1{,}8 \times f_{cp} + f_{cv}$$

$$f_t = 1{,}8 \times 0{,}26cm + 0{,}85cm$$

$$\mathbf{f_t = 1{,}31cm}$$

$$\mathbf{f_t < \frac{L}{250}}$$

1,31cm < 1,6cm CUMPLE

8) Verificación del diseño

Esbeltez del elemento

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{30978{,}48cm^4}{177cm^2}} = 13{,}23cm$$

$$\lambda = \frac{400}{13{,}23} = 30{,}24$$

$30{,}24 < 95$ **CUMPLE**

Módulo de la sección

$$\mathbf{S} = 1527{,}25cm^3$$

$$\frac{M_{máx}}{F'b} \leq S$$

$$\frac{104019kgcm}{138{,}05\frac{\mathbf{N}}{\mathbf{mm^2}}} \leq S$$

$753{,}48cm^3 \leq 1\,527{,}25cm^3$ **CUMPLE**

Inercia necesaria

Para carga instantánea por sobrecarga

Inercia de la sección diseñada 29934,86 cm^4

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_{min} \times \Delta_{máx}}$$

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{5{,}20\frac{Kg}{cm} \times (400cm)^4}{50675\frac{kg}{cm^2} \times 1{,}14cm}$$

$$I_{necesaria} = 29934{,}86cm^4$$

$$\mathbf{I_{diseño} > I_{necesaria}}$$

$30978{,}48cm^4 > 29934{,}86cm^4$ **CUMPLE**

Para carga total

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_{min} \times \Delta_{máx}}$$

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{5{,}20\,\frac{Kg}{cm} \times (400cm)^4}{50675\,\frac{kg}{cm^2} \times 1{,}60cm}$$

$$I_{necesaria} = 21382{,}05cm^4$$

$$\mathbf{I_{diseño} > I_{necesaria}}$$

$$30978{,}48 > 21382{,}05cm^4 \quad \textbf{CUMPLE}$$

Esfuerzo cortante:

$$\mathbf{F_{V\ actuante} < f_V}$$

$$\mathbf{F_{V\ actuante} = \tau = \frac{V \times S}{b \times I}}$$

$$f_{V\ actuante} = \frac{1040{,}19kg \times 1527{,}25cm^3}{2 \times 1{,}5cm \times 30978{,}48cm^4}$$

$$f_{V\ actuante} = 17{,}09\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$17{,}09\,\frac{kg}{cm^2} < 13{,}50\,\frac{kg}{cm^2} \quad \textbf{NO CUMPLE}$$

- El valor del Cortante no cumple por lo tanto a una distancia L/4 desde los extremos de la viga hacia el centro de la misma, se colocará refuerzos en el alma para cumplir con dicho valor.

$$f_{V\ actuante} = \frac{1040{,}19kg \times 1527{,}25cm^3}{4 \times 1{,}5cm \times 30978{,}48cm^4}$$

$$f_{V\ actuante} = 9{,}07\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$9{,}07\,\frac{kg}{cm^2} < 13{,}50\,\frac{kg}{cm^2} \quad \textbf{CUMPLE}$$

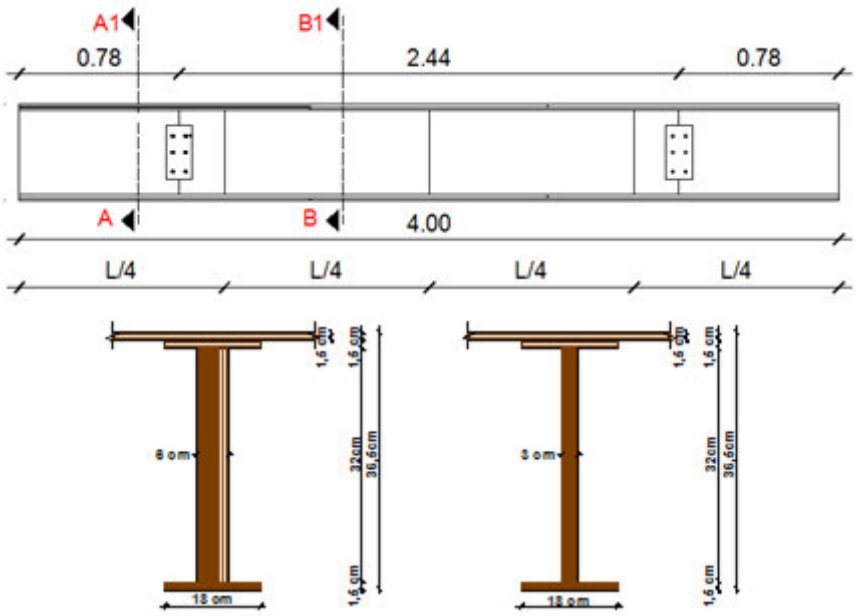


Figura 94 Viga Tipo I (V1) Detalle y Cortes

Longitud necesaria de apoyo:

$$\mathbf{Lap} = \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{b} \times \mathbf{f_{C\perp}}}$$

$$\text{Lap} = \frac{1050{,}75\text{kg}}{3{,}0\text{cm} \times 123\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\text{Lap} = 1{,}42\text{cm}$$

9) Verificación de Pandeo Local

- **Para el alma**

tw = 30,00mm
tf = 15,00mm

$t_w \geq t_f$; t_w mín.= 15mm

30mm ≥ 15mm **El alma es compacta**

- **Para las alas**

bf = 180mm
tf = 30mm

$$\frac{\mathbf{b_f}}{\mathbf{2t_f}} \leq \mathbf{3}$$

$$\frac{\mathbf{180}}{\mathbf{2 \times 30}} = \mathbf{3}$$

3 ≤ 3 LAS ALAS SON COMPACTAS

Resultado: La sección de la viga es compacta

10) Verificación de sección lateralmente soportada

$$\mathbf{r_{ala}} = \sqrt{\frac{\mathbf{I}}{\mathbf{A}}}$$

$$r_{ala} = \sqrt{\frac{\frac{180cm \times (30m)^3}{12}}{180cm \times 30cm}} = 5{,}20$$

$$r_{ala} \leq 5{,}20$$

$$\mathbf{5,20 \leq 2,6} \quad \textbf{NO CUMPLE}$$

Resultado: La sección de la viga no es lateralmente soportada por lo que requiere de arriostramientos laterales.

En el alma de la viga tipo I van conectadas las viguetas cada 48 cm y sobre éstas se encuentra el sistema de piso por lo que la viga es lateralmente soportada. CUMPLE

Resultado final: La viga es soportada lateralmente, por tanto fallará a flexión y no por pandeo lateral; y, como su sección es compacta no fallará por pandeo local.

5.3 DISEÑO DE VIGA V2 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA

Diseño a flexión de vigas que soportan un sistema de piso de tableros de madera laminada contrachapada, con una cobertura de Vinil, viguetas, paredes de tableros verticales, instalaciones, peso propio de la viga y sobrecarga; y, apoyadas sobre columnas tipo I de madera laminada contrachapada.

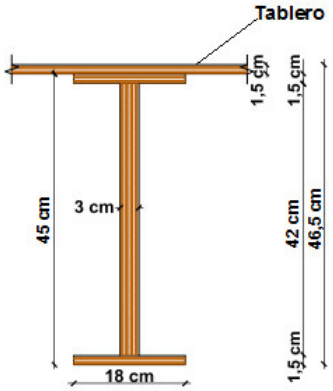


Figura 95 Sección Viga V2 tipo I de madera laminada contrachapada

1) Definición de las bases de cálculo

a) Propiedades del material

Módulo de Elasticidad Emín	50675 kg/cm²
Peso específico de la madera laminada contrachapada	550 kg/cm³

b) Cargas a considerarse en el diseño

Luz	4,00m
Ancho cooperante	4,00m

CARGAS

Acabados (Vinil 2m x 20m x 2mm)	3,40 kg/m²
Tablero contrachapado	8,25 kg/m²
Viguetas	6,27 kg/m²
Instalaciones	3,00 kg/m²
	Suma: 20,92 kg/m²

Paredes (Tableros verticales)	70,00 kg/m²
Peso propio viga	9,90 kg/m
Carga Viva (Residencias)	200,00 kg/m²
Carga viva repartida	800,00 kg/m

$$\mathrm{Wl} = 200\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} \times 4{,}0\ \mathrm{m} = 800\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

Carga muerta repartida 125,38 kg/m

$$\mathrm{Wd} = 20{,}92\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} \times 4{,}0\ \mathrm{m}\ + 70\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}} + 9{,}90\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}} = 163{,}59\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

Carga Total W= (Wl+Wd) ` 963,59**kg/m**

c) Deflexiones admisibles

- Para carga total Δ máx < L/300 (admisible)

$$\Delta\ \text{máx} = \frac{\mathrm{L}}{250} = \frac{400\mathrm{cm}}{250} = \mathbf{1,60cm}$$

- Para sobrecarga solamente Δ máx < L/350

$$\Delta\ \text{máx} = \frac{\mathrm{L}}{350} = \frac{400\mathrm{cm}}{350} = \mathbf{1,14cm}$$

d) Condiciones de apoyo, luz de cálculo así como espaciamiento

Viga simplemente apoyada, con una luz libre de 4,00 m.

2) **Efectos máximos; máximo momento flector M y máxima fuerza cortante V.**

Momento máximo

$$M_{máx} = 1927{,}18\ \text{kgm} = \ 1{,}93\ \text{Tm}$$

Cortante máximo

$$V_{máx} = 1927{,}18\ \text{kg} = \ 1{,}93\text{T}$$

3) **Esfuerzos admisibles**

Esfuerzo a flexión $F_b = 138\,\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a tracción paralela $F_t = 75\,\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a compresión paralela $F_c = 84\,\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a corte paralelo $F_v = 13{,}50\ \frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a compresión perpendicular $F_\perp = \ 123\,\frac{kg}{cm^2}$

Módulo de Elasticidad $E_{min} = 50675\ \frac{kg}{cm^2}$

4) **Cálculo del momento de inercia I**

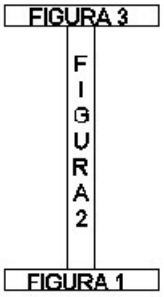


Figura 96 Sección Viga tipo I de madera laminada contrachapada

Tabla 24

Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección

	A	Yi	Ayi	Iyi	Ayi²
1	27,00	0,75	20,25	5,06	15,19
2	126,00	22,50	2835,00	18522,00	63787,50
3	54,00	45,00	2430,00	40,50	109350,00
	207,00		**5285,25**	**18567,56**	**173152,69**

