



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Construcción Civil

“DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE DE MADERA DE PEQUEÑA LUZ, CON VIGAS CONTINUAS Y ARMADURA SUPERIOR”

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Constructor.

Profesor Patrocinante:
Sr. José Soto Miranda.
Ingeniero Civil, M.Sc. en Ing. Civil.
Mención Ingeniería Sísmica.

ADRIÁN ISAÍAS ESPAÑA TRONCOSO
VALDIVIA - CHILE
2008

A quienes algún día creyeron en mí... pero por sobre todo, a quienes lo siguen haciendo y me apoyan en mis decisiones...

CONTENIDO

RESUMEN	I
SUMMARY	I
INTRODUCCIÓN	II
OBJETIVOS	III
CAPITULO I	
PUENTES DE MADERA	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.2 PUENTES SOBRE CABALLETES.....	1
1.3 PUENTES DE ARMADURAS	2
1.3.1 Componentes de la superestructura de un puente de armaduras	3
CAPITULO II	
REVISIÓN DE NORMATIVA RELACIONADA CON PUENTES DE MADERA	6
2.1 CARGAS DE DISEÑO	7
2.1.1 Cargas fijas.....	7
2.1.2 Cargas vivas	7
2.1.3 Impacto	10
2.1.4 Fuerzas longitudinales.....	11
2.1.5 Fuerzas centrífugas	11
2.1.6 Fuerzas sísmicas.....	11
2.2 OBTENCIÓN DE TENSIONES DE DISEÑO EN MADERA.....	13
2.2.1 Propiedades mecánicas	14
2.2.2 Tensiones básicas	14
2.2.3 Tensiones admisibles	15
2.2.4 Tensiones de diseño.....	19
2.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO	27
CAPITULO III	
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	30
3.1 PRESENTACIÓN DEL DISEÑO.....	30
3.1.1 Sección transversal del tablero.....	32
3.1.2 Tablones de rodado.....	32
3.1.3 Tablones de resistencia	32
3.1.4 Barandas	33
3.1.5 Vigas longitudinales.....	34
3.1.6 Vigas de piso	34

3.1.7	Armadura.....	34
3.1.8	Sistema de arriostamiento de balanceo	36
3.2	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL DISEÑO PROPUESTO	38
3.2.1	Ventajas.....	38
3.2.2	Desventajas.....	38
CAPITULO IV		
MODELACIÓN Y CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.....		39
4.1	SISTEMA DE BARANDAS	39
4.1.1	Guardarruedas, taco.....	40
4.1.2	Cinta longitudinal	40
4.1.3	Barandas	41
4.1.4	Montante.....	43
4.1.5	Diagonal	44
4.1.6	Tablones de resistencia.....	45
4.1.7	Peso propio del sistema de barandas.....	45
4.2	TABLÓN DE RODADO	46
4.2.1	Modelación del tablón de rodado.....	46
4.2.2	Diseño al aplastamiento, (compresión normal).....	47
4.2.3	Peso propio de los tablones de rodado	47
4.3	TABLÓN DE RESISTENCIA.....	48
4.3.1	Modelación y obtención de esfuerzos del tablón de resistencia	48
4.3.2	Diseño a la flexión	50
4.3.3	Diseño por el esfuerzo de corte (cizalle longitudinal).....	51
4.3.4	Diseño al aplastamiento, (compresión normal).....	52
4.3.5	Peso propio de los tablones de resistencia	52
4.4	LARGUEROS, O VIGAS LONGITUDINALES.....	53
4.4.1	Modelación y obtención de esfuerzos de los largueros	54
4.4.2	Diseño a la flexión	57
4.4.3	Diseño por cizalle longitudinal	58
4.4.4	Diseño al aplastamiento (compresión normal).....	59
4.4.5	Peso propio de los largueros	59
4.5	VIGAS DE PISO.....	60
4.5.1	Modelación de la viga de piso	60
4.5.2	Diseño por flexión	62
4.5.3	Diseño por cizalle longitudinal	63
4.5.4	Diseño al aplastamiento (compresión normal).....	63
4.6	ARMADURAS.....	64
4.6.1	Modelación de la armadura	65
4.6.2	Tirantes.....	66
4.6.3	Cuerda superior o par.....	67
4.6.4	Cuerda inferior.....	68
4.6.5	Diagonal	70
4.7	SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO DE BALANCEO.....	70
4.7.1	Modelación del sistema de arriostamiento de balanceo	71

4.7.2	Viga superior	71
4.7.3	Puntal de arriostramiento y diagonal	73
CAPITULO V		
DISEÑO POR DEFORMACIÓN		75
5.1	MODELACIÓN Y CÁLCULO POR DEFORMACIÓN	75
5.2	RESULTADOS DEL CÁLCULO POR DEFORMACIÓN	77
CAPITULO VI		
CÁLCULO DE LAS UNIONES DE LA SUPERESTRUCTURA		78
6.1	SISTEMA DE BARANDAS	78
6.1.1	Detalle 1.10: unión, montante con diagonal	79
6.1.2	Detalle 1.20: unión, cinta longitudinal y tablón de resistencia	80
6.2	VIGAS LONGITUDINALES	81
6.2.1	Detalle 2.10: unión, viga longitudinal y viga de piso	81
6.3	ARMADURA	83
6.3.1	Detalle 3.10: unión, viga de piso y tirante, (extremos)	83
6.3.2	Detalle 3.20: unión, viga de piso y tirante, (central)	85
6.3.3	Detalle 3.30: unión, cuerda superior y cuerda inferior	86
6.3.4	Detalle 3.40: unión, cuerda superior, diagonal y tirante	87
6.3.5	Detalle 3.50: unión, cuerda superior y viga superior	89
6.3.6	Detalle 3.60: unión, cuerda inferior y diagonal	91
6.4	SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO DE BALANCEO	93
6.5	FIJACIÓN A INFRAESTRUCTURA	94
CAPITULO VII		
COMPARACIÓN DEL DISEÑO PLANTEADO, CON UN PUENTE DE VIGAS		95
7.1	PRESENTACIÓN DE LOS DISEÑOS A COMPARAR	95
7.2	CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO	96
7.3	CÁLCULO DE LAS SUPERESTRUCTURAS	96
7.4	DISCUSIÓN DE LA COMPARACIÓN	98
CONCLUSIONES		100
ANEXO A		
DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL		102

ANEXO B	
MOTIVOS DE REVISIÓN DE LA NORMA NCH 1198 OF 91	104
ANEXO C	
PIEZAS DE MADERA DE GRAN ESCUADRÍA	106
ANEXO D	
COMENTARIOS DEL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL	107
ANEXO E	
MEMORIAS DE CÁLCULO ENTREGADAS POR PROGRAMA COMPUTACIONAL	108
ANEXO F	
MODELO A ESCALA DEL DISEÑO PROPUESTO	122
BIBLIOGRAFÍA	124

RESUMEN

El presente trabajo de tesis, consiste en el diseño de la superestructura de un puente de madera con armaduras superiores, para ser construido en caminos secundarios de la región de Aysén en donde no sea impedimento la utilización de piezas de gran escuadría. Para la confección de este diseño, previamente se ha debido investigar las disposiciones legales vigentes en el territorio nacional que regulan esta materia.

El diseño de la superestructura culmina en la creación de un programa computacional, en lenguaje visual Basic, que realiza el cálculo estructural del puente, atendiendo las variaciones de luz (8 a 12m).

Del diseño propuesto se obtiene una notoria reducción de las escuadrías de los elementos que se requieren continuos, en comparación a un puente tradicional con vigas de madera.

SUMMARY

This thesis consists in the design of the superstructure of an upper-framework wooden bridge, to be built on side roads in the Región de Aysén, where the use of big squares could not be a hindrance. National legal resolutions regarding the subject were previously studied in order to carry out the design.

The superstructure design culminates with the development of a piece of software in Visual Basic. This software carries out the structural calculation of the bridge taking into consideration several varying spans (8 to 12m).

A considerable reduction of the squares for elements that ought to be continuous was observed, in contrast to a traditional wooden beam bridge.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, en la XI región, se están construyendo y mejorando una gran cantidad de caminos, lo que provoca una gran demanda por construcción de puentes, principalmente de mediana longitud, en acero y hormigón armado, lo que conlleva que prácticamente todos los recursos públicos programados para el sector se destinen a éstas obras, y se deja en casi nula mantención a los caminos vecinales y sus puentes, lo que ha conducido a estos últimos, en muchos casos a su destrucción total. También en algunos casos sucede que estos caminos no pertenecen al estado, ya que no se han decretado como públicos, pero sin duda que de igual forma existe población necesitada de esta vía de comunicación.

Es evidente que dichos puentes deben construirse en el futuro, y serían muchos más factibles económicamente, si se aprovechara el potencial maderero que los vecinos de los sectores afectados pudieran tener en sus predios. Esto último convierte en una buena alternativa, el construir puentes de madera bajo una cierta tipología que aproveche eficientemente las características del material, ya que se puede constar con madera de gran escuadría y longitud, sin la limitación que proporciona las medidas que se manejan en el comercio.

De acuerdo a lo anterior, en el presente trabajo de tesis, se plantea como problema diseñar una superestructura de madera para puentes de vigas continuas con armadura superior, (de una luz variable de 8 a 12 metros), que permita aprovechar eficientemente las propiedades de este material, y culminar en la creación de un programa computacional, (en lenguaje Visual Basic), que permita hacer el cálculo estructural de la superestructura, atendiendo las variaciones de carga, luces, características y variedades de la especie maderera y del lugar en que preste servicios la estructura.

OBJETIVOS

- General

Diseñar y calcular una superestructura para un puente de madera de pequeña luz, con vigas continuas y armadura superior.

- Particular

Crear un programa computacional, en lenguaje Visual Basic, para el cálculo estructural de un puente de madera, con la tipología y características definidas en este trabajo.

CAPITULO I

PUENTES DE MADERA

1.1 GENERALIDADES

Debido a que en criterios de clasificación para puentes existen diversas variedades, en el presente trabajo no se profundizará sobre esta materia, y solo daremos una clasificación general a la que pertenece el proyecto aquí planteado, con el objeto de especificar el tipo de estructura con la que se trabajará.

Los puentes en general se clasifican de acuerdo al tipo de material del que están contruidos, por lo que evidentemente, este proyecto cabe en la clasificación de puentes de madera.

Algunos autores señalan que los puentes de madera, básicamente, pueden dividirse en dos clases generales, los puentes sobre caballetes y los de armaduras. Aunque no se puede desconocer una tercera clase, que bien pudiera desprenderse de la clasificación sobre caballetes y que atiende a la forma mas simple de construcción de puentes, y que probablemente los primeros se construyeron colocando uno o más troncos para cruzar un arroyo. A estos se le conoce como puentes de vigas de un tramo, y actualmente se siguen construyendo con pequeñas variantes pero conservando su forma elemental.

1.2 PUENTES SOBRE CABALLETES

En su forma más simple, se conforma por postes de madera clavados en el fondo del río que sirven a la vez de cimiento y columna para sustentar las vigas y tablero que soportan el tráfico. Sin embargo, en muchos puentes de caballete, se colocan primero el pilotaje rematados con una cabeza de concreto a nivel del suelo; sobre esta cimentación de pilotes se construyen los caballetes, debidamente contraventeados, para evitar las deformaciones laterales. En la práctica este tipo de

construcciones, se utilizan para atravesar valles y ríos que no interfieren con la navegación.

1.3 PUENTES DE ARMADURAS

El largo de los tramos siempre se ha visto restringido por la longitud y resistencia de las vigas; esta limitación se supera con la confección de una viga compuesta por elementos relativamente cortos y esbeltos conectados por sus extremos, formando configuraciones triangulares llamada armadura. La carga fija del peso del pavimento y la carga móvil que atraviesa el puente se transmiten por medio de las viguetas transversales del tablero directamente a las conexiones de los elementos de la armadura, por lo que cada elemento queda fundamentalmente en tensión o en compresión.

De acuerdo a la ubicación del tablero con respecto a la armadura, en estos puentes se pueden distinguir tres subclasificaciones: de paso superior, intermedio e inferior.

☞ *Puentes de armaduras de paso superior:* (Conocidos también como puentes de armadura inferior), es aquel en que la armadura queda totalmente debajo del tablero, el cual se apoya sobre los cordones superiores de éstas. Presenta dificultades en lugares en que no se dispone de la altura necesaria para la colocación de la armadura, ya que la diferencia entre el nivel de aguas máximas, (NAM), y el tablero no es la suficiente. Es la tipología ideal para el buen funcionamiento del arriostramiento de balanceo, otorgando estabilidad frente a los esfuerzos laterales.

☞ *Puentes de paso intermedio:* es aquel en que el tablero queda entre las cuerdas superiores e inferiores de las armaduras.

☞ *Puentes de armadura de paso inferior:* (También llamados puentes de armadura superior) el tablero se sostiene en las cuerdas inferiores de la armadura, quedando el tráfico entre ellas. A diferencia del de paso superior, en este no existen problemas para permitir el paso a embarcaciones u otro inconveniente que se origine de la poca disponibilidad de altura entre el NAM y la estructura. A su vez el arriostramiento de balanceo colocado para proporcionar la estabilidad lateral debe ser ubicado de manera tal que no interfiera el paso normal del tráfico. El diseño de la superestructura aquí planteada, corresponde a los puentes que pertenecen a este tipo de clasificación.

1.3.1 Componentes de la superestructura de un puente de armaduras

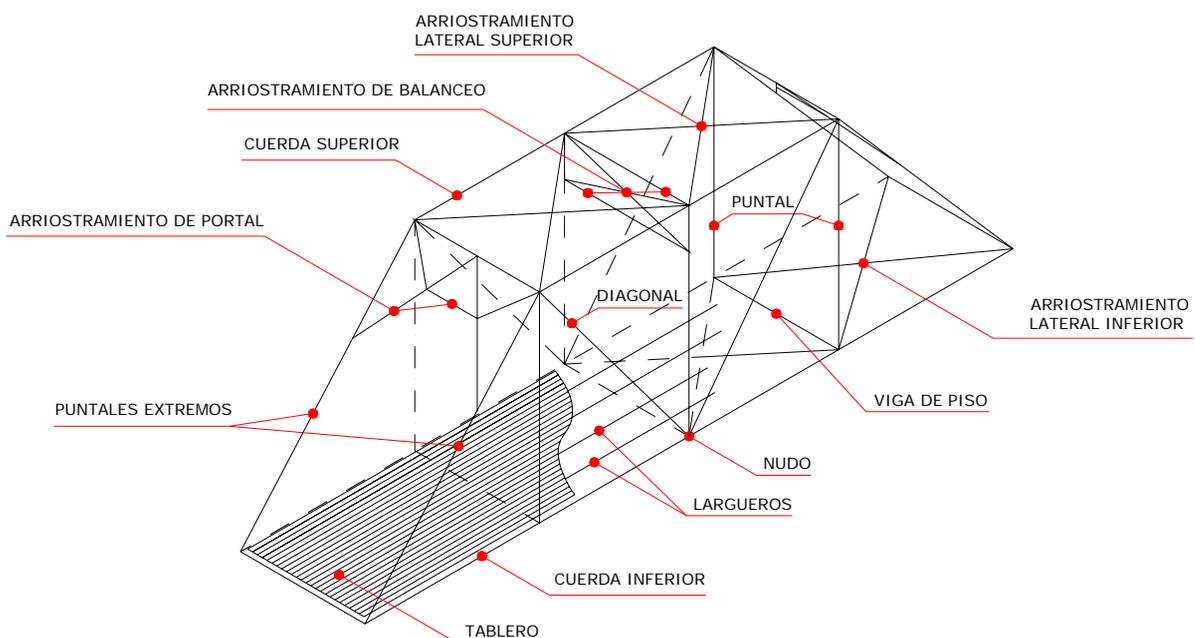
La armadura es una armazón organizada en arreglos triangulares que funciona de forma análoga a una viga, con los componentes principales sometidos ante todo a esfuerzos axiales. Como condición ideal, el extremo de cada miembro en un nudo es libre de rotar independientemente de los otros; si esto no ocurre, se inducen esfuerzos secundarios, de manera que esta pieza de la armadura estaría trabajando a flexión. En un puente de armaduras de paso inferior, la hilera superior de elementos, llamado cordón superior, queda en compresión, homológamente al ala superior de la viga. Los elementos que forman el cordón inferior, como el ala inferior de la viga, quedan en tensión. Los elementos verticales y diagonales que van de uno a otro cordón quedan en tensión o en compresión según la configuración y según cambia la posición de la carga móvil. Los elementos sujetos sólo a tracción bajo cualquier patrón de carga posible son esbeltos.

A continuación se describen los elementos más importantes de la superestructura de un puente de armaduras, (Fuente: Manual de diseño de estructuras de acero, vol. 2)

- ☞ **NUDOS:** Intersecciones de los miembros de la armadura.
- ☞ **CUERDAS (o cordón):** Son los miembros superiores e inferiores que actúan como las alas de una viga. Éstas resisten las fuerzas de tensión y compresión inducidas por la flexión.
- ☞ **MIEMBROS DEL ALMA:** Consisten en diagonales y con frecuencia también en verticales. Cuando las cuerdas son esencialmente paralelas, las diagonales suministran la capacidad requerida al corte. Las verticales reducen la luz de las cuerdas sometidas a flexión por carga muerta. Cuando están sometidas a compresión, se llaman puntales, y cuando están sometidas a tensión, péndolas. Por lo general, las cargas del tablero se transmiten a la armadura a través de las conexiones de los extremos de las vigas de piso a las verticales.
- ☞ **PUNTALES EXTREMOS:** Son miembros a compresión en los apoyos de armaduras de una luz. Las especificaciones de la AASHTO prefieren que las armaduras tengan puntales extremos inclinados.
- ☞ **TABLERO:** Elemento estructural que provee apoyo directo a las cargas móviles; constituido por la calzada y el pasillo, que permiten el tráfico vehicular y peatonal respectivamente. Está sostenido por las vigas principales, o largueros del puente, según corresponda. Cuando el puente es de paso inferior, el tablero debe ser soportado sólo por dos armaduras.
- ☞ **VIGAS DE PISO:** Elementos estructurales colocados perpendicular o transversalmente a la dirección del tráfico. Estas y sus conexiones deben diseñarse para transmitir las cargas del tablero a las armaduras.
- ☞ **LARGUEROS:** Son vigas longitudinales, colocadas en forma paralela a la dirección del tráfico. Se usan para transmitir las cargas del tablero a las vigas de piso. Si no se usan largueros, el tablero debe diseñarse para transmitir las cargas vehiculares a las vigas de piso.

- ☞ **ARRIOSTRAMIENTO LATERAL:** Debe extenderse entre las cuerdas superiores y entre las inferiores, de las dos armaduras. Por lo general, consiste en armaduras colocadas en los planos de las cuerdas para proveer estabilidad y resistencia a los esfuerzos laterales como el viento. Las armaduras deben espaciarse lo suficiente para impedir el volcamiento por las cargas laterales de diseño.
- ☞ **ARRIOSTRAMIENTO DE BALANCEO:** Elementos instalados generalmente entre los elementos verticales de la armadura para proveer resistencia lateral en planos verticales. Cuando el tablero está colocado cerca de las cuerdas inferiores, este arriostramiento, colocado entre las partes superiores de las armaduras, debe ser capaz de proveer la altura necesaria para permitir el paso del tráfico.
- ☞ **ARRIOSTRAMIENTO DE PORTAL:** Es el arriostramiento de balanceo colocado en el plano de los puntales extremos. Además de cumplir con dicha función normal, el arriostramiento de portal también transmite las cargas del lateral superior a los puntales extremos.

Figura 1: Principales componentes de un puente de armaduras



FUENTE: Manual de diseño de estructuras de acero, vol. 2.

CAPITULO II

REVISIÓN DE NORMATIVA RELACIONADA CON PUENTES DE MADERA

El presente proyecto, como ya se ha comentado, consiste en diseñar una superestructura para puentes de madera de pequeña luz, con armadura superior del mismo material; para lo que resulta necesario realizar una revisión de la normativa vigente en nuestro país, que regule y especifique los criterios en que se puedan amparar este tipo de proyectos.

Si bien es cierto el Manual de Carreteras (MOP, 2002) no es una norma, pero resulta conveniente tenerlo presente, ya que éste presenta ciertos criterios de diseño por el cual se deben regir este tipo de estructuras; Aunque en un apartado de dicho manual se deja explícitamente claro que no es de su competencia el diseño y construcción de puentes de madera, por ser considerados éstos del tipo provisorios y corresponde a un estudio para cada caso. Pero por cierto, también expresa que estos diseños se pueden apoyar en las recomendaciones que ostenta el manual, ciñéndose además a las disposiciones de la Norma estadounidense AASHTO, (Standard Specifications For Highway Bridges).

En general las disposiciones y recomendaciones que presenta el Manual de Carreteras, son aclaraciones y/o interpretaciones de aquellos puntos de la norma AASHTO que no concuerdan exactamente con la realidad chilena.

Para las construcciones en madera, en Chile se cuenta con una norma que regula exclusivamente esta materia. La NCh. 1198 of. 91, establece los métodos y procedimientos de diseño estructural que determinan las condiciones mínimas que deben cumplir los elementos y las uniones en las construcciones de madera. Esta norma dentro de sus campos de aplicación se encuentra referida a los puentes.

Los proyectos ejecutados al alero de la norma chilena citada anteriormente, además deben cumplir con las otras normas chilenas vigentes que regulan, cada uno de los materiales que componen el diseño de la estructura en estudio.

En el presente capítulo se dará a conocer los criterios a seguir en el diseño estructural de este tipo de estructuras de madera, que se extrajeron de las normas citadas anteriormente.

2.1 CARGAS DE DISEÑO

Se considerarán las disposiciones de la norma estadounidense AASHTO, la cual plantea en su artículo 3.2, que las estructuras se deben diseñar para poder soportar las siguientes cargas:

2.1.1 Cargas fijas

Corresponde a la sumatoria de todos los pesos de los elementos que conforman la estructura; su dirección es vertical y actuará siempre que ella exista. El peso propio se considerará siempre como una carga permanente. En caso de que la situación lo amerite, se deberán considerar el peso de servicios de utilidad pública, como ser: tendidos eléctricos e iluminación, agua potable, alcantarillado, etc.

2.1.2 Cargas vivas

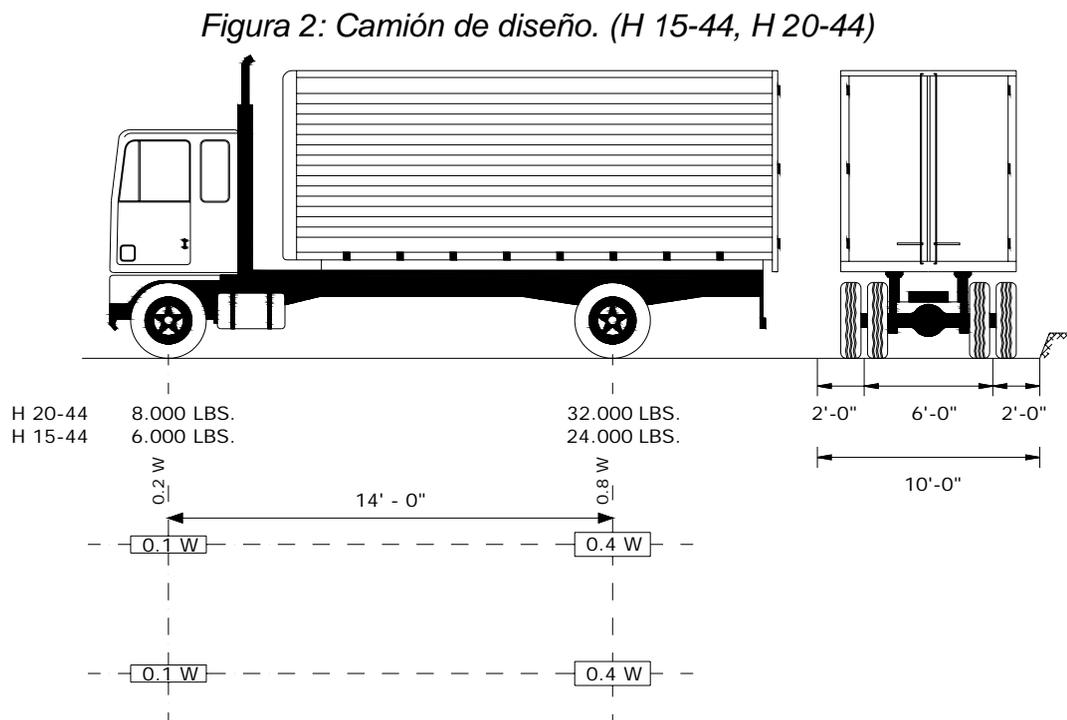
En general están constituidas por aquellas fuerzas externas a la estructura, y son generadas por los usuarios a través del tráfico de peatones y vehículos. Estos últimos, la norma AASHTO considera su efecto mediante el uso de camiones estándar y cargas de faja.

Aunque la dirección de estas cargas es en sentido vertical, existen fuerzas que se derivan de estas que actúan en forma horizontal.

2.1.2.1 Camiones estándar

Corresponde a la carga móvil vehicular; la norma AASHTO define 4 tipos de camiones estándar, H15-44, H20-44, HS15-44 y HS20-44, siendo la carga H el 75% de la HS.