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ayi}{\sum A}$$

$$\bar{y} = \frac{5285,25}{207}$$

$$\bar{y} = 25,53 \text{ cm}$$

Inercia en Y:

$$Iy = \sum Iyi + \sum Ayi^2$$

$$I_y = 18567,56 \text{ cm}^4 + 173152,69 \text{cm}^4$$

$$I_y = 191720,25 \text{ cm}^4$$

Inercia Centroidal:

$$I_{xg} = 191720,25 \text{ cm}^4 + [207\text{cm}^2 \times (25,53\text{cm})^2]$$

$$I_{xg} = 56774,03\text{cm}^4$$

5) Cálculo del módulo de la sección Z

Módulo Resistente

hs=20,97 cm
hi= 25,53cm

Módulo Superior

$$W_s = \frac{I_{xg}}{hs}$$

$$W_s = \frac{56774,03 \text{ cm}^4}{20,97 \text{ cm}}$$

$$W_s = 2707,73\text{cm}^3$$

Módulo Inferior

$$W_i = \frac{56774,03 \text{ cm}^4}{25,53 \text{ cm}}$$

$$W_i = 2223,59\text{cm}^3$$

6) Esfuerzo Calculado

$$\sigma = \frac{M}{Wi}$$

$$\sigma = \frac{192719\text{kg}}{2223,59\text{cm}^3}$$

$$\boldsymbol{\sigma = 86,67 \frac{kg}{cm^2}}$$

7) Deflexiones

$$f_{cp} = 0,19\text{cm}$$

$$f_{cv} = 0,93\text{cm}$$

$$f_t = 1{,}8 \times f_{cp} + f_{cv}$$

$$f_t = 1{,}8 \times 0{,}19cm + 0{,}93cm$$

$$\mathbf{f_t = 1{,}27cm \ < 1{,}60} \ \ \textbf{CUMPLE}$$

8) Verificación del diseño

Esbeltez del elemento

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r} < 95$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{56774{,}03cm^4}{207cm^2}} = 16{,}56cm$$

$$\lambda = 24{,}15$$

$$\mathbf{24{,}15 < 95} \ \ \textbf{CUMPLE}$$

Módulo de la sección

$$\mathbf{S} = 2223{,}59cm^3$$

$$\frac{M_{máx}}{F'b} \leq S$$

$$\frac{192719kgcm}{135\frac{kg}{cm^2}} \leq S$$

$$1395{,}98\ cm^3 \leq 2223{,}59cm^3 \ \ \textbf{CUMPLE}$$

Inercia necesaria

- Para carga instantánea por sobrecarga

  Inercia de la sección diseñada$55147{,}13\ cm^4$

$$\mathbf{I_{diseño} > I_{necesaria}}$$

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{0{,}96\frac{Kg}{cm} \times (400cm)^4}{50675\frac{kg}{cm^2} \times 1{,}14cm}$$

$$I_{necesaria} = 55460{,}91cm^4$$

$$\mathbf{56774{,}03cm^4 > 55460{,}91cm^4} \ \ \textbf{CUMPLE}$$

- Para carga total

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{0{,}96\frac{Kg}{cm} \times (400cm)^4}{50675\frac{kg}{cm^2} \times 1{,}60cm}$$

$$I_{necesaria} = 39614{,}94cm^4$$

$$\mathbf{56774{,}03cm^4 > 39614{,}94cm^4 \quad CUMPLE}$$

Esfuerzo cortante

$$\mathbf{F_{V\ actuante} < F_V}$$

$$F_{V\ actuante} = \tau = \frac{V \times S}{b \times I}$$

$$F_{V\ actuante} = \tau = \frac{1927{,}19 \times 2223{,}59}{3 \times 56774{,}03}$$

$$F_{V\ actuante} = 25{,}16 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathbf{25{,}16 \frac{kg}{cm^2} < 13{,}50 \frac{kg}{cm^2} \quad NO\ CUMPLE}$$

- El valor del Cortante no cumple por lo tanto a una distancia L/4 desde los extremos de la viga hacia el centro de la misma, se colocará refuerzos en el alma para cumplir con dicho valor.

$$f_{V\ actuante} = \frac{1941{,}05kg \times 3117{,}32cm^3}{4 \times 1{,}5cm \times 76016{,}36cm^4}$$

$$f_{V\ actuante} = 13{,}27 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathbf{13{,}27 \frac{kg}{cm^2} < 13{,}50 \frac{kg}{cm^2} \quad CUMPLE}$$

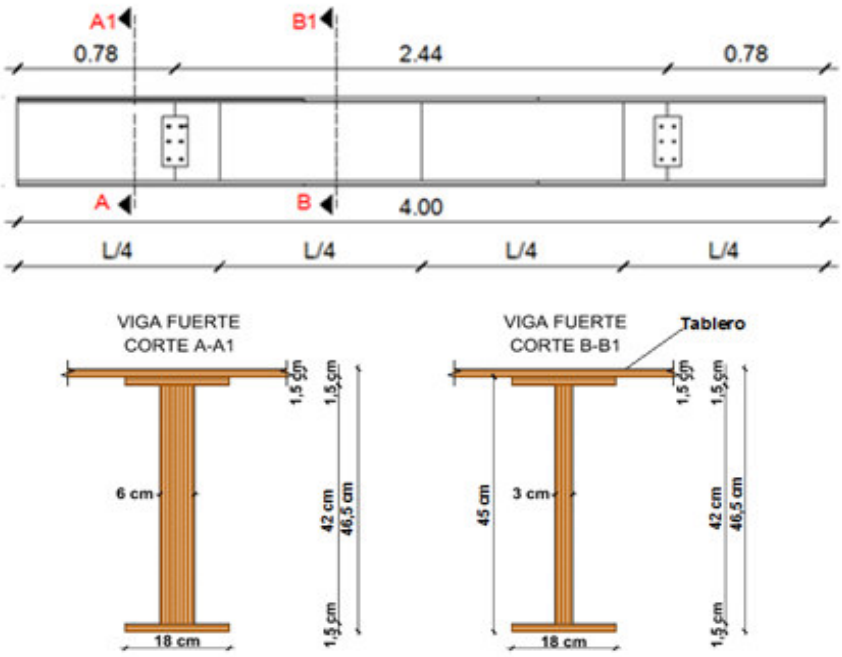


Figura 97 Viga Tipo I (V2) Detalle y Cortes

Longitud necesaria de apoyo

$$Lap = \frac{V}{b \times F'_{C\perp}}$$

$$Lap = \frac{1941{,}05kg}{18cm \times 123\frac{kg}{cm^2}}$$

$$Lap = 0{,}88cm$$

9) Verificación de Pandeo Local

Para el alma

tw = 30,00mm
tf = 15,00mm

$$\mathbf{t_w \geq t_f \quad t_w\ mín = 15mm}$$

$$\mathbf{30mm \geq 15mm}$$ **El alma es compacta**

Para las alas

bf = 180mm
tf = 30mm

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 3$$

$$\frac{180}{2 \times 30} = 3$$

$3 \leq 3$ LAS ALAS SON COMPACTAS

Resultado: La sección de la viga es compacta

10) Verificación de sección lateralmente soportada

$$r_{ala} \leq 2{,}6$$

$$r_{ala} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r_{ala} = \sqrt{\frac{\frac{180cm \times (30m)^3}{12}}{180cm \times 30cm}} = 5{,}20$$

$5,20 \leq 2,6$ NO CUMPLE

Resultado: La sección de la viga no es lateralmente soportada por lo que requiere de arriostramientos laterales.

En el alma de la viga tipo I van conectadas las viguetas cada 48 cm y sobre éstas se encuentra el sistema de piso por lo que la viga es lateralmente soportada. CUMPLE

Resultado final: La viga es soportada lateralmente y por tanto fallará a flexión y no por pandeo lateral; y, como su **sección es compacta** no fallará por pandeo local

5.4 DISEÑO DE COLUMNA C1 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA

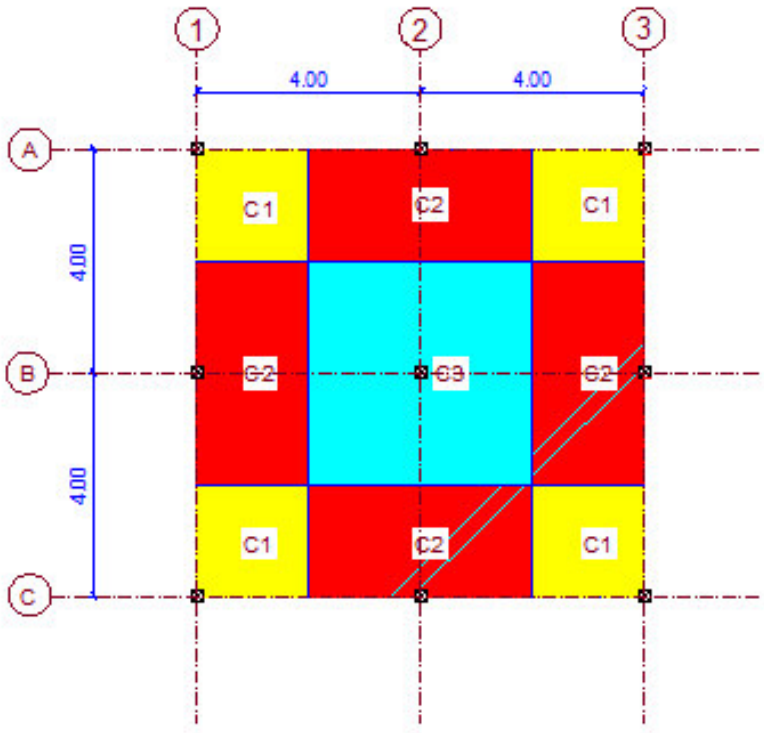


Figura 98 Áreas cooperantes para columnas tipo I de madera laminada contrachapada

COMPRESIÓN AXIAL

1) Bases de cálculo

a) Grupo estructural de madera a utilizarse:

Se usa madera laminada contrachapada de 15mm de espesor.

b) Cargas a considerarse en el diseño:

Las cargas aplicadas provenientes de la cubierta, tabla laminada contrachapada, acabados (Vinil), viguetas, vigas, paredes de tableros verticales e instalaciones; que se apoyan en la columna y que se la representa como una carga concentrada.

c) Condiciones de apoyo y factor de longitud efectiva.

Se considera la columna con un extremo empotrado y el otro extremo impedido de rotar, pero libre de desplazarse, por lo que se toma el valor de k=1,2 (Caso 2 Tabla 9.1 Longitud Efectiva (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984). Se podría tomar un valor menor debido a que las paredes son de tabiquería (tableros verticales), que impiden el desplazamiento lateral, entonces el valor de longitud efectiva se reduce a un valor menor incluso de 1, pero por razones de seguridad tomamos dicho valor.

$$\mathbf{L_{ef} = k \times L}$$

$$L_{ef} = 1{,}2 \times 2{,}7\text{m} = 3{,}24\text{m}$$

2) Efectos máximos

Área cooperante	4m²
Número de Pisos	2
Cargas	
Tablero contrachapado	8,25 kg/m²
Acabados (Vinil 2mx20mx2mm)	3,40 kg/m²
Viguetas	6,27 kg/m²
Vigas	2,45 kg/m²
Paredes (Tableros verticales)	17,50 kg/m²
Instalaciones	3,00 kg/m²
	40,88 kg/m²
Peso por carga muerta entrepiso	40,88 kg/m²
Peso por carga muerta en cubierta	32,69 kg/m²
Sobrecarga del entrepiso	200,00 kg/m²
Sobrecarga Cubierta	70,00 kg/m²

$$\text{P_máx} = \text{Wentrepiso} \times \text{A.coop.} + \text{Wcubierta} \times \text{A.coop} + \text{Sobrecarga entrepiso} \times \text{A.coop.} + \text{Sobrecarga cubierta} \times \text{A.coop.}$$

$$P_{máx} = 40{,}88\,\frac{kg}{m^2} \times 4m^2 + 32{,}69\,\frac{kg}{m^2} \times (2 \times 2{,}30)m^2 + 200\,\frac{kg}{m^2} \times 4m^2 + 70\,\frac{kg}{m^2} \times 4m^2$$

$$\mathbf{P_{máx} = 1435{,}87\ kg}$$

3) Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad

Emín = 50675 kg/cm²
fc = 83,50 kg/cm²
Ck = 35,07

4) Sección

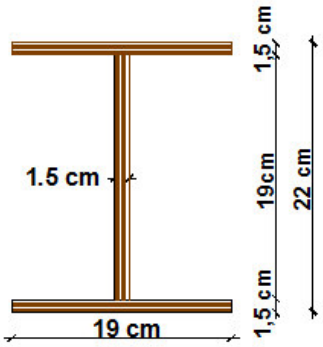


Figura 99 Sección Columna C1 tipo I de madera laminada contrachapada

Tabla 25
Dimensiones Columnas tipo C1

COLUMNAS	DIMENSIONES						A
	ala	alma	t	h	L		
No.	cm						cm²
C1	19	19	1,5	22	270		85,50

5) Esbeltez λ

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{4089{,}16cm^4}{94{,}50cm^2}} = 6{,}92cm$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r} = \frac{324cm}{6{,}92cm} = 46{,}85$$

$$46{,}85 < 95$$

$$\mathbf{C_k > \lambda < 95}$$

El elemento estructural se trata de una Columna Larga

6) Carga admisible

$$\mathbf{N_{adm} > P_{máx}}$$

$$N_{adm} = 0{,}8775 \times \frac{E_{mín} \times A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0{,}8775 \times \frac{50675 \times 85{,}50}{46{,}85^2} = 1732{,}15 \text{ kg}$$

$$\mathbf{1732{,}15kg > 1435{,}87\ kg}\ \ \textbf{CUMPLE}$$

7) Esfuerzo calculado

$$\sigma = \frac{1435{,}87}{85{,}50} = 16{,}79$$

$$16{,}79\frac{kg}{cm^2} < 83{,}50\frac{kg}{cm^2}\ \ \textbf{CUMPLE}$$

Resultado: La sección de la columna es adecuada

5.5 DISEÑO DE COLUMNA C2 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA COMPRESIÓN AXIAL

1) Bases de cálculo

a) Grupo estructural de madera a utilizarse:

Se usa madera laminada contrachapada de 15mm de espesor.

b) Cargas a considerarse en el diseño:

Las cargas aplicadas provenientes de la cubierta, tabla laminada contrachapada, acabados (Vinil), viguetas, vigas, paredes de tableros verticales e instalaciones; que se apoyan en la columna y que se la representa como una carga concentrada.

c) Condiciones de apoyo y factor de longitud efectiva

Se considera la columna con un extremo empotrado y el otro extremo impedido de rotar, pero libre de desplazarse, por lo que se toma el valor de k=1,2. Se podría tomar un valor menor debido a que las paredes son de tabiquería (tableros verticales), que impiden el desplazamiento lateral, entonces el valor de longitud efectiva se reduce a un valor menor incluso de 1, pero por razones de seguridad tomamos dicho valor.

k=1,2 Caso 2 Tabla 9.1 Longitud Efectiva (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

$$L_{ef} = k \times L$$

$$L_{ef} = 1{,}2 \times 2{,}7m = 3{,}24m$$

2) Efectos máximos

Área cooperante	4m²
Número de Pisos	2
Cargas	
Tablero contrachapado	8,25 kg/m²
Acabados (Vinil 2mx20mx2mm)	3,40 kg/m²
Viguetas	6,27 kg/m²
Vigas	2,45 kg/m²
Paredes (Tableros verticales)	17,50 kg/m²
Instalaciones	3,00 kg/m²
	40,88 kg/m²
Peso por carga muerta entrepiso	40,88 kg/m²
Peso por carga muerta en cubierta	32,69 kg/m²
Sobrecarga del Entrepiso	200,00 kg/m²
Sobrecarga Cubierta	70,00 kg/m²

$$P_máx = \text{Wentrepiso} \times \text{A. coop.} + \text{Wcubierta} \times \text{A. coop} + \text{Sobrecarga entrepiso} \times \text{A. coop.} + \text{Sobrecarga cubierta} \times \text{A. coop.}$$

$$P_{máx} = 40{,}88\,\frac{kg}{m^2} \times 8m^2 + 32{,}69\,\frac{kg}{m^2} \times (4 \times 2{,}30)m^2 + 200\,\frac{kg}{m^2} \times 8m^2 + 70\,\frac{kg}{m^2} \times (4 \times 2{,}30)m^2$$

$$\mathbf{P_{máx} = 2871{,}75 kg}$$

3) Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad

Emín	=	50675 kg/cm²
fc	=	83,50 kg/cm²
Ck	=	35,07

4) Sección

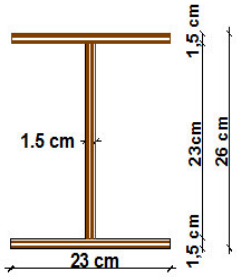


Figura 100 Sección Columna C1 tipo I de madera laminada contrachapada

Tabla 26
Dimensiones Columnas tipo C2

COLUMNAS	DIMENSIONES						A
	ala	alma	t	h	L		
No.	cm						cm²
C1	23	23	1,5	26	270		103,50

5) Esbeltez λ

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{7313{,}28\text{cm}^4}{103{,}50\text{cm}^2}} = 8{,}41\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r} = \frac{324\text{cm}}{8{,}41\text{cm}} = 38{,}54$$

$$38{,}54 < 95$$

$$\mathbf{C_k > \lambda < 95}$$

El elemento estructural se trata de una Columna Larga

6) Carga admisible

$$\mathbf{N_{adm} > P_{máx}}$$

$$N_{adm} = 00{,}8775 \times \frac{E_{mín} \times A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0{,}8775 \times \frac{50675 \times 103{,}50}{38{,}54} = 3097{,}87 \text{ kg}$$

$$\mathbf{3097{,}87\text{kg} > 2871{,}75 \text{ kg}} \quad \textbf{CUMPLE}$$

7) Esfuerzo calculado

$$\sigma = \frac{2871{,}75}{103{,}50} = 16{,}79$$

$$27{,}75\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 83{,}50\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \textbf{CUMPLE}$$

Resultado: La sección de la columna es adecuada

5.6 DISEÑO DE COLUMNA C3 TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA

COMPRESIÓN AXIAL

1) Bases de cálculo

a) Grupo estructural de madera a utilizarse

Se usa madera laminada contrachapada de 15mm de espesor.

b) Cargas a considerarse en el diseño

Las cargas aplicadas provenientes de la cubierta, tabla laminada contrachapada, acabados (Vinil), viguetas, vigas, paredes de tableros verticales e instalaciones; que se apoyan en la columna y que se la representa como una carga concentrada.

c) Condiciones de apoyo y factor de longitud efectiva

Se considera la columna empotrada en un extremo y en el otro extremo impedido parcialmente de rotar y libre de desplazarse, correspondiente al Caso 3 de la Tabla 9.1 Longitud Efectiva (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984).

k=1,5

Longitud efectiva $L_{ef} = k \times L$

$L_{ef} = 1{,}5 \times 2{,}7m = 4{,}05m$

2) Efectos máximos

Área cooperante	16m²
Número de Pisos	2

Cargas

Paredes (Tableros verticales)	17,50 kg/m²
Tablero contrachapado	8,25 kg/m²
Acabados (Vinil 2mx20mx2mm)	3,40 kg/m²
Viguetas	6,11 kg/m²
Vigas	2,45 kg/m²
Instalaciones	3,00 kg/m²
	40,88 kg/m²

Peso por carga muerta entrepiso	40,88 kg/m²
Peso por carga muerta en cubierta	32,69 kg/m²
Sobrecarga del Entrepiso	200,00 kg/m²
Sobrecarga Cubierta	70,00 kg/m²

$$P_máx = \quad Wentrepiso \times A.coop. + Wcubierta \times A.coop + Sobrecarga\ entrepiso \times A.coop. + Sobrecarga\ cubierta \times A.coop.$$

$$P_{máx} = 40{,}88\,\frac{kg}{m^2} \times 16m^2 + 32{,}69\,\frac{kg}{m^2} \times 16m^2 + 200\,\frac{kg}{m^2} \times 16m^2 + 70\,\frac{kg}{m^2} \times 16m^2$$

$$\mathbf{P_{máx} = 5497{,}04\ kg}$$

3) Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad

Emín	=	50675 kg/cm²
fc	=	83,50 kg/cm²
Ck	=	35,07

4) Sección

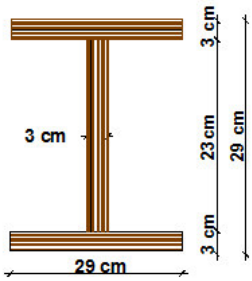


Figura 101 Sección Columna C3 tipo I de madera laminada contrachapada

Tabla 27

Dimensiones columnas tipo C3:

COLUMNAS	DIMENSIONES						A
	ala	alma	t	h	L		
No.	cm						cm²
C3	29	23	3	29	270		243

5) Esbeltez λ para cada dirección

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{25252{,}75cm^4}{243cm^2}} = 10{,}19cm$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r}$$

$$\lambda = \frac{405}{10,19} = 39,73$$

$$\mathbf{C_k < \lambda < 95}$$

El elemento estructural corresponde a una Columna Larga

6) Carga admisible

$$\mathbf{N_{adm} > P_{máx}}$$

$$N_{adm} = 00,8775 \times \frac{E_{mín} \times A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0,8775 \times \frac{50675 \times 103,50}{39,73} = 8890,88 \text{ kg}$$

$$\mathbf{8890,88kg > 5497,04\ kg}\ \ \textbf{CUMPLE}$$

7) Esfuerzo calculado

$$\sigma = \frac{P}{A} < 83,50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma = \frac{5497,04}{243} = 22,62 \frac{kg}{cm^2}$$

$$22,62 \frac{kg}{cm^2} < 83,50 \frac{kg}{cm^2}\ \ \textbf{CUMPLE}$$

Resultado: La sección de la columna es adecuada

5.7 DISEÑO DE CUBIERTA CON ELEMENTOS TIPO I DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA

La cubierta se basa en un diseño de armadura para techo a dos aguas de 8 metros de luz y con un espaciamiento cada 4m, destinada a cubrir una edificación para vivienda unifamiliar.

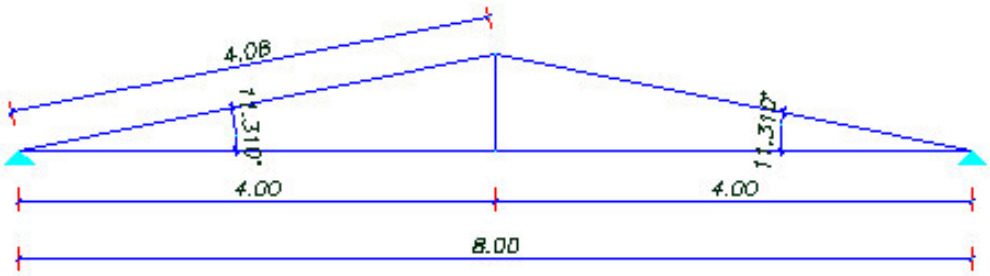


Figura 102 Cubierta a dos aguas con elementos estructurales tipo I de madera laminada contrachapada

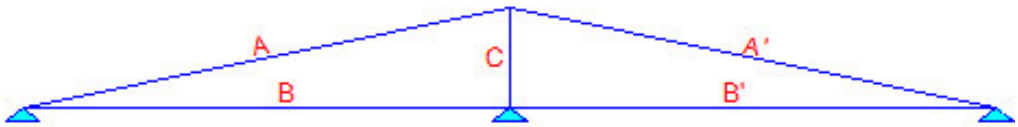


Figura 103 Elementos de la armadura de cubierta

1. BASES DE CÁLCULO

- Se elige una armadura W, con una pendiente del 20%, correspondiente a un α=11,31° y L=8m

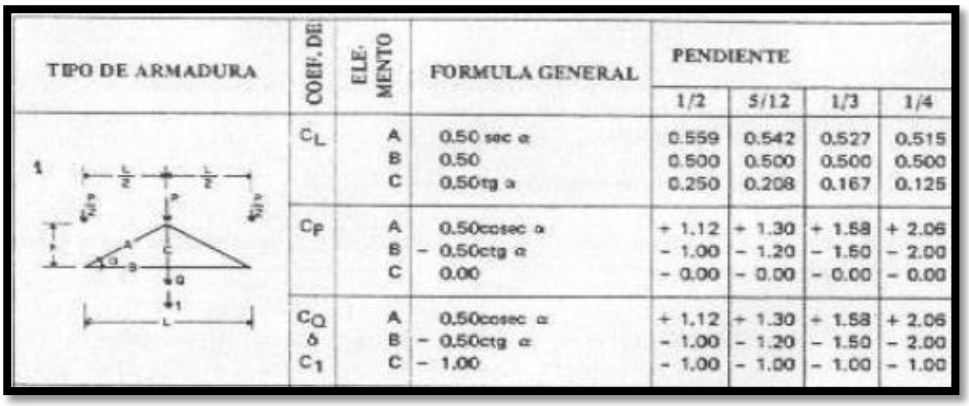
TIPO DE ARMADURA	COEF. DE	ELE-MENTO	FORMULA GENERAL	PENDIENTE 1/2	5/12	1/3	1/4
	C_L	A	0.50 sec α	0.559	0.542	0.527	0.515
		B	0.50	0.500	0.500	0.500	0.500
		C	0.50tg α	0.250	0.208	0.167	0.125
	C_P	A	0.50cosec α	+ 1.12	+ 1.30	+ 1.58	+ 2.06
		B	− 0.50ctg α	− 1.00	− 1.20	− 1.50	− 2.00
		C	0.00	− 0.00	− 0.00	− 0.00	− 0.00
	C_Q δ C_1	A	0.50cosec α	+ 1.12	+ 1.30	+ 1.58	+ 2.06
		B	− 0.50ctg α	− 1.00	− 1.20	− 1.50	− 2.00
		C	− 1.00	− 1.00	− 1.00	− 1.00	− 1.00