Las cargas H son la resultante de la acción del peso de un camión de dos ejes. Se denominan por la letra H seguida de un número que indica el peso bruto en toneladas del camión. En la figura que se presenta a continuación, se muestran los camiones de diseño H, con sus pesos por ejes, ruedas y medidas:



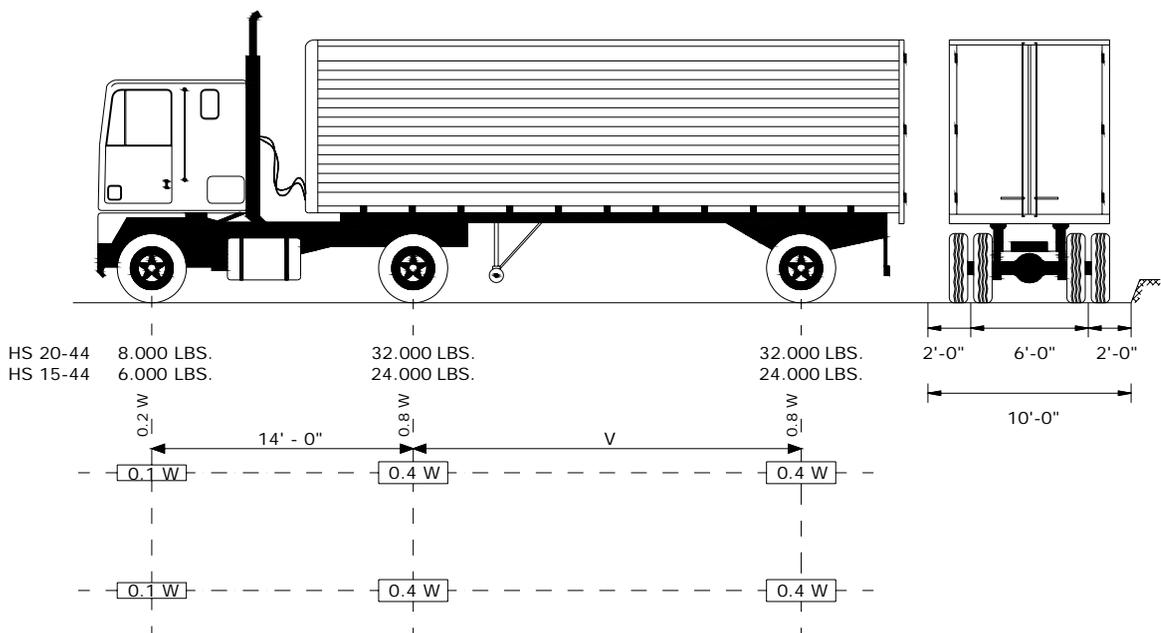
FUENTE: Figura 3.7.6A, Norma AASHTO.

Las cargas HS corresponden a las de un camión tractor con remolque. Se denominan por las letras HS, y al igual que el anterior se sigue de un número indicando el peso bruto del camión tractor, en toneladas; el número 44 que acompaña a los cuatro tipos de camiones, se refiere al 1944, año en que fueron instituidas estas cargas. Éste tipo de camiones se le ha especificado con un espaciado variable de ejes, ("V" = 14 – 30ft), que ha sido establecido para que este se aproxime más al de los tractores y remolques actualmente en uso. El

espaciamiento variable proporciona condiciones más satisfactorias de carga en el sentido que las cargas pesadas sobre los ejes pueden situarse en claros contiguos para producir el máximo momento negativo, o bien cuando se trata de puentes de un tramo, se puede ajustar esta medida dentro de los valores especificados para producir la condición mas desfavorable.

En la siguiente figura se muestran los camiones de diseño HS, con sus especificaciones correspondientes:

Figura 3: Camión de diseño. (HS 15-44, HS 20-44)



FUENTE: Figura 3.7.7A, Norma AASHTO.

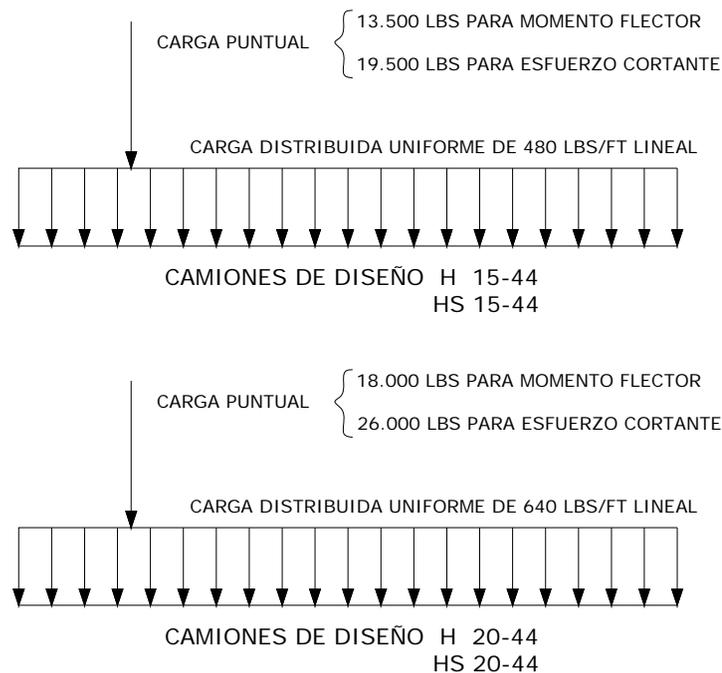
2.1.2.2 Cargas de faja

Es una carga distribuida uniformemente sobre la superficie del tablero del puente, combinada con una carga puntual colocada de manera tal que se produzca la situación más desfavorable actuando en un carril de 3.05m de ancho, medidos en forma perpendicular a éste. La carga puntual será de magnitud diferente si se trata de evaluar esfuerzos cortantes o momentos flectores, (en gráfico adjunto se muestran claramente de acuerdo al tipo de camión de diseño). Las cargas de faja se

utilizan para simular el paso de múltiples vehículos por una vía, y su magnitud corresponde al tipo de camión para el cual se está diseñando la estructura.

Para el cálculo, la aplicación de las cargas de faja y de los camiones estándar no se debe realizar simultáneamente; Siendo éstas últimas las que predominan para el cálculo de puentes de luces menores, ya que provocan una condición más desfavorable que el empleo de las cargas de faja. Por consiguiente, no resultará necesario realizar el cálculo estructural de nuestro proyecto, bajo la acción de las cargas de faja, limitándose solo al empleo de los camiones de diseño.

Figura 4: Cargas de faja según camiones de diseño



FUENTE: Figuras 3.7.6A y 3.7.7A, Norma AASHTO.

2.1.3 Impacto

Es un factor que considera el efecto dinámico de las cargas móviles, y se aplica a éstas para producir un aumento de la carga debido al impacto causado por la superficie rugosa de la carretera u otra perturbación. Según el criterio nº 3.8.1.2 de la norma AASHTO, este factor no es aplicable a estructuras de madera.

Aunque existen autores que señalan que si se debiera considerar este efecto en los puentes de madera, aludiendo a que por éstas estructuras pueden circular camiones de gran tonelaje, y el empleo de cadenas en los neumáticos pudieran ocasionar este fenómeno; aún así en el presente trabajo se respetará la disposición del numeral citado de la norma AASHTO.

2.1.4 Fuerzas longitudinales

Pertenecen éstas principalmente a una acción de frenado de las cargas móviles, la cual debe ser soportada por los elementos de apoyo y la infraestructura. Según AASTHO, esta fuerza corresponde al 5% de la carga viva, en todas las vías que llevan tráfico en el mismo sentido, sin considerar impacto. Se supone que la fuerza longitudinal actúa a 6ft por sobre el tablero.

2.1.5 Fuerzas centrífugas

Puesto que este tipo de fuerzas son el efecto de la circulación de las cargas vivas en puentes con tableros curvos horizontalmente, y por tratarse el proyecto aquí desarrollado de puentes de poca luz y con tableros rectos, este criterio no resulta necesario ser considerado para el cálculo.

2.1.6 Fuerzas sísmicas

El Manual De Carreteras dispone de una sección especial para el diseño sísmico, de acuerdo a la realidad chilena.

En general las disposiciones del manual se encuentran orientadas a lograr que las estructuras diseñadas bajo su alero resistan sin daño, en el rango elástico, movimientos sísmicos de intensidad moderada y se limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad. No aceptando el colapso total de la estructura, ni menos la pérdida de vidas humanas como principio general.

El Manual presenta cinco métodos diferentes para la obtención de las cargas sísmicas, que se usan en el análisis; Para nuestro caso, por tratarse de un puente de un tramo, el método de análisis a usar será el del Coeficiente Sísmico.

Se deberá considerar que las fuerzas sísmicas actúan horizontalmente en cada una de las direcciones restringidas. La conexión entre el tablero y el estribo deberá diseñarse para el peso tributario sobre el estribo multiplicado por el coeficiente sísmico. Para la obtención del coeficiente sísmico horizontal K_h , se empleará la siguiente fórmula:

$$K_h = K_1 \times S \times \frac{A_0}{2g} \geq 0,10 \quad \text{en donde:}$$

☞ K_1 = Coeficiente de importancia, que para las zonas sísmicas 2 y 3, corresponde a:

CI = I : Puentes y estructuras esenciales. : $K_1 = 1,0$
 CI = II : Otros Puentes y estructuras. : $K_1 = 0,8$

☞ S = Coeficiente de suelo definido por:

Tabla 1: Relación entre tipo de suelo y su coeficiente

TIPO DE SUELO	DESCRIPCIÓN	COEFICIENTE DE SUELO (S)
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de onda de corte V_s in-situ igual o mayor que 800m/s, o bien resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10MPa y RQD igual o mayor que 50%. Si el espesor de la roca es inferior a 20m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente a la roca	0,9
II	Suelo con velocidad de propagación de onda de corte V_s in-situ igual o mayor que 400m/s en los 10m superiores, y creciente con la profundidad; o bien, Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20kN/m ³ o índice de densidad ID(DR) (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o índice de penetración estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10Mpa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien, Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado S_u igual o mayor que 0,10MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20MPa) en probetas sin fisuras. En todos los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser de 20m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20m, el suelo se clasificará como tipo I. Si el espesor del suelo tipo II sobre suelo tipo III o IV es inferior a 20m, el suelo se clasificará como del tipo de suelo subyacente, resto es de tipo III o tipo IV, según corresponda.	1,0

Tabla 1: Continuación...

III	<p>Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10MPa; o bien,</p> <p>Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>Suelo cohesivo con S_u comprendido entre 0,025 y 0,10MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>Arena Saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10m. si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo corresponde al tipo II es menor que 10m, el suelo se clasificará como tipo II. Si el espesor del suelo III sobre suelo IV es inferior a 25m, se clasificará como tipo IV.</p>	1,2
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con S_u igual o menor que 0,025MPa (q_u igual o menor que 0,050MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10m. si el espesor del estrato sobre el suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10m, el suelo se clasificará como tipo III.</p>	1,3

Fuente: Manual de carreteras (MOP, 2002)

☞ A_0 = Aceleración efectiva máxima del suelo determinado de acuerdo a la zonificación sísmica de Chile, correspondiente a la norma de diseño sísmico de edificios NCh 433 of. 96.

Tabla 2: Aceleración efectiva máxima

ZONA SÍSMICA	A_0
1	0,20g
2	0,30g
3	0,40g

Fuente: Manual de Carreteras (MOP, 2002)

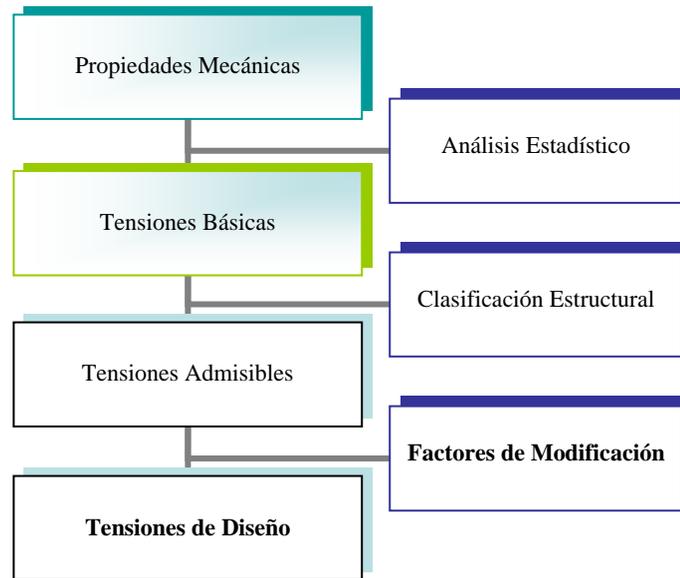
Finalmente, como ya se ha mencionado, la unión de la infraestructura con la superestructura se diseñará para resistir los esfuerzos obtenidos del producto entre el peso tributario sobre el estribo y el coeficiente sísmico.

2.2 OBTENCIÓN DE TENSIONES DE DISEÑO EN MADERA

Las tensiones que se usan en el diseño estructural de una construcción en madera son conocidas como “tensiones de diseño”. La obtención de dichos valores, para las diferentes especies madereras, involucra una serie de etapas reguladas por

normas chilenas y que serán revisadas a continuación. En el gráfico siguiente, se muestran las etapas para la obtención de las tensiones de diseño.

Figura 5: Diagrama de obtención de tensiones de diseño



Fuente: Compendio de directrices para enseñanza en ingeniería, CORMA.

2.2.1 Propiedades mecánicas

Es la capacidad que poseen los materiales de soportar las solicitaciones a la que serán sometidas durante su uso. Se determinan a través de diversos ensayos normados que se le practican a probetas libres de defectos en estados verdes y secos de acuerdo a las prescripciones de las normas chilenas correspondientes.

2.2.2 Tensiones básicas

Las propiedades resistentes de la madera, como las de otros materiales estructurales, tienen una alta variabilidad. Como consecuencia de lo anterior, en lugar de tomar como base los valores medios de las propiedades resistentes para obtener las tensiones de diseño de las maderas, se ha establecido un valor mínimo bajo el cual se espera la ubicación de no más de 5 % de la población de estudio. Este valor límite de la resistencia se denomina “límite inferior con exclusión del 5%”. Este límite asegura, con una certeza de 95%, que la resistencia de una pieza de madera es superior al límite inferior de resistencia elegido como base. Los valores

que se obtienen para el límite con exclusión del 5% son los de flexión, compresión paralela a las fibras, tracción paralela a las fibras y cizalle. Estos y los valores medios de compresión normal y módulo de elasticidad en flexión, son luego divididos por un factor de ajuste “n” que incluye una corrección simultánea considerando la aplicación de una carga de duración prolongada (10 años) y un factor que lleva éstos valores a la zona elástica del material. Los resultados de estos cálculos proporcionan las tensiones básicas, que sólo son aplicables a madera libre de defectos.