Figura 104 Tabla 11.3 Coeficientes de longitud y carga Caso 1 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Tabla 28

Coeficientes de Carga y Longitud de los elementos de la Armadura de Cubierta

Elementos	Cp	CL
A	2,55	0,51
B	-2,50	0,50
C	0,00	0,10
A'	2,55	0,51
B'	-2,50	0,50

- El material que se empleó en el diseño de la cubierta es de madera laminada contrachapada, con las siguientes propiedades:

Emín = 50675 kg/cm²
fc = 83,50 kg/cm²
Ck = 35,07

- **Cargas**

Lámina impermeabilizante (Chova)	8,00 kg/m²
Tablero contrachapado de 15mm	8,25 kg/m²
Correas, cambios y otros elementos	5,00 kg/m²
Instalaciones	3,00 kg/m²
Total por cobertura	**24,25 kg/m²**
Carga Proyectada $= \frac{24{,}30}{\cos(11{,}31°)} =$	**24,73 kg/m²**
Peso propio de la armadura	7,96 kg/m²

$$\mathbf{Pp} = \frac{\Sigma C_L \times \text{Peso de una barra}(\textit{Área de la Sección} \times \textit{Peso Específico})}{\text{Espaciamiento armadura}}$$

$$\text{Pp} = \frac{2{,}12 \times 0{,}0273\text{m}^2 \times 550\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{4\text{m}} = 7{,}96\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga por cubierta	70,00 kg/m²

2. CARGAS Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Cargas uniformemente repartidas

  Carga repartida sobre cuerdas superiores

$$\mathbf{W_p} = (24{,}73 + 7{,}96 + 70)\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 4\text{m} = \mathbf{410{,}75\,\frac{kg}{m}}$$

- Longitud de los elementos

  Según los coeficientes $\mathbf{C_L}$ de la Tabla 11.3 caso 1 del Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino

Tabla 29

Longitud de los elementos de la Armadura de Cubierta

Elementos	CL*L	CL*L =L
A	0,51*8m	4,08m
B	0,50*8m	4,00m
C	0,10*8m	0,80m
A'	0,51**m	4,08m
B'	0,50*8m	4,00m

- Cargas concentradas equivalentes Caso 1 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

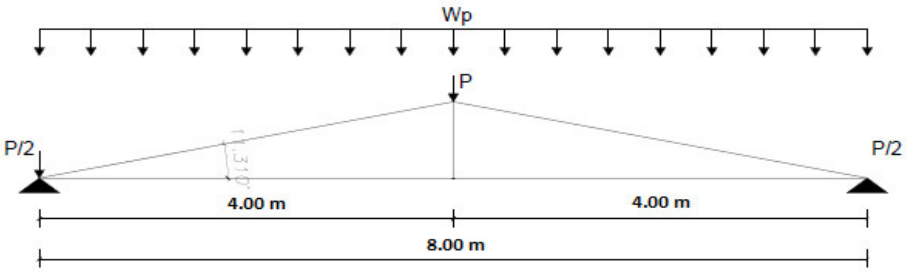


Figura 105 Cargas concentradas equivalentes que soporta armadura W

$$\mathbf{P} = W_P \times \frac{L}{2} = 410{,}75 \times \frac{8}{2} = \mathbf{1643\ kg}$$

$$\frac{\mathbf{P}}{\mathbf{2}} = \mathbf{821{,}50\ kg}$$

- Fuerzas axiales en las barras

Tabla 30

Fuerzas axiales en los elementos de la Armadura de Cubierta

Elementos	Cp*P	Cp*P =Np
A	2,55*1643	4188,82
B	-2,50*1643	-4107,47
C	0,00	0
A'	2,55*1643	4188,82
B'	-2,50*1643	-4107,47

3. DISEÑO DE ELEMENTOS

Por razones constructivas se considerará los elementos A, A', B, B', C, C' con la misma sección.

1) ELEMENTO A Y A' (FLEXO-COMPRESIÓN)

P máx. =4188,82 kg

Wp =410,75 kg/m

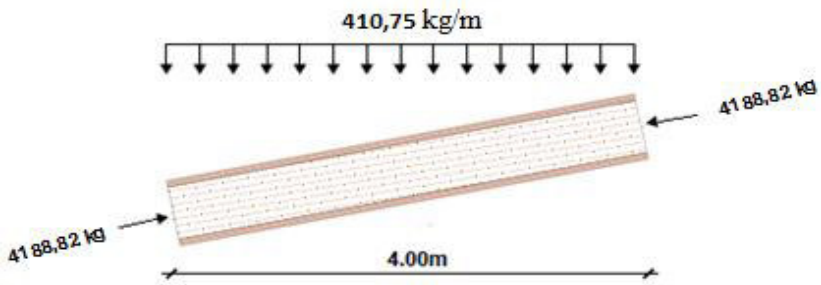


Figura 106 Fuerzas actuantes en el elemento A, A'

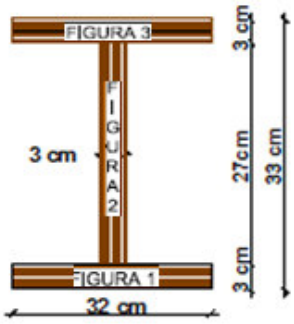


Figura 107 Sección tipo I de madera laminada contrachapada

- Propiedades de la sección:

Tabla 31

Datos:

Fig.	Área [cm²]	Yi	Ayi	Iyi	Ayi²
1	96,00	1,50	144,00	72,00	216,00
2	81,00	16,50	1336,50	4920,75	22052,25
3	96,00	31,50	3024,00	72,00	95256,00
	273,00		**4504,50**	**5064,75**	**117524,25**

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{4504{,}50}{273}$$

$$\bar{y} = 16{,}50 \text{ cm}$$

Inercia en Y

$$Iy = 5064{,}75 + 117524{,}25$$

$$Iy = 122589 \text{ cm}^4$$

Inercia Centroidal

$$Ixg = 122589 - (273 * 16{,}50\text{^}2) = 48264{,}75 \text{ cm}^4$$

Módulo Resistente

$$hs = hi = 16{,}50 \text{ cm}$$

Módulo Superior

$$W_S = \frac{I}{h_S}$$

$$W_S = \frac{48264{,}75\text{cm}^4}{16{,}50\text{cm}} = 2925{,}14\text{cm}^3$$

$$W_i = 2925{,}14\text{cm}^3$$

Longitud efectiva

$$L_{ef} = K \times L$$

$$L_{ef} = 1 \times 4{,}08m$$

- Esbeltez λ para cada dirección

$$\lambda_x = \frac{L_{ef}}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = \sqrt{\frac{48264{,}75cm^4}{273cm^2}} = 13{,}30cm$$

$$\lambda = \frac{408cm}{13{,}30cm} = 30{,}69$$

$$\boldsymbol{\lambda < \ C_k < 95}$$

$$\boldsymbol{30,69 < 35,07 < 95}$$

El elemento estructural corresponde a una columna intermedia

- Carga admisible

$$\mathbf{N_{adm} > N_{diseño}}$$

$$\mathbf{N_{adm}} = F_c \times A \times \left[1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{\boldsymbol{\lambda}}{\mathbf{C_k}}\right)^4\right]$$

$$\mathbf{N_{adm}} = 83{,}50 \times 273 \times \left[1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{\mathbf{30,69}}{\mathbf{35,07}}\right)^4\right]$$

$$\mathbf{N_{adm} = 18341,10kg}$$

$$\mathbf{18341,10kg > 4188,82kg}$$ **CUMPLE**

- Esfuerzo admisible

$$\sigma = \frac{P}{A} < 83{,}50\frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma = \frac{4188{,}82}{273} = 15{,}34\frac{kg}{cm^2}$$

$$15{,}34\frac{kg}{cm^2} < 83{,}50\frac{kg}{cm^2}$$ **CUMPLE**

- Comprobación por flexo-compresión

$$\frac{\mathbf{N}}{\mathbf{Nadm}} + \frac{\mathbf{Km \times |M|}}{\mathbf{Z \times fm}} < 1$$

$$M = \frac{wL^2}{9}$$

$$M = \frac{410{,}75^{kg}/_{m} \times (4m)^2}{9} = 730{,}22 \text{ kgm}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times Emin \times I}{lef^2}$$

$$N_{cr} = \frac{3{,}1416^2 \times 50675 \times 48264{,}75}{408^2} = 145\,011{,}76\text{kg}$$

$$K_m = \frac{1}{1 - 1{,}5 \times \frac{N}{N_{cr}}} = 1{,}07$$

$$K_m = \frac{1}{1 - 1{,}5 \times \frac{4188{,}82}{145011{,}76}}$$

$$K_m = 1{,}05$$

$$\frac{4188{,}82}{18341{,}10} + \frac{1{,}05 \times |73022{,}20|}{2925{,}14 \times 138{,}05} < 1$$

$$\mathbf{0,53 < 1 \ \ CUMPLE}$$

Resultado: El elemento es de sección adecuada

- Espaciamiento entre correas para garantizar una esbeltez fuera del plano de la cuerda (λy) igual o menor a la del plano (λx), será igual a

$$\mathbf{l_c} = \lambda_x \times b$$

$$\mathbf{l_c} = 30{,}69 \times 3\text{cm} = 92{,}06\text{cm}$$

2) ELEMENTOS B Y B' (TRACCIÓN)

$$\mathbf{P = 4107{,}47kg}$$

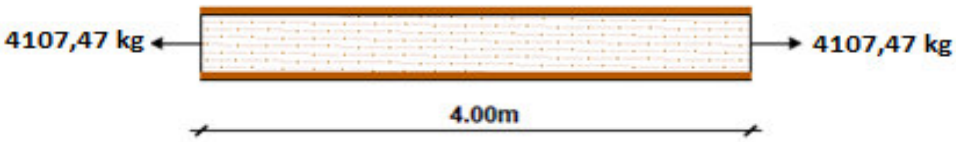


Figura 108 Fuerzas actuantes en el elemento

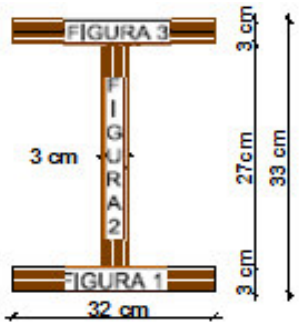


Figura 109 Sección tipo I de madera laminada contrachapada

- Propiedades de la sección:

Tabla 32
Datos:

Fig.	Área [cm²]
1	96,00
2	81,00
3	96,00
Σ	**273,00**

- Carga admisible

$$\mathbf{N_{adm} > N_{diseño}}$$

$$N_{adm} = f_t \times A$$

$$N_{adm} = 75\frac{kg}{cm^2} \times 273cm^2$$

$$\mathbf{N_{adm} = 20475kg}$$

$$\mathbf{20475kg >> 4107,47kg\ CUMPLE}$$

Resultado: El elemento es de sección adecuada

3) ELEMENTO C

$$\mathbf{P = 0\ kg}$$

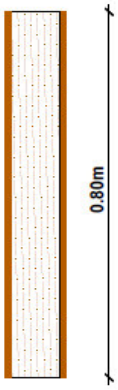


Figura 110 Fuerzas actuantes en el elemento

El elemento C no tiene Carga Axial por tanto no se realiza ninguna comprobación.

4. DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS CORREAS TIPO I que soportan un sistema de tableros de madera laminada contrachapada, con una cobertura tipo lámina asfáltica (Chova).

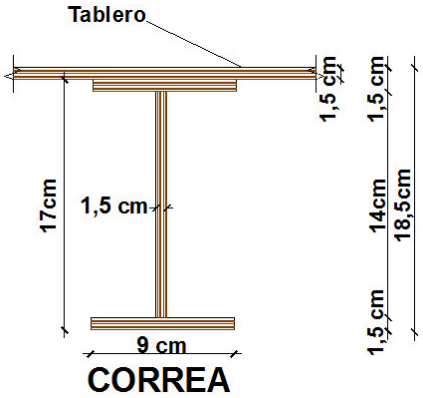


Figura 111 Sección Vigueta tipo I de madera laminada contrachapada

1) **Definición de las bases de cálculo**

a) Propiedades del material

Módulo de Elasticidad E promedio	63319 kg/cm²
Peso específico de la madera laminada contrachapada	550 kg/cm³

b) Cargas a considerarse en el diseño

Luz	4,00m
Espaciamiento entre correas	0,48m

CARGAS

Cobertura asfáltica	8,00 kg/m²
Tablero contrachapado	8,25 kg/m²
	Suma: 16,25 kg/m²

Peso propio correa	2,64 kg/m
Carga Viva	70,00 kg/m²
Carga viva repartida	800,00 kg/m

$$\mathrm{Wl} = 70\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} \times 0{,}48\ \mathrm{m} = 33{,}60\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

Carga muerta repartida 10,44 kg/m

$$\mathrm{Wd} = 16{,}25\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} \times 0{,}48\ \mathrm{m} + 2{,}64\,\frac{kg}{m} = 10{,}44\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

Carga Total W= (Wl+Wd) ` 44,04**kg/m**

c) Deflexiones admisibles`

- Para carga total Δ máx < L/300 (admisible)

$$\Delta\ \text{máx} = \frac{\mathrm{L}}{250} = \frac{400\mathrm{cm}}{250} = \mathbf{1,60cm}$$

- Para sobrecarga solamente Δ máx < L/350

$$\Delta\ \text{máx} = \frac{L}{350} = \frac{400\text{cm}}{350} = \mathbf{1,14cm}$$

d) Condiciones de apoyo, luz de cálculo así como espaciamiento

Viga simplemente apoyada, con una luz libre de 4,00 m.

2) Efectos máximos; máximo momento flector M y máxima fuerza cortante V.

Momento máximo

$$M_{máx} = 44{,}04\frac{kg}{m} * (4m)^2 = 88{,}08kgm$$

Cortante máximo

$$V_{máx} = 44{,}04\frac{kg}{m} \times \frac{4m}{2} = 88{,}08\ kgm$$

3) Esfuerzos admisibles

Esfuerzo a flexión $F_b = 138\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a tracción paralela $F_t = 75\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a compresión paralela $F_c = 84\frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a corte paralelo $F_v = 13{,}50\ \frac{kg}{cm^2}$

Esfuerzo a compresión perpendicular $F_\perp = 123\frac{kg}{cm^2}$

Módulo de Elasticidad $E_{min} = 50675\ \frac{kg}{cm^2}$

4) Cálculo del momento de inercia I

Figura 112 Sección Correa tipo I de madera laminada contrachapada

Tabla 33

Resumen cálculos para obtener Propiedades de la sección

Fig.	Área	Yi	Ayi	Iyi	Ayi²
	cm²	cm	cm³	cm4	cm4
1	13,50	0,75	10,13	2,53	7,59
2	21,00	8,50	178,50	343,00	1517,25
3	27,00	17,00	459,00	20,25	7803,00
Σ	**61,50**		**647,63**	**365,78**	**9327,84**

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ayi}{\sum A}$$

$$\bar{y} = \frac{647,63}{61,50}$$

$$\bar{y} = 10,53 \text{ cm}$$

Inercia en Y:

$$Iy = \sum Iyi + \sum Ayi^2$$

$$I_y = 365,78 \text{ cm}^4 + 9327,84\text{cm}^4$$

$$I_y = 9693,63 \text{ cm}^4$$

Inercia Centroidal:

$$I_{xg} = 9693,63 \text{ cm}^4 + [61,50\text{cm}^2 \times (10,53\text{cm})^2]$$

$$I_{xg} = 2873,82\text{cm}^4$$

5) Cálculo módulo de la sección Z

Módulo Resistente

hs=7,97 cm
hi=10,53cm

Módulo Superior e Inferior

$$W_s = \frac{I_{xg}}{hs}$$

$$W_s = \frac{2873,82 \text{ cm}^4}{7,97 \text{ cm}}$$

$$W_s = 360,60\text{cm}^3$$

Módulo Superior e Inferior

$$W_i = \frac{2873,82 \text{ cm}^4}{10,53 \text{ cm}}$$

$$W_i = 272,90\text{cm}^3$$

6) Esfuerzo calculado

$$\sigma = \frac{M}{Wi}\text{cm}^3$$

$$\sigma = \frac{8808\text{kg}}{272,90\text{cm}^3}$$

$$\sigma = 32,28\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

7) Deflexiones

$$f_{cp} = \frac{5 \times Wd \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{cp} = \frac{5 \times 0{,}104 \times (400cm)^4}{384 \times 63319 \frac{kg}{cm^2} \times 2873{,}82cm^4}$$

$$f_{cp} = 0{,}19cm$$

$$f_{cv} = \frac{5 \times Wl \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{cv} = \frac{5 \times 0{,}34 \frac{kg}{cm} \times (400cm)^4}{384 \times 63319 \frac{kg}{cm^2} \times 2873{,}82cm^4}$$

$$f_{cv} = 0{,}62cm$$

$$f_t = 1{,}8 \times f_{cp} + f_{cv}$$

$$f_t = 1{,}8 \times 0{,}19cm + 0{,}62 = 0{,}96cm$$

$$\mathbf{0{,}96cm < 1{,}60cm} \quad \textbf{CUMPLE}$$

8) Verificación del diseño

Esbeltez del elemento

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2873{,}82cm^4}{61{,}50cm^2}} = 6{,}84cm$$

$$\lambda = \frac{400}{6{,}84} = 58{,}52$$

$$58{,}52 < 95 \ \textbf{CUMPLE}$$

Módulo de la sección

$$\mathbf{S} = 360{,}60cm^3$$

$$\frac{M_{máx}}{Fb} \leq S$$

$$\frac{8808kgcm}{135 \frac{kg}{cm^2}} \leq S$$

$$63{,}80 \ cm^3 \leq 360{,}60cm^3 \quad \textbf{CUMPLE}$$

Inercia necesaria

- Para carga instantánea por sobrecarga

Inercia de la sección diseñada55147,13 cm^4

$$\mathbf{I_{diseño} > I_{necesaria}}$$

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{0{,}44\frac{Kg}{cm} \times (400cm)^4}{63319\frac{kg}{cm^2} \times 1{,}14cm}$$

$$I_{necesaria} = 2086{,}58cm^4$$

$$\mathbf{2873{,}82cm^4 > 2086{,}58cm^4} \quad \textbf{CUMPLE}$$

- Para carga total

$$I_{necesaria} = \frac{5}{384} \times \frac{0{,}44\frac{Kg}{cm} \times (400cm)^4}{63319\frac{kg}{cm^2} \times 1{,}60cm}$$

$$I_{necesaria} = 1738{,}81cm^4$$

$$\mathbf{2873{,}82cm^4 > 1738{,}81cm^4} \quad \textbf{CUMPLE}$$

- Esfuerzo cortante

$$\mathbf{F_{V\ actuante} < F_V}$$

$$F_{V\ actuante} = \tau = \frac{V \times S}{b \times I}$$

$$\tau = \frac{88{,}08 \times 360{,}60}{1{,}5 \times 2873{,}82}$$

$$F_{V\ actuante} = 7{,}37\frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathbf{7{,}37\frac{kg}{cm^2} < 13{,}50\frac{kg}{cm^2}} \quad \textbf{CUMPLE}$$

- Longitud necesaria de apoyo

$$Lap = \frac{V}{b \times F'_{C\perp}}$$

$$Lap = \frac{88{,}08kg}{9cm \times 123\frac{kg}{cm^2}}$$

$$Lap = 0{,}48cm$$

9) Verificación de Pandeo Local

Para el alma

tw	=	30,00mm
tf	=	15,00mm

$$\mathbf{t_w \geq t_f \quad t_w\ mín.= 15mm}$$

$$\mathbf{30mm \geq 15mm}$$ **El alma es compacta**

Para las alas

bf = 90mm

tf = 15mm

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 3$$

$$\frac{90}{2\times15} = 3$$

3 ≤ 3 LAS ALAS SON COMPACTAS

Resultado: La sección de la viga es compacta

10) Verificación de sección lateralmente soportada

$$r_{ala} \leq 2{,}6$$

$$r_{ala} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r_{ala} = \sqrt{\frac{\frac{1{,}5cm \times (9m)^3}{12}}{1{,}5cm \times 9cm}} = 2{,}6$$

$$\mathbf{2,6 \leq 2,6}$$ **CUMPLE**

Resultado: La sección de la correa es lateralmente

Resultado final: La correa es soportada lateralmente y por tanto fallará a flexión y no por pandeo lateral; y, como su **sección es compacta** no fallará por pandeo local.

5. CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES DIFERIDAS DE LA ARMADURA DE CUBIERTA

Cálculo de deflexiones usando el método de trabajos virtuales

$$\delta = \sum_{i=1}^{n} \frac{Ni \times ni \times Li}{E \times Ai}$$ **Ecuación 43** (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Simbología de la Ecuación:

Ni = fuerza axial en el elemento i

ni = fuerza axial en el elemento i, producida por una fuerza unitaria aplicada en el punto, dirección y sentido para la cual se quiere evaluar las

deflexiones de acuerdo a la Tabla 11.3 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Tabla 34
Deflexiones debido a la deformación de las barras

ELEMENTO	L	ni	Ni	A	NnL/A
	cm		kg	cm²	kg/cm
A	408	2,55	4188,82	273,00	15960,38
B	400	-2,50	-4107,47	273,00	15045,60
C	80	0,00	0,00	273,00	0,00
A'	408	2,55	4188,82	273,00	15960,38
B'	400	-2,50	-4107,47	273,00	15045,60
				SUMA	62011,95

$$\delta = \frac{1}{E}\sum\left(\frac{\mathrm{Ni} \times \mathrm{ni} \times \mathrm{Li}}{\mathrm{Ai}}\right)$$

$$\delta = \frac{1}{50675} \times 62011{,}95 = \mathbf{1{,}22cm}$$

La máxima deformación en la cuerda inferior puede evaluarse según la expresión de la Secc. 11 de la Parte de Comentarios (Parte II) (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984).

$$\boldsymbol{\delta_f = 1{,}75 \times \left(1{,}15 \times \delta + \frac{w \times L^4}{E \times I} \times 10^4\right)}$$

$$\delta_f = 1{,}75 \times (1{,}15 \times 1{,}22\mathrm{cm} + 0) = 2{,}46\mathrm{cm}$$

- El valor de 0 se debe a que la armadura de la cubierta no está diseñada para soportar un cielo raso de yeso.

La deflexión máxima admisible es:

$$\frac{L}{300} = \frac{800}{300} = 2{,}67\mathrm{cm}$$

$$\mathbf{2{,}46cm < 2{,}67cm\ CUMPLE}$$

6. CÁLCULO DE LA CUBIERTA APLICANDO CARGA SÍSMICA

Cálculo del cortante basal de diseño V

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la (NEC-SE-DS, 2014).

$$V = \frac{I * Sa(T)}{R * \varphi_P * \varphi_E} * W$$ **Ecuación 44** Ec. 2-19 (NEC-SE-DS, 2014)

- Espectro de respuesta elástica en aceleraciones

$$\mathbf{Sa = n * z * Fa \quad para \ \ 0 \leq T \leq Tc}$$ **Ecuación 45** Ec. 2-7 (NEC-SE-DS, 2014)

$$\mathbf{Sa = \eta * z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right) \ para \ T > Tc}$$ **Ecuación 46** Ec. 2-8 (NEC-SE-DS, 2014)

- Periodo fundamental de vibración de la estructura

$$\mathbf{T = Ct * hn^{\alpha}}$$ **Ecuación 47** Ec. 2-20 (NEC-SE-DS, 2014)

- Periodo crítico de vibración

$$\mathbf{Tc = 0,55}\boldsymbol{Fs} * \frac{\boldsymbol{Fd}}{\boldsymbol{Fa}}$$ **Ecuación 48** Ec. 2-9 (NEC-SE-DS, 2014)

Simbología de las ecuaciones:

I	Coeficiente de importancia
S	Espectro de diseño en aceleración
T	Período fundamental de vibración
φP	Coeficiente de irregularidad en elevación
φE	Coeficiente de irregularidad en planta
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva
Tc	Período límite de vibración
Ct	Coeficiente que depende del tipo de edificio
hn	Altura máxima del edificio de n pisos
α	Factor equivalente al tipo de edificio

- Coeficiente **I**

  Coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.