2.2.3 Tensiones admisibles

La madera estructural muy rara vez se presenta libre de defectos. Por el contrario ella contiene nudos, desviación de fibra, grietas y otras características reductoras de la resistencia, por consiguiente se hace necesario modificar la tensión básica a través de un coeficiente que de alguna manera tome en consideración este hecho; dicho factor recibe el nombre de “Razón de Resistencia” y resulta del cociente entre la resistencia de la madera con defectos y la tensión básica, (madera libre de defectos). El producto entre la Razón de Resistencia y la tensión Básica, entrega como resultado a la Tensión Admisible.

En la práctica, las normas nacionales, con el fin de agrupar piezas de madera con características estructurales semejantes, han dispuesto de una clasificación visual para uso estructural, (NCh 1970/1 of. 88 Maderas Latifoliadas, y NCh 1970/2 of. 88 Maderas Coníferas), basada en reglas o especificaciones que determinan la magnitud admisible de los defectos que un grupo o grado determinado puede aceptar. Las normas mencionadas anteriormente definen cuatro grados estructurales, y cuyos métodos de clasificación se encuentran ahí definidos.

La NCh 1989 of. 86 establece un agrupamiento de especies madereras según su resistencia, tanto para sus estados verdes como secos. En la siguiente

tabla se presenta en resumen, dicha clasificación; (destacándose las especies con las que trabajará el programa computacional).

Tabla 3: Agrupamiento final de las maderas crecidas en Chile.

Especies			Grupo	
Tipo	Nombre Común	Nombre Científico	Estado Verde	Estado Seco
C O N Í F E R A S	Alerce	<i>Fitzroya cupressoides</i>	E5	ES5
	Araucaria	<i>Araucaria Araucana</i>	E4	ES4
	Ciprés de la Cordillera	<i>Austrocedrus chilensis</i>	E5	ES5
	Ciprés de las Güaitecas	<i>Pilgerodendron uvifera</i>	E5	ES6
	Mañío Hembra	<i>Saxegothaea conspicua</i>	-	ES6
	Mañío hojas largas	<i>Podocarpus salignus</i>	-	ES4
	Mañío macho	<i>Podocarpus nubigenus</i>	E5	ES5
	Pino Radiata	<i>Pinus radiata D.Don</i>	E6	ES5
	Pino Oregón	<i>Pseudotsuga menziesii</i>	E5	ES5
L A T I F O L I A D A S	Alamo	<i>Populus sp.</i>	E6	ES6
	Canelo (Chiloé)	<i>Drimys winteri</i>	E5	ES5
	Coigüe	<i>Nothofagus dombeyi</i>	E4	ES5
	Coigüe (Chiloé)	<i>Nothofagus nitida</i>	E4	ES4
	Coigüe (Magallanes)	<i>Nothofagus betuloides</i>	E4	ES5
	Eucalipto	<i>Eucalyptus globulus</i>	E2	ES2
	Laurel	<i>Laurelia sempervirens</i>	E5	ES4
	Lenga	<i>Nothofagus pumilio</i>	E5	ES4
	Lingue	<i>Persea lingue</i>	E5	ES3
	Olivillo	<i>Aextoxicon punctatum</i>	E5	ES5
	Raulí	<i>Nothofagus alpina</i>	E4	ES5
	Roble	<i>Nothofagus obliqua</i>	E4	ES4
	Roble (Maule)	<i>Nothofagus glauca</i>	E4	ES4
	Tepa	<i>Laurelia philippiana</i>	E5	ES5
Tineo	<i>Weinmannia trichosperma</i>	-	ES4	
	Ulmo	<i>Eucryphia cordifolia</i>	E3	ES4

Fuente: NCh 1989 of. 86, tabla n° 8.

Una vez establecida la especie y el grupo estructural a la cual pertenece la madera a utilizar en el proyecto, se debe considerar el contenido de humedad de la madera en el momento de la construcción y de la puesta en servicio, para la determinación de las tensiones admisibles y del módulo de elasticidad, en conformidad a lo establecido en la tabla siguiente.

Tabla 4: Condiciones que se deben considerar en la determinación de tensiones admisibles y módulo de elasticidad.

Ítem	Condición de humedad de la madera		Condición considerada para la madera en la determinación de su(s)	
	Durante la construcción	En servicio	Tensiones admisibles	Módulo de elasticidad
1	$H_c \geq 20\%$	$H_s \geq 20\%$	Verde	Verde
2	$H_c \geq 20\%$	$H_s \leq 12\%$	Seca (H = 12%)	Seca (H = 12%)
3	$H_c \leq 12\%$	$H_s \leq 12\%$	Seca (H = 12%)	Seca (H = 12%)
4	$H_c \leq 12\%$	$H_s \geq 20\%$	Verde	Seca (H = 12%)

Fuente: NCh 1198 of. 91, tabla n° 3.

Se considerará en el ítem dos de la tabla anterior, la madera que cumpla con las características siguientes:

- ☞ Su espesor no exceda de 50mm.
- ☞ La carga total de diseño no se aplique antes de que la madera no presente una humedad inferior al 12%; o en su defecto, que no se originan cargas que ocasionen tensiones superiores a las tensiones admisibles para la condición verde.

Cuando la humedad de construcción se encuentre entre 12 y 20% se deberá aplicar el factor de modificación por humedad, (se tratará más adelante). En los casos no considerados en la tabla y que no pertenecen a la situación anterior, se deberá establecer la condición más desfavorable.

Considerado lo anterior y teniendo en cuenta las dos clasificaciones descritas anteriormente, la NCh 1990 of. 86, establece la relación entre ellas, tanto para sus estados verdes como secos, (en sus tablas 3 y 4 respectivamente), para luego presentar las doce clases estructurales que definen las tensiones admisibles en flexión, compresión y tracción paralela, cizalle y el módulo de elasticidad.

En la siguiente tabla se muestra la clasificación estructural, resultante de la relación entre el agrupamiento de especies y la clasificación visual para la madera en estado verde, es decir, considerando un contenido de humedad igual o mayor al 20% ó a piezas simples de espesor superior a 100mm.

Tabla 5: Relación entre el agrupamiento de especies, la clase estructural y la clasificación visual de madera en estado verde.

Clasificación Visual		Agrupamiento de Especies						
Identificación del Grado	Razón de Resistencia	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7
		Clase Estructural						
Grado Estructural Nº 1	0,75	f27	f22	f17	f14	f11	f8	f7
Grado Estructural Nº 2	0,60	f22	f17	f14	f11	f8	f7	f5
Grado Estructural Nº 3	0,48	f17	f14	f11	f8	f7	f5	f4
Grado Estructural Nº 4	0,38	f14	f11	f8	f7	f5	f4	f3

Fuente: NCh 1990 of. 86, tabla nº 3

A continuación se presenta la clasificación estructural para maderas en estado seco, es decir, con un contenido de humedad igual o menor a 12% y de espesor igual o menor a 100mm.

Tabla 6: Relación entre el agrupamiento de especies, la clase estructural y la clasificación visual de madera en estado seco (h=12%).

Clasificación Visual		Agrupamiento de Especies						
Identificación del Grado	Razón de Resistencia	ES1	ES2	ES3	ES4	ES5	ES6	ES7
		Clase Estructural						
Grado Estructural Nº 1	0,75	-	f34	f27	f22	f17	f14	f11
Grado Estructural Nº 2	0,60	f34	f27	f22	f17	f14	f11	f8
Grado Estructural Nº 3	0,48	f27	f22	f17	f14	f11	f8	f7
Grado Estructural Nº 4	0,38	f22	f17	f14	f11	f8	f7	f5

Fuente: NCh 1990 of. 86, tabla nº 4.

Consideraciones especiales

En casos en que la madera a utilizar en un proyecto presente:

- ☞ Espesores menores o iguales a 100mm. y se construya con un contenido de humedad entre 12 y 20%, y que este no sea excedido en sus condiciones de servicio: las tensiones admisibles y módulo elástico se obtendrá de la aplicación de lo factor de modificación por humedad que se detallará más adelante.
- ☞ Contenidos de humedad menores a 12%: se deberá considerar la tensión admisible y/o módulo elástico correspondiente al 12% de contenido de humedad.
- ☞ Espesor mayor a 100mm: en el momento de la construcción se considerarán siempre con un contenido de humedad superior a 20%, salvo estudios que muestren lo contrario.

Finalmente, habiendo considerado todas las estipulaciones que entregan las normas, se obtienen las tensiones admisibles y módulo de elasticidad a la flexión para madera estructural.

Tabla 7: Tensiones admisibles y módulo de elasticidad a la flexión para madera estructural.

Clase Estructural	Tensiones Admisibles (MPa)				Módulo de Elasticidad a la Flexión, (MPa)
	Flexión	Compresión Paralela	Tracción Paralela	Cizalle	
f34	34,5	26,0	20,7	2,45	18.150
f27	27,5	20,5	16,5	2,05	15.000
f22	22,0	16,5	13,2	1,70	12.600
f17	17,0	13,0	10,2	1,45	10.600
f14	14,0	10,5	8,4	1,25	9.100
f11	11,0	8,3	6,6	1,05	7.900
f8	8,6	6,6	5,2	0,86	6.900
f7	6,9	5,2	4,1	0,72	6.100
f5	5,5	4,1	3,3	0,62	5.500
f4	4,3	3,3	2,6	0,52	5.000
f3	3,4	2,6	2,0	0,43	4.600
f2	2,8	2,1	1,7	0,36	4.350

Fuente: NCh 1990 of. 86, tabla nº 1.

Las tensiones admisibles para compresiones normales a las fibras, dependen de la agrupación forestal a la cual pertenece, establecidos en tabla presentada anteriormente de la NCh 1989 of. 86, y cuyos valores se muestran a continuación:

Tabla 8: Tensiones admisibles para compresión normal a las fibras.

Agrupación para Madera en Estado		Tensión Admisible para Compresión Normal, (MPa)
Verde	Seco	
	ES1	9,0
	ES2	7,4
	ES3	6,1
E1	ES4	5,0
E2	ES5	4,1
E3	ES6	3,4
E4	ES7	2,8
E5		2,3
E6		1,9
E7		1,6

Fuente: NCh 1990 of. 86, tabla nº 2.

2.2.4 Tensiones de diseño

En el proceso de obtención de las tensiones admisibles a partir de la tensión de rotura, se han hecho suposiciones de carácter muy general con respecto a las condiciones de carga y servicio a que se verá sometido el elemento, lo que se traduce en valores de la tensión admisible que a menudo resultan muy conservadoras y que dan origen a diseños antieconómicos. Por otro lado, en muchos

casos el calculista al diseñar un elemento determinado conoce de antemano las condiciones en que se desempeñará dicho elemento y por consiguiente es posible modificar el valor de la tensión admisible para conseguir una mejor aproximación de la realidad, impuesta por condición de carga y servicio bien determinadas y específicas. El factor o los factores que expresan esta modificación se conoce con el nombre de “Factores de Modificación”, y el valor así modificado de la tensión recibe el nombre de “Tensión de Diseño”.

Se distinguen dos clases de factores de modificación:

- ☞ Factores de modificación de aplicación general: son aquellos que afectan por igual a todas las tensiones admisibles, cualquiera sea el tipo de sollicitación.
- ☞ Factores de Modificación de Aplicación Particular: que dependen del tipo de sollicitación y afectan solamente a la tensión admisible correspondiente. Existen factores de modificación aplicables a la flexión, a la compresión, etc.

A pesar que la norma contempla una serie de factores de modificación, aquí solo se tratarán los que tengan relevancia para el presente proyecto.

2.2.4.1 Factores de modificación de aplicación general

Factor de modificación por contenido de humedad (K_H).

Para piezas con espesores menores o iguales a 100mm. y que se construye con un contenido de humedad (H_c) comprendido entre 12 y 20%, la obtención de las tensiones admisibles y del módulo elástico se puede realizar mediante interpolación lineal entre los valores de tensión admisible para madera en estado verde y madera en estado seco, aplicando sobre la tensión admisible en condición seca el factor (K_H), que corresponde a la siguiente expresión:

$$K_H = (1 - \Delta H * \Delta R) \quad \text{donde,}$$

- ☞ K_H : Factor de modificación por contenido de humedad aplicable a las tensiones admisibles y al módulo elástico, definidos para una humedad de 12%.

- ☞ ΔH : Diferencia entre el valor de contenido de humedad de servicio (H_S) y 12%, de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 9: Obtención de la diferencia del contenido de humedad.

Condición de Humedad		$\Delta H = 20\% - H_S$	$\Delta H = 20\% - 12\%$
Durante la construcción	En servicio		
$H_C \geq 20\%$	$H_S \geq 20\%$	Sin Modificaciones	
	$20\% > H_S > 12\%$	X	
	$12\% \geq H_S$		X
$20\% > H_C > 12\%$	Para cualquier H_S		X
$12\% \geq H_C$	Para cualquier H_S		X

Fuente: Extraída de NCh 1198 of. 91, tabla n° 2.