  I = 1 Vivienda (NEC-SE-CG, 2014)

Tabla 35
Valores de coeficiente de uso, destino e importancia I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6. (NEC-SE-DS, 2014)

- Factor de región **η** (NEC-SE-DS, 2014)

η= 1,8 Región Costa excepto Esmeraldas

η= 2,48 Región Sierra, Esmeraldas y Galápagos

η= 2,6 Región Oriente

- Factor de zona sísmica **Z**

  El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 36
Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Tabla 2.1 (NEC-SE-DS, 2014)

De acuerdo a la Tabla 37 el valor de Z corresponde a la IV zona sísmica.

Z= 0,35

- Coeficiente de amplificación de suelo Fa

  Suelo Tipo D

  Fa =1.25

Tabla 37
Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: Tabla 3 (NEC-SE-DS, 2014)

- Coeficiente de amplificación de suelo Fs

  Fs =1.19

Tabla 38
Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: Tabla 5 (NEC-SE-DS, 2014)

- Periodo de vibración T

  El periodo de vibración lo tomamos como para estructuras de acero con arriostramientos, considerando que el comportamiento de la madera es similar al acero.

  Ct = 0.073

  α = 0.75

Tabla 39

Coeficientes Ct y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014, p. 62)

$$T = Ct * hn^{\alpha}$$

$$T = 0{,}073 \times 6{,}2^{0{,}75} = 0{,}29$$

$$Tc = 0{,}55Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

$$Tc = 0{,}55 \times 1{,}4 \times \frac{1{,}5}{1{,}25} = 0{,}92$$

$$Tc > T$$

$$0{,}92 > 0{,}29$$

$$Sa = n * z * Fa \quad para \quad 0 \leq T \leq Tc$$

$$Sa = 2{,}48 * 0{,}35 * 1{,}25 = 1{,}085$$

- Factor de respuesta estructural R

R= 2,5

Tabla 40

Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la **NEC-SE-HM**, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la **NEC-SE-HM** con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: Tabla 16 (NEC-SE-DS, 2014, p. 65)

- Coeficientes de irregularidad **φ_E ,φ_P**

  Los valores de φ_E, φ_P son igual a 1 ya que la estructura es simétrica tanto en elevación como en planta, por tanto no presenta irregularidades.

- Carga reactiva W

Peso por carga muerta en entrepiso	40,88 kg/m²
Peso por carga muerta en cubierta	32,69 kg/m²
Sobrecarga del entrepiso	200 kg/m²
Sobrecarga de la cubierta	70 kg/m²

Total Carga Muerta

$$CM_{total} = W_{entrepiso} \times A_{entrepiso} + W_{cubierta} \times A_{cubierta}$$

$$CM_{total} = 40{,}88\frac{kg}{m^2} \times 64m^2 + 32{,}69\frac{kg}{m^2} \times 74{,}13m^2 = 5465{,}76\ kg$$

$$\mathbf{W = 5465{,}76\ kg}$$

$$V = \frac{I * Sa(T)}{R * \varphi_{P} * \varphi_{E}} * W$$

$$V = \frac{1 \times 1{,}085}{2{,}5 \times 1 \times 1} \times 5465{,}76kg$$

$$\mathbf{V = 2187{,}09\ kg}$$

- Carga lateral por sismo:

$$\mathbf{Sx = 2187{,}09\ kg}$$

- Carga sísmica por armadura:
  La edificación tiene 3 armaduras que constituyen la base de la cubierta, por tanto a cada armadura le corresponde una tercera parte de la carga de sismo (Sx).

$$\frac{1}{3}Sx = \frac{2187{,}09}{3}$$

$$\mathbf{\frac{1}{3}Sx = 729{,}03kg}$$

7. CÁLCULO DE LA CUBIERTA APLICANDO CARGA DE VIENTO

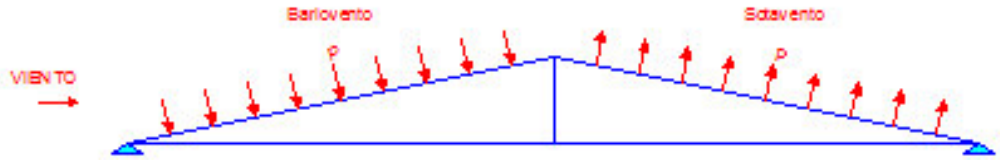


Figura 113 Carga de Viento en Cubierta

$$\mathbf{V_b = V * \sigma} \quad \textbf{Ecuación 49}$$

Simbología de la Ecuación:

$\mathbf{V_b}$	Velocidad corregida del viento en m/s
V	Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10m de altura sobre el terreno
σ	Coeficiente de correlación

Tabla 41
Coeficiente de correlación σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: TABLA 1.4 (NEC-SE-CG, 2014)

$$\mathbf{V_b} = 21\text{m/s}$$

- **Presión del viento**

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^{\,2} * c_e * c_f \quad \textbf{Ecuación 50} \text{ (NEC-SE-CG, 2014)}$$

Simbología de la Ecuación:

P	Presión de cálculo expresada en Pa ó N/m²
ρ	Densidad del aire expresada en kg/m³
ce	Coeficiente de entorno/altura
cf	Coeficiente de forma

ρ = 1,25 kg/m³

Ce =1, 5

Cf =0, 3 Barlovento

Cf = 0, 8 Sotavento

$$\text{P (Barlovento)} = \frac{0{,}5 \times 1{,}25 \times 21^2 \times 1{,}50 \times 0{,}3}{10} = 12{,}40\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{P (Sotavento)} = \frac{0{,}5 \times 1{,}25 \times 21^2 \times 1{,}50 \times 0{,}8}{10} = 33{,}08\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- **Cargas en los nudos para evaluar la armadura:**

α=	11,31	°	0,20 rad
At=	4	m	Ancho cooperante o tributario
L=	4,08	m	

Para Sotavento

Nudos interiores:

$$\text{Phi} = (33{,}08\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 4\text{m} \times 4{,}08\text{m})/2 = 269{,}89\ \text{kg}$$

Nudos exteriores

$$\text{Phe} = (33{,}08\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 4\text{m} \times 4{,}08\text{m})/4 = 134{,}95\text{kg}$$

- **Cálculo de las Cargas Puntuales:**

Para Sotavento

Nudos interiores:

$$\text{Phi(y)} = \frac{269{,}89\ \text{kg}}{\cos 11{,}31°} = 275{,}24\ \text{kg}$$

$$\text{Phi (x)} = 269 \times \text{seno}11{,}31° = 52{,}93\ \text{kg}$$

Nudos exteriores

$$\text{Phe(y)} = \frac{275}{2} = 137{,}62\ \text{kg}$$

$$\text{Phe (y)} = \frac{52{,}93}{2} = 26{,}47\ \text{kg}$$

- **Combinación de cargas por el método de esfuerzos de trabajo (NEC 11 CAP. 1-14):**

1	D
2	D+L

3	D+(Lr o S o R)
4	D+0,75L+0,75(Lr o S o R)
5	D+(0,6W o 0,7E)
6	D+0,75L+0,75(0,6W o 0,7E)+0,75(Lr o S o R)
7	0,6D+0,6W
8	0,6D+0,7E

Simbología:

D	Carga permanente
E	Carga de sismo
L	Sobrecarga (carga viva)
W	Carga de viento
Lr	Sobrecarga cubierta (carga viva)
S	Carga de granizo

- **Cálculo de combinaciones críticas:**

Para Carga Muerta:

$$\mathrm{W_D} = (\text{Carga proyectada} + \text{Peso propio}) \times \text{Ancho Coop.}$$

$$\mathrm{W_D} = \left(24{,}73\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^2}} + 7{,}96\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^2}}\right) \times 4\mathrm{m}$$

$$W_D = 130{,}75\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

$$\mathrm{D} = \frac{130{,}75\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}} \times 8\mathrm{m}}{2}$$

$$\mathbf{D = 523kg}$$

Para Carga Viva:

$$\mathrm{W_L} = \left(70\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^2}}\right) \times 4\mathrm{m}$$

$$\mathrm{W_L} = 280\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}}$$

$$\mathrm{L} = \frac{280\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}} \times 8\mathrm{m}}{2}$$

$$\mathbf{L = 1120kg}$$

Para Carga de Sismo:

$$\mathbf{S_x = 729{,}03\ kg}$$

Para Carga de Viento:

$$\mathbf{W_x = 52,93kg}$$

Resultado de combinación de cargas:

(2) D+L= 1643,00kg

(5) D+(0,6W o 0,7E)= 1033,32kg

(6) D+0,75L+0,75(0,6W o 0,7E)+0,75(Lr o S o R)= 1745,74kg

La carga crítica es resultado de la combinación (6) = 1745,74kg

- **DISEÑO DE LA ARMADURA DE CUBIERTA PARA CARGA CRÍTICA:**

P=1745,74 kg

Cálculo de las deformaciones diferidas de la armadura de cubierta

Cálculo de deflexiones usando el método de trabajos virtuales

$\boldsymbol{\delta} = \sum_{i=1}^{n} \frac{Ni \times ni \times Li}{E \times Ai}$ **Ecuación 51** (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Simbología de la Ecuación:

Ni = fuerza axial en el elemento i

ni = fuerza axial en el elemento i, producida por una fuerza unitaria aplicada en el punto, dirección y sentido para la cual se quiere evaluar las deflexiones de acuerdo a la Tabla 11.3 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Tabla 42
Deflexiones debido a la deformación de las barras

ELEMENTO	L	ni	Ni	A	NnL/A
	cm		kg	cm²	kg/cm
A	408	2,55	4450,75	273,00	16958,41
B	400	-2,50	-4364,32	273,00	15986,43
C	80	0,00	0,00	273,00	0,00
A'	408	2,55	4450,75	273,00	16958,41
B'	400	-2,50	-4364,32	273,00	15986,43
				SUMA	65889,68

$$\delta = \frac{1}{E}\sum\left(\frac{\mathrm{Ni} \times \mathrm{ni} \times \mathrm{Li}}{\mathrm{Ai}}\right)$$

$$\delta = \frac{1}{50675} \times 65889{,}68 = \mathbf{1{,}30cm}$$

La máxima deformación en la cuerda inferior puede evaluarse según la expresión de la Secc. 11 de la Parte de Comentarios (Parte II) (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984).

$$\boldsymbol{\delta_f = 1{,}75 \times \left(1{,}15 \times \delta + \frac{w \times L^4}{E \times I} \times 10^4\right)}$$

$$\delta_f = \mathbf{1{,}75 \times (1{,}15 \times 1{,}30cm + 0)} = 2{,}62\mathrm{cm}$$

La deflexión máxima admisible es:

$$\frac{L}{300} = \frac{800}{300} = 2{,}67\mathrm{cm}$$

$$\mathbf{2{,}62cm < 2{,}67cm\ CUMPLE}$$

5.8 DISEÑO DE UNIONES MECÁNICAS

Para el diseño de las uniones mecánicas utilizaremos los parámetros de diseño de uniones empernadas estipulados en el Manual de Diseño en Maderas del Grupo Andino.

Debido a que los elementos a ser unidos son de tipo I es necesario utilizar pletinas, rigidizadores metálicos y pernos.

- Uniones en elementos sometidos a doble cizallamiento (vigas, viguetas, correas)

Unión Viga tipo I V2:

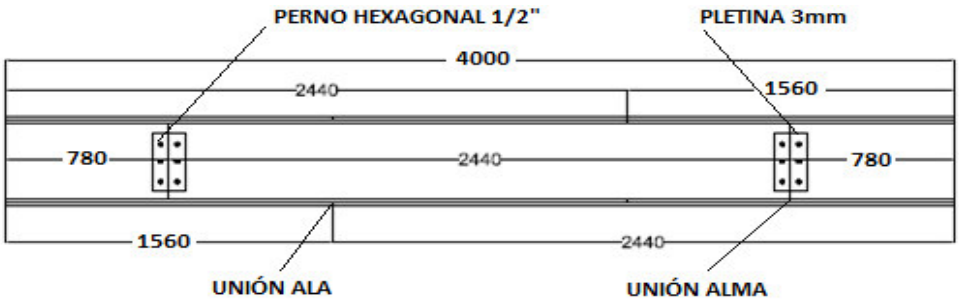


Figura 114 Detalle unión con platinas alma en Viga tipo I V2 [mm] (Vista frontal)

Cálculo típico:

Pletina para unión en Viga tipo I (V2 crítica)

Fuerza Cortante (0,78m)	375,77kg
Espesor pletina	3mm
Longitud	6,00cm
Área neta	1,8cm²

$$\text{Area neta} = 0{,}3\text{cm} \times 6\text{cm} = 1{,}8\text{cm}^2$$

$$f_v = 0{,}35 \times F_c = 0{,}35 \times 2531\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 885{,}85\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{adm} = 835{,}23\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1{,}8\text{cm}^2 = 1594{,}53\text{kg}$$

$$35{,}777\text{kg} < 1594{,}53\text{kg} \quad \textbf{CUMPLE}$$

Número de pernos:

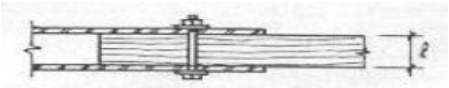


Figura 115 Unión empernada con pletinas metálicas

Tabla 43

Cargas Admisibles para uniones empernadas _ Doble Cizallamiento

					GRUPO C
l	**d**	**d**	**l/d**	**P**	**Q**
cm	**cm**	**pulg**		**kg**	**kg**
4	0,63	1/4	6,3	128	68

Fuente: Tabla 12,7 Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino

l	4,5 cm
Diámetro	0,63cm
Carga admisible	128 kg

$$\text{Número de pernos} = \frac{376{,}25\text{kg}}{128\text{kg}} = 3$$

5.9 DISEÑO PLACA METÁLICA PARA SOPORTE COLUMNA

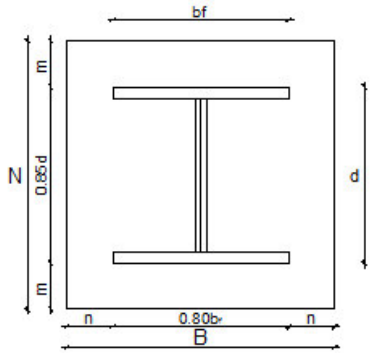


Figura 116 Vista en planta de la placa metálica

Cálculo:

1) Área de la placa requerida

$$f'_c = 210\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_p = 0{,}35 \times f'_c = 0{,}35 \times 210 = 73{,}50$$

2) Área requerida

$$A = \frac{P}{f_p} = \frac{5497{,}04kg}{73{,}50} = 74{,}79cm^2$$

3) $d = 29cm$
$b_f = 29cm$
B = 33cm
N = 33cm
$B \times N = 33cm \times 33cm = 1090cm^2$

$$B \times N > Arequerida$$

$$1090cm^2 > 74{,}79cm^2 \textbf{ CUMPLE}$$

4) Presión actual

$$f_p = \frac{P}{B \times N}$$

$$f_p = \frac{5497{,}04kg}{1090cm^2} = 5{,}04\frac{kg}{cm^2}$$

5) Cálculo de m, n y n'

$$m = \frac{(33cm - 0{,}95 \times 29cm)}{2} = 2{,}74cm$$

$$n = \frac{(33cm - 0{,}80 \times 29cm)}{2} = 4{,}91cm$$

$$n' = \frac{\sqrt{29 \times 29}}{4} = 7{,}25cm$$

6) Espesor de la placa requerido

$$t_p = 2n \times \sqrt{\frac{fp}{Fy}}$$

$$t_p = 2 \times 4{,}91 \times \sqrt{\frac{6{,}115{,}04}{3600}} = 0{,}45\text{cm}$$

$$\mathbf{t_p = 0{,}5cm = 5mm}$$

7) Número de pernos

4 pernos hexagonales de 5/8”

5.10 DISEÑO DE LOS ENTRAMADOS (PAREDES)

DISEÑO PIE DERECHO (CÁLCULO TÍPICO)

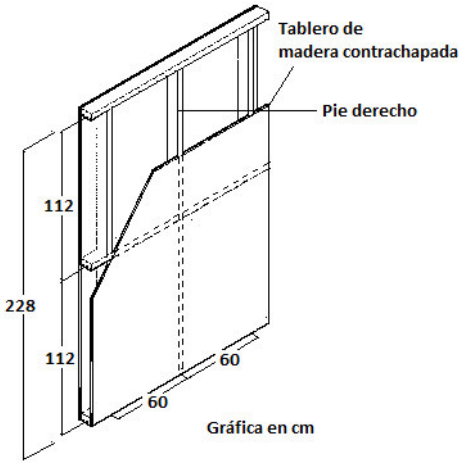


Figura 117 Entramado de paredes

Cargas:

Peso de entrepiso	40,88 kg/m²
Sobrecarga entrepiso	200,00 kg/m²
Peso de la cubierta	32,69 kg/m²
Sobrecarga cubierta	70,00 kg/m²

Número de divisiones	3
Espaciamiento entre pie derechos	0,60 m

Sección pie derecho

Base	4 cm
Altura	9 cm

Peso específico	550 kg/cm³
Altura entramado (h)	2,25 m
Longitud del entramado	1,80 m
E (clase C)	55000 kg/cm²

Recubrimiento del entramado de Tablero contrachapado de 9mm

Peso	4,95 kg/m²
# Recubrimientos	2

Condición para ser considerado muro:

$$\frac{h}{l} \leq 2$$

$$\frac{2{,}25\text{m}}{1{,}8\text{m}} = 1{,}25$$

$$1{,}25 \leq 2 \textbf{ CUMPLE}$$

Cargas:

Figura 118 Cargas pie derecho de 4cm x 9cm

- Recubrimiento de tablero contrachapado de 9mm de espesor

$$W_{rec} = 4{,}95\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2{,}25\text{m} \times 2 = 22{,}28\,\frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Cubierta

$$P_{CV} = 70\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 2\text{m} \times 0{,}60\text{m} = 50{,}40\text{kg}$$

$$P_{CM} = \left(32{,}69\,\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 2\text{m} + \left(0{,}04\text{m} \times 0{,}09\text{m} \times 550\,\frac{kg}{m^3}\right)\right) \times 0{,}60\text{m} = 23{,}53\text{kg}$$

- Entrepiso

$$P_{CV} = 200\frac{kg}{m^2} \times 2m \times 0{,}60m = 144kg$$

$$P_{CM} = \left(22{,}28\frac{kg}{m^2} \times 2m + \left(0{,}04m \times 0{,}09m \times 550\frac{kg}{m^3}\right)\right) \times 0{,}60m = 38{,}18kg$$

$$\mathbf{P_{total} = 256,11\ kg}$$

Esbeltez:

$$\lambda = \frac{k \times l}{d}$$

$$\lambda = \frac{1{,}2 \times 225cm}{4cm} 56{,}25$$

$56{,}25 > 50$ Por tanto se requiere de arrostramiento

$$l = \frac{225cm - 4cm}{2} = 110{,}5cm = 1{,}11m$$

Esbeltéz fuera del plano del entramado $\lambda = \frac{1{,}2 \times 110{,}5cm}{4cm} = 33{,}15$

$\lambda = 33{,}60$ El elemento corresponde a una columna larga

$33{,}15 < 50$ **CUMPLE**

Carga Admisible:

$$P_{adm} = \frac{0{,}329 \times E \times A}{\lambda^2}$$

$$P_{adm} = \frac{0{,}329 \times 55000\frac{kg}{cm^2} \times 4cm \times 9cm}{32{,}33^2} = 623{,}42\ kg$$

$$\mathbf{P_{total} < P_{adm}}$$

$256{,}11kg < 592{,}78kg$ **CUMPLE**

Verificación a Flexo-compresión en el entramado por acción de la presión del viento:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * {V_b}^2 * c_e * c_f \quad \textbf{Ver Ec. 46}$$

vb =75km/h

ce =1, 5

cf =0, 6

ρ =1,25km/m³

$$P = \frac{0{,}5 \times 1{,}25 \times 75^2 \times 1{,}5 \times 0{,}6}{10} = 21{,}50\frac{kg}{m^2}$$

$$W_{viento} = 21{,}50\frac{kg}{m^2} \times 0{,}60m = 12{,}90\frac{kg}{m}$$

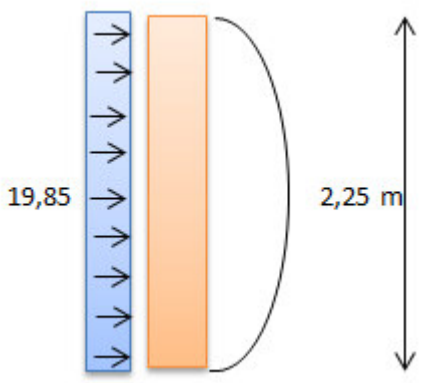


Figura 119 Presión del viento en el entramado

$$Mvi = \frac{w \times l^2}{8}$$

$$Mvi = \frac{19{,}85 \times 2{,}25^2}{8} = 12{,}56km$$

$$z = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{0{,}04m \times 0{,}09^2}{6} = 0{,}000054m^3$$

Esfuerzo máximo admisible en flexión, fm]=100kg/cm²

$$I = \frac{bxh^3}{12}$$

$$I = \frac{0{,}04m \times 0{,}09^3}{12} = 243m^4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l}$$

$$P_{cr} = \frac{3{,}1416^2 \times 55000 \times 243}{2{,}25} = \frac{26055877{,}48}{1000} = 2605{,}59kg$$

$$k_m = \frac{1}{1 - \frac{3P}{2P_{cr}}}$$

$$k_m = \frac{1}{1 - \frac{3 \times 256{,}11}{2 \times 2605{,}59}} = 1{,}17$$

$$\mathbf{\frac{P}{P_{adm}} + \frac{k_m \times M}{Z \times f_m} < 1}$$

$$\frac{256{,}11}{592{,}78} + \frac{1{,}17 \times 1255{,}82}{54 \times 100} < 1$$

$$\mathbf{0{,}70 < 1 \text{ CUMPLE}}$$

$$\sigma = \frac{256{,}11\text{kg}}{36\text{cm}^2} = 7{,}11\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo máximo admisible para compresión perpendicular a las fibras $fc_{\perp}$:

Para Grupo C=15kg/cm²

$$\mathbf{7{,}11\frac{kg}{cm^2} < 15\frac{kg}{cm^2}}\ \textbf{CUMPLE}$$

5.11 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA EDIFICACIÓN CONTRA SISMO Y VIENTO

Para proceder a la verificación se debe conocer el diseño arquitectónico, el tipo de muro o entramado que se usará como tabique y la distribución en planta de éstos, entonces se determinará si la longitud de muros según una dirección dada es suficiente para resistir fuerzas laterales de sismo o viento (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984).

Procedimiento:

1. Considerando las plantas de la edificación (Ver Anexos), la sumatoria de longitudes de muros resistentes se realiza en direcciones ortogonales principales (x – y), sin tomar en cuenta los espacios ocupados por puertas y ventanas.
2. Los muros fueron formados por pie derechos de 4cm x 9cm, espaciados a cada 60cm y el revestimiento fue de tableros contrachapados de 9mm (los espaciamientos entre muros es menor a 4m).