- ☞ ΔR : Variación de la resistencia por cada 1% de la variación del contenido de humedad, expresado en la siguiente tabla:

Tabla 10: Variación de las propiedades resistentes para una variación del contenido de humedad igual a 1%.

SOLICITACIÓN	VARIACIÓN (ΔH) DE LA RESISTENCIA PARA $\Delta H = 1\%$
Flexión	0,0205
Compresión paralela a las fibras	0,0205
Tracción paralela a las fibras	0,0205
Cizalle	0,0160
Compresión normal a las fibras	0,0267
Módulo de elasticidad en flexión	0,0148

Fuente: NCh 1198 of. 91, tabla n° 8.

No obstante de lo anterior, es recomendable que las maderas y los productos derivados de ella tengan, en el momento de su utilización, un contenido de humedad igual al correspondiente a la humedad de equilibrio del lugar en donde ella prestará servicio.

Factor de modificación por duración de la carga (K_D).

La resistencia de la madera varía en forma inversamente proporcional a la duración de la carga. Las tensiones admisibles han sido establecidas considerando cargas cuya duración es del orden de los 10 años. Luego, al diseñar elementos que soportan cargas de duración distintas a la indicada, tendrá que adoptarse una

tensión de diseño igual al producto de la tensión admisible por el factor de modificación que corresponda a la duración real obtenida de la expresión:

$$K_D = \frac{1,747}{t^{0,0464}} + 0,295 \quad \text{donde,}$$

- ☞ K_D : Factor de modificación por duración de la carga. Este no afecta el módulo de elasticidad en flexión ni a la tensión admisible de compresión normal a la fibra.
- ☞ t : Duración de la carga en segundos.

En aquellos casos en que se aplique simultáneamente cargas de duración distinta, en general será suficiente diseñar con el total de ellas y utilizar el factor de modificación correspondiente a la de menor duración. Sin embargo, al utilizar este procedimiento es posible que el elemento resulte mal diseñado al ser sometido a la acción de las cargas de mayor duración. Para prevenir la situación anterior se recomienda proceder de la manera siguiente:

- Computar la magnitud de todas las combinaciones posibles de cargas.
- Dividir el total de cada combinación por el factor de modificación correspondiente a la carga de menor duración en dicha combinación.
- El mayor cociente así obtenido indica cuál es la combinación crítica
- Utilizar el factor de modificación correspondiente a la combinación crítica de cargas para aplicarlo en un cálculo de la tensión de diseño.

Factor de modificación por Trabajo Conjunto (K_c).

Las tensiones admisibles para elementos estructurales que conforman un sistema que comparte la carga, consistente en tres o más elementos paralelos distanciados en no más de 610mm. y dispuestos de tal forma que en conjunto pueden soportar la carga aplicada, deben ser multiplicadas por el Factor de

Modificación por Trabajo en Conjunto (K_C), de acuerdo a la tabla presentada a continuación:

Tabla 11: Factor de modificación por trabajo conjunto, (k_c).

TENSIÓN ADMISIBLE AFECTADA	MADERA ASERRADA CUYA MENOR DIMENSIÓN EN mm, ES	
	Menor que 114mm	114mm ó más
Flexión	1,15	1,15
Cizalle longitudinal	1,15	1,10
Compresión paralela a las fibras	1,10	1,10
Compresión normal a las fibras	1,10	1,10
Tracción paralela a las fibras	1,00	1,00
Módulo de elasticidad en flexión	1,00	1,00

Fuente: NCh 1198 of. 91, tabla nº 9.

2.2.4.2 Factores de modificación de aplicación particular

Factor de modificación por altura (K_{hf}).

Cuando la altura de una viga rectangular o una pieza traccionada excedan los 50mm., la tensión admisible, debe ser multiplicada por el factor de modificación determinado por la expresión:

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{h} \right)^{1/9} \quad \text{donde,}$$

☞ K_{hf} : Factor de modificación por altura.

☞ h : Ancho de la pieza traccionada o altura de la viga, en mm.

Factor de modificación por volcamiento (K_v).

Cuando una viga es sometida a flexión, para cierto valor de carga, puede producirse el volcamiento del elemento por pandeo lateral de las fibras comprimidas. Dicho volcamiento depende, entre otros, del grado de sujeción lateral y de la relación existente entre la altura y el espesor del elemento.

Para la obtención del factor de modificación la NCh 1198 presenta un criterio más amplio, pero en la práctica para nuestro proyecto, por las secciones que se pretenden manejar, ($h/b \leq 2$), y condiciones de sujeción lateral, se remitirá solo a:

Puesto que las piezas que se prevé que se encontrarán afectas a este fenómeno serán principalmente de sección cuadrada, el factor de modificación por volcamiento será igual a la unidad, ($K_V = 1,0$), si se cumple lo dispuesto en la tabla siguiente:

Tabla 12: Grado de sujeción lateral para diferentes razones máximas (h/b) de una viga simple de madera aserrada.

GRADO DE SUJECIÓN LATERAL	RAZÓN MÁXIMA h/b
No cuenta con apoyos laterales	2,0
Sólo los extremos cuentan con apoyos laterales	3,0
El elemento tiene sus extremos apoyados lateralmente y su desplazamiento lateral en el tramo es impedido por riostras, tirantes o costaneras sobre él.	4,0
El elemento tiene sus extremos apoyados lateralmente y el desplazamiento del canto comprimido en el tramo es impedido por entablados o vigas distanciadas en no más de 610mm entre si, apoyadas contra las caras de las vigas	5,0
El elemento cumple con el caso anterior y además dispone de puntales laterales separados a una distancia que no excede de 8 veces la altura de la viga.	6,0
El elemento tiene sus extremos apoyados lateralmente y además se impide el desplazamiento lateral de ambos cantos (comprimido y traccionado).	7,0

Fuente: Nch. 1198 of. 91, tabla nº 11.

Factor de modificación por rebaje (K_r).

Cuando una viga sometida a esfuerzos de flexión y además ésta tiene cambios de sección, se manifiesta una concentración de tensiones en el punto rebajado, por lo que merece especial atención los esfuerzos de cizalle longitudinal. Los factores de modificación que se aplican a las tensiones admisibles por este criterio dependen del tipo de rebaje, por lo que serán analizadas para cada caso cuando se analicen los tipos de uniones.

Factor de modificación por esbeltez (K_λ).

Los elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión paralela a las fibras, se deberá verificar que el valor de su esbeltez (λ), se encuentre en los límites siguientes:

☞ $\lambda \leq 170$: Para elementos principales

☞ $\lambda \leq 200$: Para elementos que solo bajo eventos especiales quedan sometidos a compresión.

Para elementos en que su esbeltez sea inferior a cinco, su factor de modificación será igual a la unidad; para esbelteces superiores a este valor, su factor modificador corresponderá al de la expresión:

$$K_{\lambda} = \left[A - \sqrt{A^2 + B} \right], \text{ con:}$$

$$A = \frac{B \times c \times \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2 \times c}$$

$$B = \frac{4 \times E_{f,dis}}{c \times \lambda^2 \times F'_{cp,dis}}$$

☞ $F_{f,tr}$ = Tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema.

☞ c = Coeficiente de proporcionalidad cuyos valores se obtienen:

Tabla 13: Valores del coeficiente de proporcionalidad (c).

GRADO ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE PROPORCIONALIDAD
Nº1	0,85
Nº2	0,85
Nº3	0,80
Nº4	0,80

Fuente: NCh 1198 of. 91, tabla nº 19.

☞ $E_{f,dis}$ = módulo de elasticidad de diseño

☞ $F'_{cp,dis}$ = Tensión de diseño de compresión paralela y que no incluye el factor de modificación K_{λ} , ni el factor de modificación por trabajo conjunto K_C .

Factor de modificación por concentración de tensiones (K_{ct})

La madera sometida a esfuerzos de tracción paralela a las fibras, principalmente en los puntos de unión, se encuentra afecta a concentraciones de tensiones, ya sea a causa de perforaciones, vaciados, etc. El factor de modificación correspondiente se puede extraer de la siguiente tabla:

Tabla 14: Valores del factor de modificación por concentración de tensiones, (K_{ct}).

TIPO DE DEBILITAMIENTO	MADERA ASERRADA
Perforaciones pequeñas y uniformemente distribuidas, (clavos).	0,8
Perforaciones individuales mayores, (pernos).	0,7
Conectores de anillo.	0,5
Ranuras longitudinales: espesor ≤ 5 mm.	0,8
Ranuras longitudinales: espesor ≤ 10 mm.	0,7

Fuente: NCh 1198 of. 91, tabla nº 21.

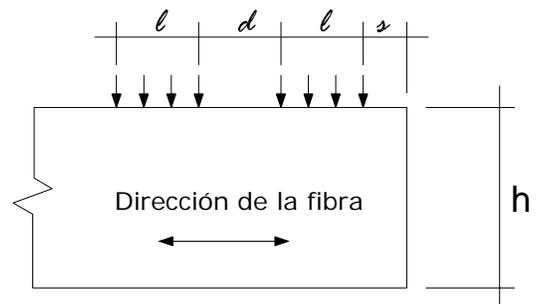
Factor de modificación por aplastamiento (K_{cn})

Las tensiones de compresión normal a las fibras (aplastamiento), pueden ocurrir en los apoyos de una viga de madera, o bien en lugares de encuentro con otros elementos. Dicha tensión se puede ver incrementada en el caso que una superficie aplastada se encuentre distanciada de otra a una distancia, "d" no inferior a 150mm., siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- ☞ La longitud "l" o diámetro de la superficie aplastada del elemento, medida en la dirección de la fibra, no exceda de 150mm.
- ☞ La distancia "s", entre la superficie aplastada y el extremo del elemento, medida en la dirección.

Figura 6: Superficie solicitada en compresión normal

$$\begin{array}{ll} \varnothing \geq 100\text{mm.} & \text{si: } h > 60\text{mm.} \\ \varnothing \geq 075\text{mm.} & \text{si: } h \leq 60\text{mm.} \end{array}$$



Fuente: NCh 1198 of. 91, figura nº 15.

El factor de modificación K_{cn} , que incrementa la tensión admisible en compresión normal se calcula mediante la expresión:

$$K_{cn} = \left(\frac{150}{l} \right)^{1/4} \leq 1,80$$

En caso de una pieza no satisface los requisitos anteriores, el factor a utilizar corresponde a:

$$K_{cn} = 0,80$$

2.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

El dimensionamiento de las piezas estructurales que conforman este proyecto se diseñarán conforme a los criterios de la NCh. 1198 of. 91.

Se verificarán que las tensiones de trabajo, no sobrepasen las tensiones de diseño para flexión, cizalle longitudinal, compresión paralela, compresión normal y aplastamiento:

Para las tensiones de flexión, en las fibras extremas, se debe cumplir que:

$$\frac{f_{f,tr}}{F_{f,dis}} \leq 1, \text{ en donde: } f_{f,tr} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W_n}, \text{ con:}$$

- ☞ $f_{f,tr}$ = Tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema.
- ☞ $F_{f,dis}$ = Tensión de diseño en flexión.
- ☞ $M_{m\acute{a}x}$ = Momento máximo de flexión.
- ☞ W_n = Módulo de flexión de la sección transversal.

La tensión de cizalle a calcular será la longitudinal, puesto nunca una pieza fallaría por cizalle vertical. Se verificará que:

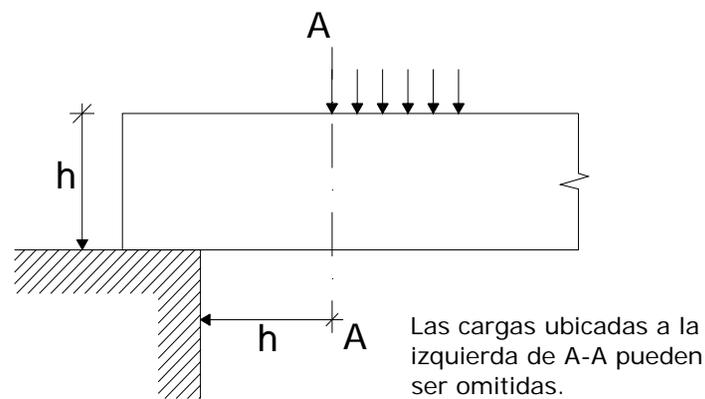
$$\frac{f_{cz,tr}}{F_{cz,dis}} \leq 1, \text{ en donde: } f_{cz,tr} = \frac{Q \times S}{b \times I}, \text{ con:}$$

- ☞ $f_{cz,tr}$ = Tensión de trabajo de cizalle longitudinal.
- ☞ $F_{cz,dis}$ = Tensión de diseño de cizalle longitudinal.
- ☞ Q = Esfuerzo de corte máximo.
- ☞ S = Momento estático de la sección transversal de la viga.
- ☞ b = Espesor o base de la viga.
- ☞ I = Momento de inercia de la sección transversal.

Nota: En el caso de una única carga móvil o de una carga móvil considerablemente mayor a las restantes, ésta se debe ubicar a una distancia medida desde cada apoyo

igual a la altura de la pieza flexionada, manteniendo las restantes en sus posiciones habituales. Cuando existan dos o más cargas móviles, similares en magnitud y próximas en ubicación, dichas fuerzas se deben ubicar en la posición que produzca el máximo esfuerzo de corte, Q , despreciando el efecto de cualquier carga ubicada a una distancia de los apoyos no superior a la altura de la pieza.