   Longitudes de los muros:

   Dirección transversal (Eje x) = 30,10m

   Dirección transversal (Eje y) = 19,20m
3. La resistencia de los muros consiste en tableros contrachapados, que corresponde a la Tabla 10.4 Caso 3 (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Entramado		REVESTIMIENTO	ESPESOR mm	CLAVOS		RIGIDEZ kg/cm/m	CARGA ADMISIBLE kg/m
Tipo	s, cm			Longitud mm	Espaciamiento s, cm		
1	60	Madera contrachapada	6 *	37 (1 1/2")	10	550	265
1	60	Madera contrachapada	6	37 (1 1/2")	5	550	480
1	60	Madera contrachapada	9	51 (2")	12.5	775	305
1	60	Aglomerado de bagazo de caña	6 *	37 (1 1/2")	10	900	380
1	60	Aglomerado de bagazo de caña	10	51 (2")	12.5	850	465
1	60	Aglomerado de astillas de madera con cemento (γ = 1,100 kg/m³)	8	51 (2")	12.5	1,025	420

Figura 120 Tablero de madera contrachapada y aglomerada (Tabla 10.4) (Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

Resistencia unitaria del muro 305kg/m

Resistencia total:

Dirección transversal (Eje x) 305 x 30,10=9180,50kg

Dirección longitudinal (Eje y) 305 x 19,20=5856,00kg

4. Fuerza cortante debida a sismo o viento se determina en función del área techada para el sismo y del área proyectada vertical para el viento.

Fuerza sísmica

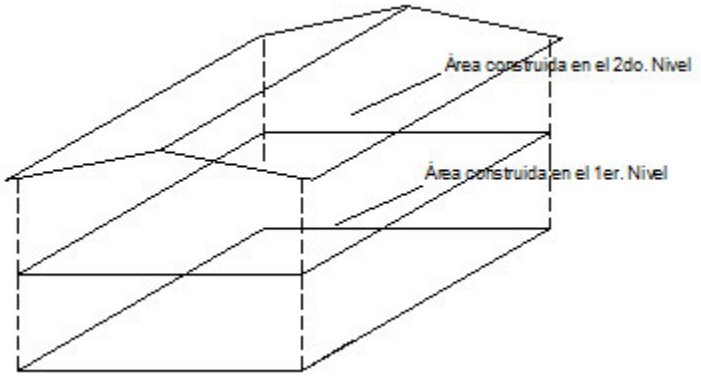


Figura 121 Área para calcular la fuerza cortante sísmica actuante en muros

$$\text{Área cubierta} = 8{,}6\text{m} \times 8{,}6\text{m} = 73{,}96\text{m}^2$$

$$\text{Área entrepiso} = 8\text{m} \times 8\text{m} = 64\text{m}^2$$

$$V = 2187{,}09\text{kg}$$

Fuerza del viento

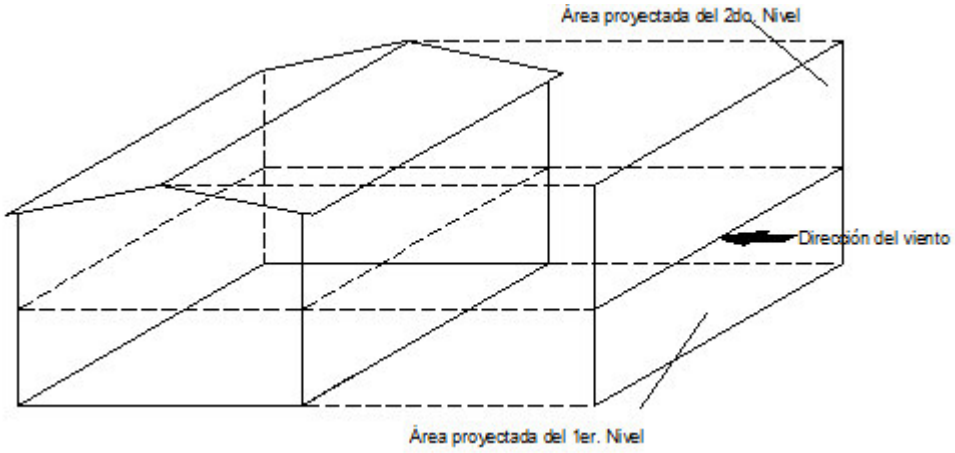


Figura 122 Área para calcular la fuerza cortante viento actuante en muros

$$\text{Área vertical} = 8\text{m} \times (2{,}7 \times 3 + 0{,}80)\text{m} = 49{,}60\text{m}^2$$

Dirección transversal (Eje x) = 49,60m² x 21,50kg/m² = 1041,60kg

Dirección transversal (Eje y) = 49,60m² x 21,50kg/m² = 1041,60kg

5. Con las fuerzas cortantes de sismo o viento se verifica que sean menores que la fuerza cortante resistente

   Eje x

   9180,50 kg > 1041,60kg **CUMPLE**

   9189,50 kg > 3273,34kg **CUMPLE**

   Eje y

   5856 kg > 1041,60kg **CUMPLE**

   5856 kg > 3273,34kg **CUMPLE**

Resultado: El diseño de la edificación es seguro contra sismo y viento

CAPíTULO 6
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- La fabricación de las vigas y columnas tipo I en madera laminada contrachapada no presentó complicaciones debido a que el tablero pudo ser trabajado con herramientas de carpintería y su conformación a través de pegado y clavado o atornillado produjo una buena fijación sin que se produzcan rajaduras.

- Los resultados de los esfuerzos últimos obtenidos en los ensayos de vigas y columnas tipo I con madera laminada contrachapada fueron satisfactorios, ratificando el comportamiento eficiente del tablero contrachapado tanto en resistencia física y mecánica.

- Al colocar rigidizadores en las vigas y columnas tipo I en madera laminada contrachapada se puedo observar un aumento en su capacidad de alrededor del 20% y 10% respectivamente.

- El diseño de elementos estructurales en madera se lo hace por el Método de Esfuerzos Admisibles según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE_MD), los mismos que reducen las resistencias; y, al contar con los esfuerzos últimos dados por el fabricante y mas no con los esfuerzos admisibles, se aplicó los factores de reducción dados por el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino con los que se modificó los esfuerzos últimos y se obtuvo los esfuerzos admisibles de la madera laminada contrachapada.

  A continuación se presenta la tabla de esfuerzos admisibles para la madera laminada contrachapada y para la madera tipo C, concluyéndose que la madera laminada contrachapada puede considerarse como una madera tipo C

y por tanto las vigas y columnas tipo I en madera laminada contrachapada son válidas como elementos estructurales.

Tabla 2

Esfuerzos Admisibles (Modificación Resistencias Últimas Fabricante-kg/cm²)

	Flexión	Compresión Paralela	Corte Paralelo	Compresión Perpendicular	Tracción Paralela
	fm	fc	fv	$fc^{\perp}$	ft
Tablero Contrachapado	138	83,5	13,5	123	75
Madera tipo C	100	80	8	15	75

PARA VIGAS

- Para la verificación de Pandeo Local y Lateral en las vigas tipo I en madera laminada contrachapada se obtuvo parámetros aplicables al caso, esto permitió determinar una sección compacta y lateralmente soportada en base a relaciones tanto del ala y alma; con lo cual se garantiza condiciones adecuadas de estabilidad.

- Con el análisis tanto de resistencia como de rigidez de las vigas tipo I de madera laminada contrachapada se llegó al siguiente criterio de diseño a flexión:

1. Las alas deben conectarse en forma continua al alma
2. Las alas y alma de la viga tipo I deben ser pegadas y clavadas
3. La viga tipo I debe ser simplemente apoyada
4. Los esfuerzos resultantes debidos a la aplicación de las cargas de servicio deben ser menores a los esfuerzos admisibles para vigas tipo I.
5. Las deformaciones en las vigas producto de la aplicación de la cargas deben ser menores a las deflexiones máximas admisibles.
6. Se debe verificar si la sección elegida es compacta y lateralmente soportada.

7. Si colocamos rigidizadores y/o apoyos laterales en la viga tipo I, deben colocarse a una cierta longitud (lp) que está en función del radio de giro del ala de la sección I.

Para apoyo lateral o rigidizador $l_p = 35 \times r_{ala}$ Ver Ecuación 6

Para apoyo lateral y rigidizador $l_{p1} = 18 \times r_{ala}$ Ver Ecuación 7

PARA COLUMNAS

- Para las columnas tipo I en madera laminada contrachapada se constató en los ensayos de laboratorio (Compresión) que con una misma sección al incrementar la altura los esfuerzos disminuyen; al mantener la longitud y bajar la sección también se dio una disminución en los esfuerzos; por lo que se concluye que la relación de esbeltez es quien nos da parámetros muy importantes para el diseño.

- Si colocamos en la columna apoyos laterales su capacidad (σ) aumenta debido a que se acorta la longitud y la esbeltez entonces disminuye.

- Las columnas se clasifican en función de la esbeltez y en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino sus límites se refieren a secciones de madera sólida, por lo cual en base al análisis de resultados obtenidos de los ensayos, se determinó los límites para columnas tipo I en madera laminada contrachapada.

  A continuación se presenta el valor de C_k y con la que se obtiene la respectiva clasificación de columnas tipo I.

  $C_k = 35{,}07$

  Columnas Cortas $\lambda < 19{,}04$

  Columnas Intermedias $19{,}04 < \lambda < C_k$

  $$C_k = 1{,}4235 \times \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$ Ver Ecuación 39

  Columnas Largas $C_k < \lambda < 95$

- No se debe utilizarse como columnas cuyo valor de esbeltez sea mayor a 95.

- Para calcular los esfuerzos admisibles en columnas largas tipo I en madera laminada contrachapada se debe aplicar la ecuación modificada correspondiente a:

$$N_{adm} = 0{,}8775 \times \frac{E \times A}{\lambda^2} \text{ Ver Ecuación 41}$$

- Con el análisis tanto de resistencia como de rigidez de las columnas tipo I de madera laminada contrachapada se llegó al siguiente criterio de diseño a compresión:

1) Las alas deben conectarse en forma continua al alma.
2) Tanto las alas como el alma de la columna tipo I deben ser pegadas y clavadas
3) La inercia en el sentido X e Y deben ser casi iguales para obtener una fuerza admisible mayor.
4) Si colocamos rigidizadores laterales se debe colocarlos a una cierta longitud l_{rig} que está en función del radio de giro del ala de la sección I.

$$l_{rig} = 18r_{ala}$$

5) Los esfuerzos resultantes deben ser menores a los esfuerzos admisibles
6) No se debe exceder la capacidad de resistencia a compresión paralela.

$$\sigma_{diseño} < 83{,}50 \ \frac{kg}{cm^2}$$

6.2 BIBLIOGRAFÍA

Aisalla, E. (2012). Elaboración de manual de detalles constructivos en viviendas de madera.

arboriente s.a. (08 de 2016). *arboriente s.a.* Obtenido de http://www.arboriente.com.ec/

CARTAGENA., J. D. (1984). *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino.* Cartagena: Junta del Acuerdo de Cartagena.

Casado, M., Basterra, L., Acuña, L., & Pinazo, O. (2005). técnicas de ensayo no destructivas en madera estructural mediante extracción de tornillos. aplicación en viguetas de forjado de un edificio singular. *cidemco*.

CISCO. (2009). Perfil de madera y elaborados.

Ftool, T. (s.f.). Ftool.

http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf. (s.f.). *http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf*. Obtenido de http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf: http://www.endesabotrosa.com/images/pdfs/fichas-tecnicas-tableros.pdf

Merchán, J. (2012). Comportamiento Estructural de Vigas Ensambladas con Elementos de Madera. *Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil*, 45-46.

Nash, W. (1986). *Teoría y Problemas de Resistencia de Materiales.* McGRAW-HILL.

NEC-SE-CG. (2014). NEC-SE-CG.

NEC-SE-DS. (2014). peligro sismico.

Recalde, F. (2015). Diseño de Elementos Estructurales Utilizando Madera Laminada. 91.

Reglamento Argentino de Estructuras de Madera. (2011). *Reglamento Argentino de Estructuras de Madera.* Argentina: INTI.

Suárez, M. C. (2009). Diseño de Vigas de madera.

Timoshenko, S. (1957). Resistencia de Materiales. En S. Timoshenko, *Resistencia de Materiales.* Madrid: espasa_calpe. s. a.

Trujillo, J. E. (2007). Resistencia de Materiales Básica para Estudiantes de Ingeniería.

Valencia, G. (2004). Diseño con factores de carga y de resistencia. En G. Valencia, *Estructuras de acero.* Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Valencia, G. (2006). En G. Valencia, *Estructuras de acero.* Escuela Colombiana de Ingeniería.

Vazquez, J. (2001). Curso de Estructuras Acero y Madera. En J. Vazquez, *Curso de Estructuras Acero y Madera.* Quito: Universidad Central.