Figura 7: Determinación del esfuerzo de corte



Fuente: NCh. 1198 of. 91, Figura nº 2.

Principalmente en los apoyos y puntos de unión, la tensión por compresión normal a la fibra deberá cumplir:

$$\frac{f_{cn,tr}}{F_{cn,dis}} \leq 1, \text{ en donde } f_{cn,tr} = \frac{R_i}{A_{aplast}}, \text{ con:}$$

- ☞ $f_{cn,tr}$ = Tensión de trabajo de compresión normal a las fibras.
- ☞ $F_{cn,dis}$ = Tensión de diseño de compresión normal a las fibras.
- ☞ R_i = Reacción de la viga o elemento, en apoyo.
- ☞ A_{aplast} = Área de aplastamiento.

Los elementos que se encuentren sometidos a compresión paralela, se deberá considerar que:

$$\frac{f_{cp,tr}}{F_{cp,\lambda,dis}} \leq 1, \text{ en donde: } f_{cp,tr} = \frac{N}{A}, \text{ con:}$$

- ☞ $f_{cp,tr}$ = Tensión de trabajo de compresión paralela a las fibras.
- ☞ $F_{cp,\lambda,dis}$ = Tensión de diseño de compresión paralela a las fibras, considerando pandeo.
- ☞ N = Carga axial aplicada.
- ☞ A = Sección transversal.

Para las piezas sometidas a esfuerzos de tracción paralela a las fibras, se deberá verificar que cumpla con las condiciones siguientes:

$$\frac{f_{tp,tr}}{F_{tp,dis}} \leq 1 \quad , \quad \text{en donde: } f_{cp,tr} = \frac{T}{A} \quad , \quad \text{con:}$$

- ☞ $f_{tp,tr}$ = Tensión de trabajo en tracción paralela a las fibras.
- ☞ $F_{tp,dis}$ = Tensión de diseño de tracción paralela a las fibras.
- ☞ T = Solicitación de tracción axial aplicada.
- ☞ A = Sección transversal.

Otro criterio a considerar en el diseño de la estructura será la estabilidad al volcamiento, tanto de los elementos estructurales en forma individual, como de la estructura en su conjunto.

Privilegiando la estética, comodidad y la confiabilidad del usuario se demostrará que las deformaciones máximas calculadas de la estructura (Capítulo V), son inferiores a las deformaciones máximas permitidas por la norma chilena NCh 1198 of. 91; la cual señala que para puentes carreteros, la flecha máxima permitida con sobrecargas será igual a longitud de la viga dividida en 360, (ver anexo B).

CAPITULO III

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

El diseño de la superestructura aquí planteado, se encuentra basado en premisas de consideración general que resulta necesario dar a conocer para evitar futuras confusiones.

La superestructura llevará madera como material principal, y no se contempla el someterlo a tratamientos químicos, y solo pudiera aplicársele impermeabilizantes para protegerla de la excesiva humedad, y que no comprometan una disminución de su resistencia mecánica.

Puesto que, para los lugares en donde se encuentra dirigido este proyecto, no necesariamente se encontrarán las dimensiones de las secciones transversales estandarizadas por norma, en el programa computacional adjunto a este proyecto, se hallarán dimensiones no normadas, dejando al usuario la posibilidad de elegir la sección mas conveniente para cada elemento constructivo.

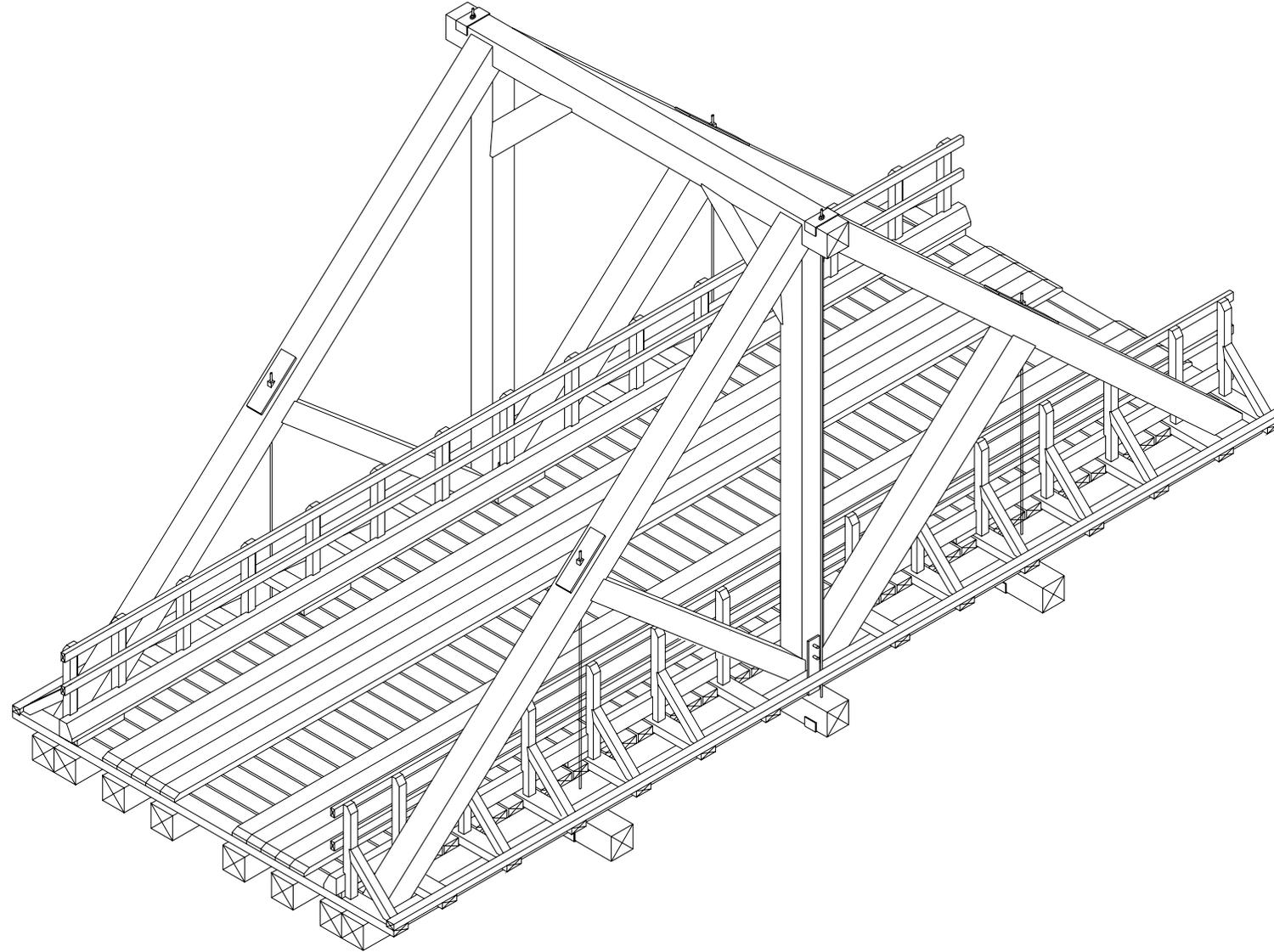
Las uniones, dimensiones y características serán objeto de un estudio para cada caso, así como también las escuadrías de cada uno de los elementos resistentes, y corresponden a materias de capítulos posteriores.

A continuación se realiza la presentación del diseño de la superestructura, para lo cual se darán las características más relevantes de cada uno de los elementos que componen la estructura planteada.

3.1 PRESENTACIÓN DEL DISEÑO

Con el objeto de especificar más aún lo que se describirá en el presente capítulo, en la hoja siguiente se muestra un croquis de la vista isométrica del modelo de superestructura de puente diseñado.

Figura 8: Vista isométrica de la superestructura



3.1.1 Sección transversal del tablero

Por las características que presenta este proyecto al estar dirigido básicamente a la satisfacción de necesidades de caminos rurales, de tránsito más bien de carácter vecinal donde el tráfico peatonal es prácticamente nulo siendo más frecuente el vehicular y el de animales; además como se vio en el capítulo anterior, no existe norma que exija una medida que se deba cumplir por este concepto, por lo que el diseño de la sección transversal del tablero, estará sujeta a nuestro criterio y será la necesaria para permitir la funcionalidad del tráfico previsto para éstas zonas.

La sección transversal del tablero será constante para las distintas luces que contempla el proyecto, y se encuentra diseñada en una vía de 3,50m de ancho, medidos entre los guardarruedas. Las escuadrías de cada uno de los elementos que constituyen el tablero, serán las determinadas por los cálculos desarrollados en el próximo capítulo.

3.1.2 Tablones de rodado

El tablonaje del rodado formará dos carriles de un metro de ancho cada uno, separados a una distancia de ochenta centímetros entre sí, permitiendo la comodidad del tráfico de todo tipo de vehículos. En general, los tablones de rodado en puentes de madera, se encuentran prácticamente estandarizados a una sección transversal de 3x8".

3.1.3 Tablones de resistencia

Los tablones que constituyen la parte resistente del tablero, será recomendable dejarlos separados entre si una distancia aproximada de una pulgada para así permitir la circulación del aire, y evitar que en la juntura que se produce entre ellos permanezcan húmedos, con la consiguiente pudrición de este elemento. Aproximadamente cada 90cm se colocará una pieza de igual escuadría pero de

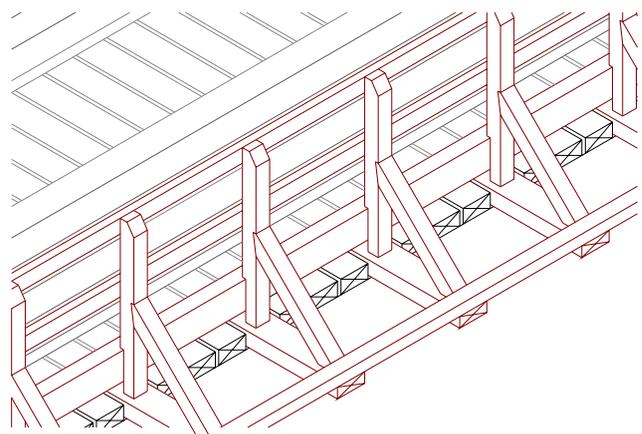
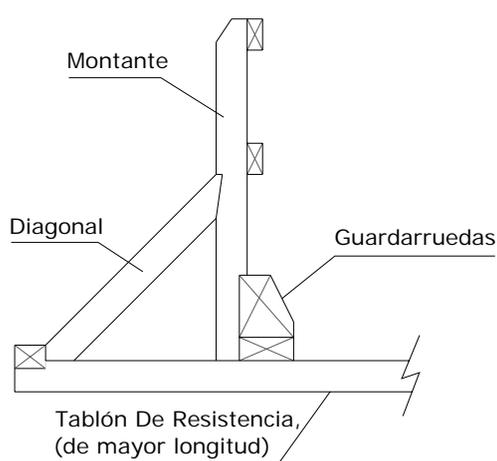
mayor longitud, con la finalidad de servir de apoyo a la diagonal que proporciona la firmeza lateral a la baranda. El cálculo de la sección transversal de este elemento será tal que garantice la uniformidad de trabajo de todos los largueros, para una mayor eficiencia de la estructura en su conjunto. Como un antecedente anexo se puede acotar que es bastante común de encontrarse con tablonés de resistencia en puentes con tablero de madera de una sección de 4x8”.

3.1.4 Barandas

El sistema de barandas se constituye de dos elementos longitudinales soportados por un sistema de arriostramiento constituido por montantes y diagonales que descansan en los tablonés de resistencia de mayor longitud del tablero. Se encontrarán ubicadas por el interior de las armaduras de manera de protegerlas de mejor manera tanto a ellas, como al tráfico.

El guardarruedas debe ir montado sobre unas piezas de madera evitando el contacto directo en toda su longitud, con los tablonés de resistencia, para tratar impedir la formación de pudrición de ambos, conjuntamente de proveerlo de mayor altura. En su parte superior presenta un rebaje interior a fin de formar la figura de una solera, con las ventajas propias de ésta, además de impedir la acumulación de nieve.

Figura 9: Detalle del sistema de barandas



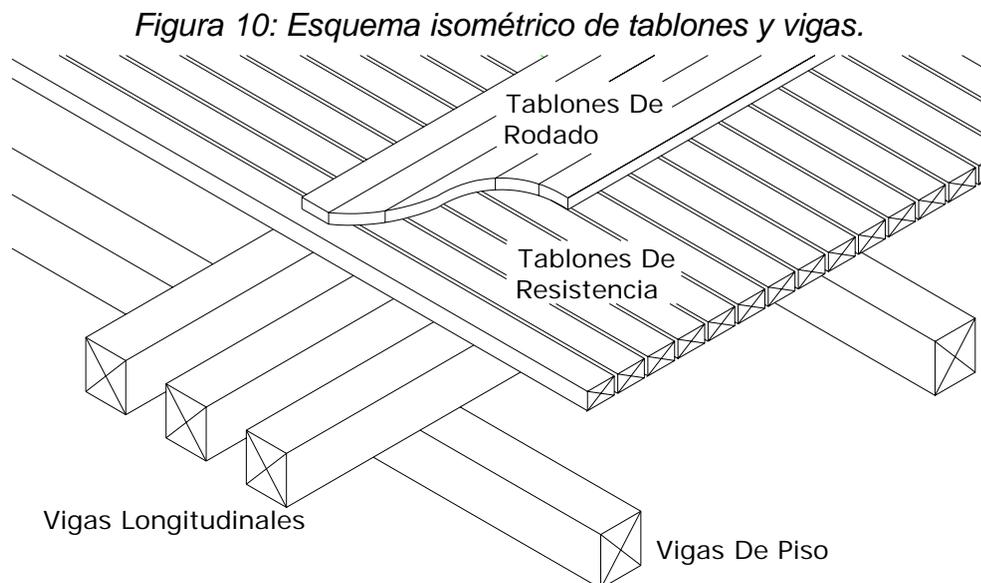
3.1.5 Vigas longitudinales

Los largueros o vigas longitudinales serán seis piezas continuas de largo igual a la extensión total del puente, distribuidas de a tres por cada lado del eje de simetría longitudinal. Su diseño responde a la sección necesaria para soportar las cargas recogidas por el tablero y transmitir las hacia las vigas de piso.

3.1.6 Vigas de piso

En cada cuarto de la luz del puente se ubicará una viga de piso destinada a transmitir las cargas provenientes del tablero hacia la armadura. En los puntos de encuentro de las vigas de piso con los largueros es recomendable unirlos mediante abrazaderas metálicas garantizando el trabajo conjunto de estos últimos, además de evitar un posible deslizamiento horizontal de las vigas de piso producto de la acción de las cargas a soportar.

En la figura que se muestra a continuación, se puede apreciar claramente la ubicación de las piezas mencionadas anteriormente.



3.1.7 Armadura

La Armadura posee características similares a la cercha de una casa habitación, presentando simetría con respecto al centro de la luz. La cuerda inferior

será una pieza continua de largo igual a la luz total del puente; Al despreciar el peso propio del elemento, se diría que se encuentra sometida solo a esfuerzos de tracción. Mientras que los elementos superiores de la armadura, son dos piezas inclinadas que se interceptan en el punto más alto de la armadura que trabajan principalmente a la compresión, llevando sus cargas soportadas a los puntos de apoyos de la superestructura.

En el centro de la armadura se proveerá de dos piezas de materiales diferentes destinadas a cumplir las siguientes funciones:

La pieza de madera es parte del arriostramiento de balanceo encargado de proporcionar la estabilidad lateral de la estructura en su conjunto, que pudiera verse afectada, tanto las fuerzas laterales externas como las inducidas por los esfuerzos de flexión a la que se encuentra sometida la armadura. Éste elemento se diseñara para soportar esfuerzos de flexión introducidos en el punto de unión con la diagonal que sustenta; y debido a la acción de la carga móvil, en ciertas posiciones, ésta pieza se encontrará sometida a esfuerzos de compresión.

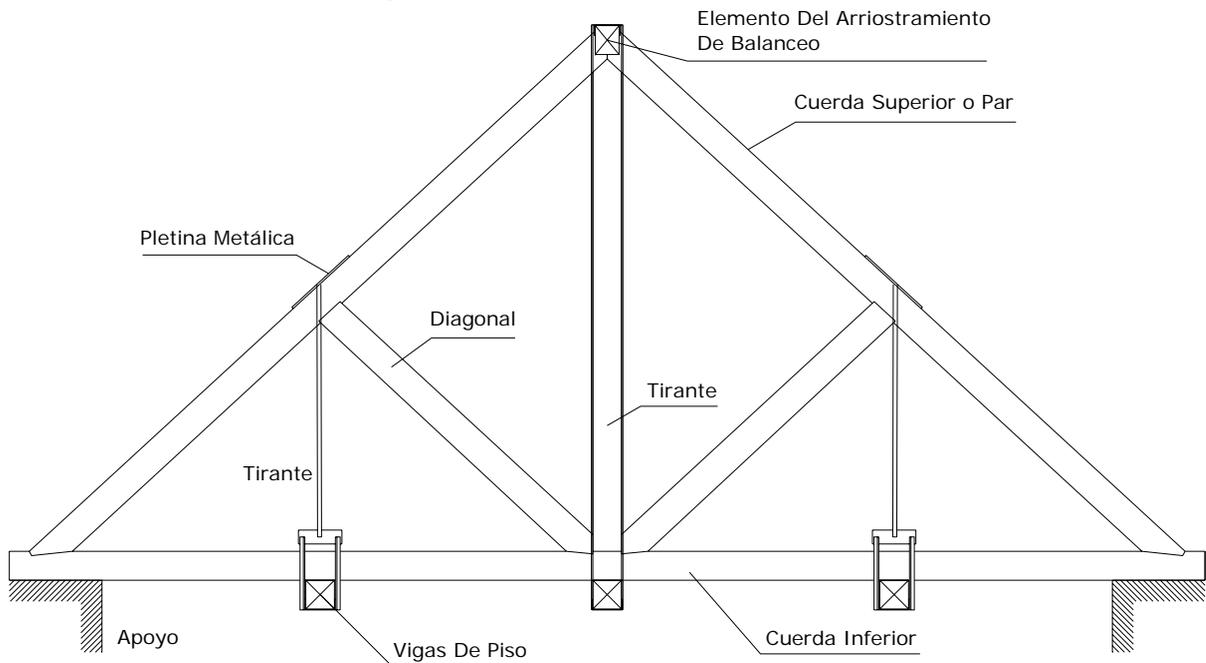
La segunda pieza, (tirante), ubicada en el mismo punto, estará destinada a amarrar la viga de piso del centro con el punto más alto de la armadura, por consiguiente se asume que trabajará a la tracción y por lo tanto se utilizará el acero para constituir este elemento. Los otros tirantes ubicados en cada cuarto de la longitud de la armadura poseen características similares a éste, con la diferencia que se encuentran en planos verticales distintos.

Las diagonales se encuentran con el par de la armadura en la mitad de éste, formando un triángulo isósceles, de forma de repartir por igual, la carga inducida por el tirante de acero; de ésta manera se prevé que el par y diagonal trabajen a compresión.

En todos aquellos puntos de unión en que se utilicen pernos o tirantes de acero, se colocarán pletinas metálicas con el objeto de aumentar el área de

aplastamiento, y así disminuir este efecto en las piezas estructurales de madera. En el capítulo correspondiente al diseño de uniones se verá con más claridad estos detalles.

Figura 11: Esquema de la armadura

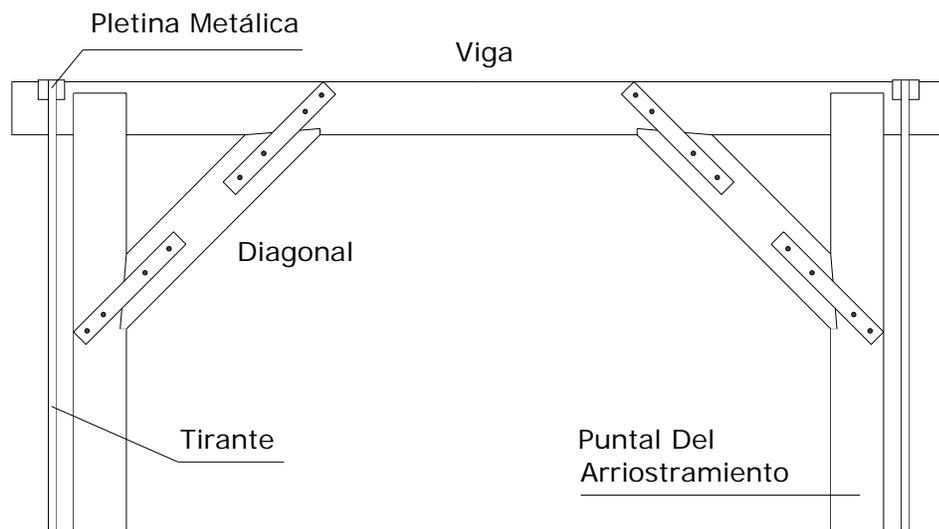


3.1.8 Sistema de arriostramiento de balanceo

El sistema destinado a absorber los esfuerzos laterales, se constituye de una viga superior, que además de su función que cumple en el arriostramiento, sirve para transportar las fuerzas provenientes de las vigas de piso a través de los tirantes, hacia las armaduras.

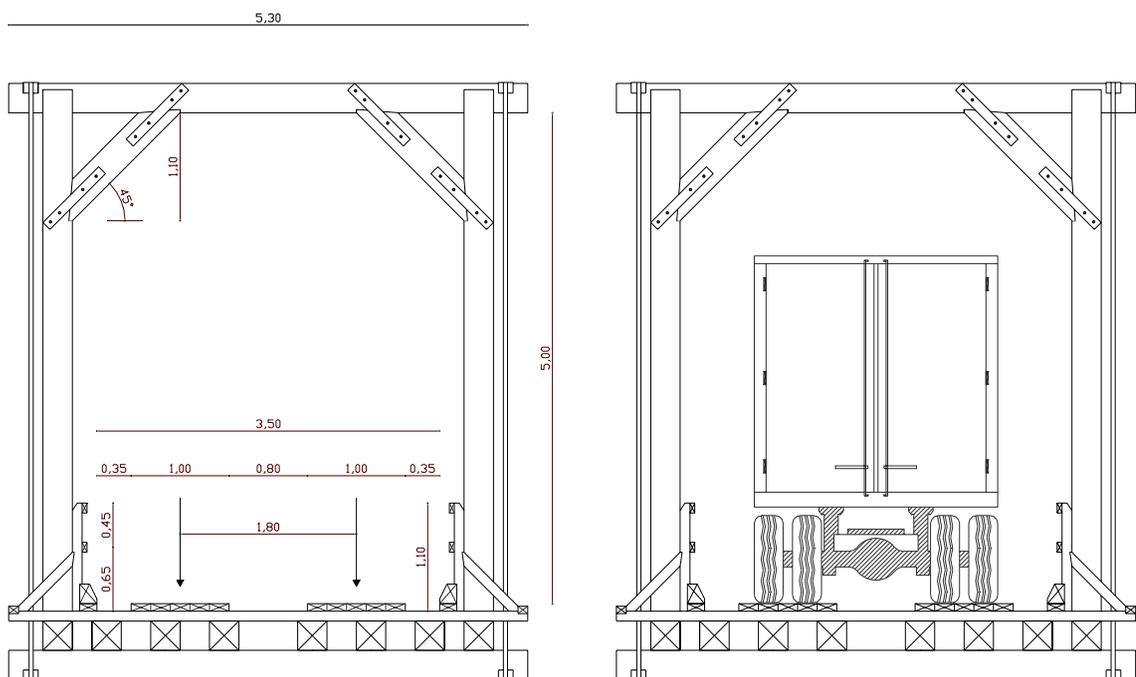
El puntal del arriostramiento forma parte de la armadura propiamente tal, pero los esfuerzos a soportar se deben a su función a cumplir dentro del arriostramiento. El nexo entre las dos piezas mencionadas anteriormente, la suministra la diagonal, y es en definitiva la que permite proporcionar la estabilidad del sistema en su conjunto, y de la estructura.

Figura 12: Sistema de arriostramiento de balanceo



En las siguientes figuras se muestra la sección transversal de la superestructura, la de la izquierda con sus dimensiones de carácter constante para las variaciones de luces y cargas, mientras que la otra figura presenta una distribución esquemática de un camión de diseño H ó HS (AASHTO), sobre el tablero.

Figura 13: Sección transversal del tablero



3.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL DISEÑO PROPUESTO

La mayoría de las ventajas y desventajas del proyecto se deben principalmente a las características inherentes del material constituyente de éste.

Dentro de las cuales se pueden destacar las siguientes:

3.2.1 Ventajas

- ☞ Gran rapidez de montaje y construcción.
- ☞ Empleo de mano de obra no especializada para la construcción.
- ☞ En comparación con otros materiales se prevé economía en su costo total.
- ☞ El uso de las armaduras genera una mayor efectividad en el uso de la madera como principal material constituyente.
- ☞ Aprovechamiento del potencial maderero de las zonas al que se encuentra especialmente dirigido este proyecto.
- ☞ Por características propias del diseño no presenta inconvenientes al paso de embarcaciones y similares, de acuerdo a la posición de las armaduras; aunque esto depende de cada caso en particular.

3.2.2 Desventajas

- ☞ Por ser la estructura en su gran mayoría de madera, y no contemplar tratamientos químicos, presenta el inconveniente de ser vulnerable al ataque de hongos o termitas que provocarían el debilitamiento del material.
- ☞ El arriostamiento de balanceo ubicado en la parte superior de las armaduras, limita al tráfico a una altura determinada fija.
- ☞ Fragilidad al ataque de fuego.
- ☞ En general los puentes de madera no presentan una duración muy prolongada.

CAPITULO IV

MODELACIÓN Y CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

En el presente capítulo se dará a conocer la modelación de la estructura y la forma en que se realizará el dimensionamiento de las diferentes piezas que constituyen la superestructura de madera para puentes de este modelo planteado.

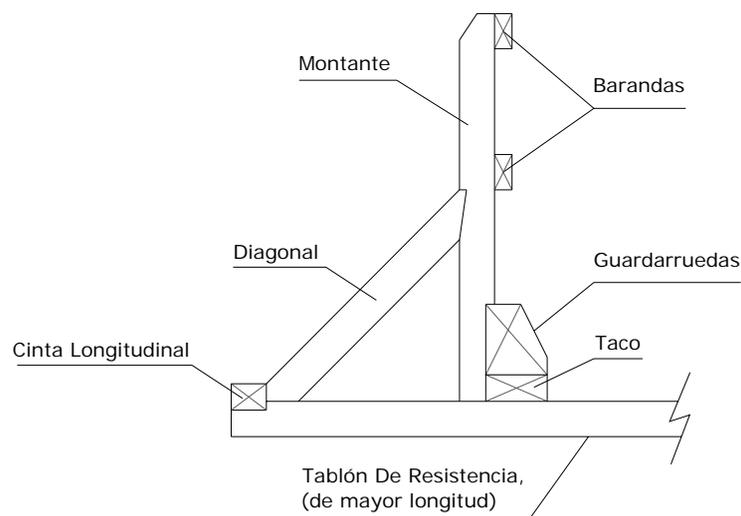
Todo el dimensionamiento de las piezas, se dejará en términos de variables que dependen de las condiciones propias del lugar en se emplazará la estructura, características de la madera, tipos de cargas; de manera que el programa recoja este tipo de variables, y efectúe el cálculo pertinente.

4.1 SISTEMA DE BARANDAS

El sistema de barandas consiste en un conjunto de piezas dispuestas de cierta forma, y cada una sometida eventualmente a distintos esfuerzos. Razón por la cual se analizarán por separado cada una de ellas.

En la ilustración siguiente se muestran las piezas a analizar con sus nombres; éstos no necesariamente son lo que se conocen a estas piezas y solo se ha dispuesto nombrarlas así privilegiando la mejor comprensión de éste capítulo.

Figura 14: Elementos del sistema de barandas



Las escuadrías de todas las piezas que no contemplen solicitaciones se mantendrán constantes para cualquier variación contemplada en el proyecto, y serán presentadas a continuación. Por otra parte y sin perjuicio de lo anterior, las secciones transversales de las otras piezas dependerán directamente de la especie de madera a utilizar y sus características, por lo cual su dimensionamiento obedece al cálculo respectivo.

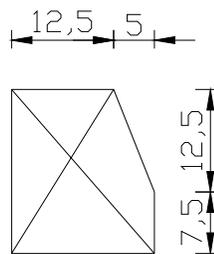
4.1.1 Guardarruedas, taco

Las escuadrías de estas dos piezas no obedecen a ningún cálculo, ya que no se prevé ninguna fuerza considerable sobre ellas.

Para el caso de los tacos de madera serán piezas de 4x7" de escuadría por cuarenta centímetros de largo, colocados cada 2m aprox. Éstas piezas no soportan más cargas que el peso propio del guardarruedas, y su función es levantar a este elemento.

El guardarruedas tampoco presenta solicitaciones que se deban considerar, y solo cumplirá la función de evitar la posible salida de un automóvil fuera de la calzada, por lo que también podrá ser una sección compuesta de dos o más piezas. La sección transversal será de 7x8", con los rebajes detallados a continuación.

Figura 15: Detalle rebajes del guardarruedas



4.1.2 Cinta longitudinal

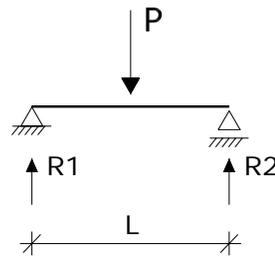
La cinta longitudinal será de 3x4" de escuadría, e irá colocada con el fin de proporcionar un punto de apoyo a la diagonal, no obedeciendo a cálculo alguno

como elemento y solo se le prestara atención al momento de diseñar la unión; materia del próximo capítulo.

4.1.3 Barandas

Las piezas longitudinales denominadas como barandas, se modelarán como una viga simplemente apoyada entre los montantes. Su diseño responderá a la sección necesaria para soportar una carga puntual horizontal y perpendicular a ella, ubicada en el centro de los apoyos.

Figura 16: Modelación de las barandas



4.1.3.1 Diseño por flexión

Para el diseño de éstas piezas a la flexión, su sección transversal será tal que las tensiones de trabajo en las fibras extremas sean menores a las de diseño, es

decir que: $\frac{f_{f,tr}}{F_{f,dis}} \leq 1$, en donde: $f_{f,tr} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W_n}$, con:

☞ $f_{f,tr}$ = Tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema.

☞ $F_{f,dis}$ = Tensión de diseño en flexión.

Zona flexo-traccionada: $F_{ft,dis} = F_f \times K_H \times K_c \times K_D \times K_{hf}$

Zona flexo-comprimida: $F_{fc,dis} = F_f \times K_H \times K_c \times K_D \times K_V$

☞ $M_{m\acute{a}x}$ = Momento máx. $M_{M\acute{a}x.} = \frac{P \times L}{4}$

P: 22.34KN.

L: Distancia entre montantes, 90cm como máximo

☞ W_n = Módulo de flexión de la sección transversal.

$$W_n = \frac{1}{6} \times a \times b^2$$

a: Ancho de la pieza, (cm).

b: Espesor de la pieza, (cm).

De los factores de modificación

Los factores de modificación para las tensiones de diseño tomarán los siguientes valores.

- Factor de modificación de humedad (K_H), y por duración de la carga (K_D), y el de modificación por altura (K_{hf}) será el que resulte del cálculo.
- Factor de modificación por trabajo conjunto (K_C), se le asignará el valor de uno.
- Factor de modificación por volcamiento (K_V), se le asignará el valor de uno.

4.1.3.2 Diseño por corte

La tensión de cizalle longitudinal se verificará mediante las expresiones:

$$\frac{f_{cz,tr}}{F_{cz,dis}} \leq 1, \text{ en donde: } f_{cz,tr} = \frac{1,5 \times Q}{a \times b}, \text{ con:}$$

☞ $f_{cz,tr}$ = Tensión de trabajo de cizalle longitudinal, (kg/cm^2).

☞ $F_{cz,dis}$ = Tensión de diseño de cizalle longitudinal, (kg/cm^2).

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \times K_H \times K_C \times K_D \times K_r$$

☞ Q = Esfuerzo de corte máximo. (en caso más desfavorable $Q=P$)

☞ a = Ancho de la pieza (cm).

☞ b = Espesor de la pieza (cm).

De los factores de modificación

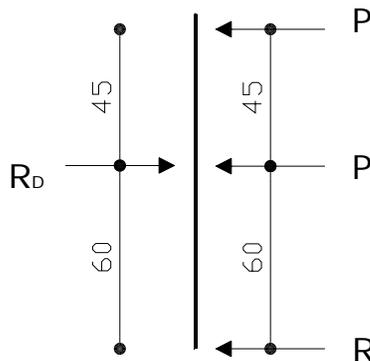
Los factores de modificación para las tensiones de diseño en cizalle, serán los mismos valores que se le asignaron para calcular las tensiones de diseño a la flexión, a excepción de:

- Factor de modificación por rebaje, (K_r): puesto que el diseño de estas piezas no contempla rebaje inferior, se le asignará el valor unitario.

4.1.4 Montante

Los montantes serán de una altura fija de 1.10m, y se diseñarán para soportar la misma carga “P” que las barandas, actuando directamente sobre el. En esquema que se muestra a continuación se puede apreciar las distancias en que actúan las cargas. La fuerza R_D , corresponde a la reacción horizontal de la diagonal, y R corresponde a la reacción del guardarruedas.

Figura 17: Modelación del montante



4.1.4.1 Diseño por flexión

Para el diseño de los montantes a la flexión se emplearán las mismas ecuaciones y condiciones que corresponden al diseño de las barandas. Usando como momento máximo, el resultado de la expresión: $M_{Máx.} = 45 \times P$

4.1.4.2 Diseño por corte

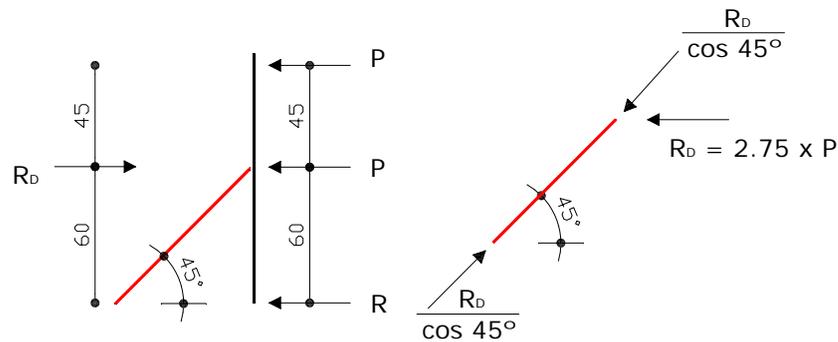
Al igual que la anterior, el diseño al cizalle longitudinal resulta similar al de las barandas, usándose para calcular el esfuerzo de corte, la expresión: $Q_{Máx.} = P$

4.1.5 Diagonal

La sección transversal de la diagonal será la necesaria para soportar un

esfuerzo axial "F", de: $F = \frac{2.75 \times P}{\cos 45^\circ}$.

Figura 18: Modelación de la diagonal



4.1.5.1 Diseño por compresión paralela

La sección transversal necesaria para soportar la carga eventual prevista se

calculará como: $f_{cp,tr} = \frac{F}{a \times b}$, en donde se deberá cumplir que: $\frac{f_{cp,tr}}{F_{cp,dis}} \leq 1$.

- ☞ $F_{cp,tr}$ = Tensión de trabajo en compresión paralela.
- ☞ F = Fuerza calculada anteriormente.
- ☞ a, b = Medidas de la sección transversal de la diagonal.
- ☞ $F_{cp,dis}$ = Tensión de diseño en compresión paralela.

$$F_{cp,dis} = F_{cp} \times K_H \times K_c \times K_D$$

De los factores de modificación

Los factores de modificación para calcular la tensión de diseño en compresión paralela corresponderán a:

- Factor de modificación por humedad, (K_H): será el que resulte del cálculo pertinente.
- Factor de modificación por trabajo conjunto, (K_C): será igual a uno.

- Factor de modificación por duración de la carga, (K_D): se estima que las cargas que actuarán aquí será eventuales y de duración muy breve, (talvez nunca actúen), por lo tanto se usará un factor calculado para una duración de 10 segundos el factor.

4.1.6 Tablones de resistencia

Los tablones de resistencia, aunque formen parte del sistema de barandas, su dimensionamiento responde al diseño bajo la acción de las cargas móviles directamente sobre ellos, ya que las fuerzas que se manejan para el diseño de las barandas son despreciables en comparación a las de los camiones de diseño. Razón por la cual el diseño de estos elementos se verá en detalle en el numeral 3.00 del presente capítulo.

4.1.7 Peso propio del sistema de barandas

El cálculo del peso propio del sistema dependerá directamente de la especie maderera a utilizar y de la sección transversal de las piezas. El peso por cada centímetro lineal de puente, y por cada baranda, es:

$$q_{pp,barandas} = \text{PP cinta long.} + \text{PP diagonal} + \text{PP montante} + \text{PP barandas} + \text{PP guardarruedas} + \text{PP taco}$$

$$q_{pp,barandas} = (75 + 80 \times \ddot{A} \times \frac{100}{90} + \ddot{A} \times \frac{100}{90} + 2 \times \ddot{A} + 319 + 52.5) \times \gamma$$

☞ \ddot{A} = Área de la sección transversal de la pieza correspondiente (cm^2).

☞ γ = Densidad de la madera, (kg/cm^3)

Bastará multiplicar por el largo del puente, (en cm), para obtener el peso total de una baranda.

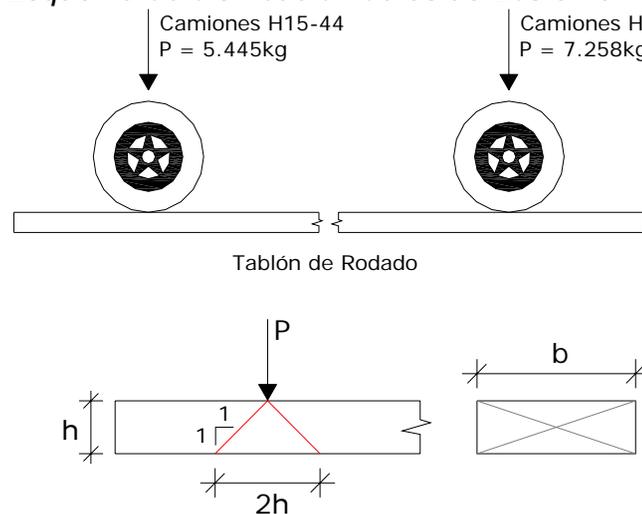
4.2 TABLÓN DE RODADO

Los tablonces de rodado son considerados una superficie de sacrificio, y como tales están destinados a sufrir los efectos de abrasión producto del tráfico, y que suele cobrar gran importancia en lugares en donde ocurren eventos de precipitaciones de nieve en ciertos meses del año, ya que el uso de cadenas en los neumáticos de los vehículos aumenta considerablemente este indeseable efecto. La gran importancia de ser una superficie de sacrificio, radica en la protección a los tablonces de resistencia de la disminución de su sección transversal, por lo tanto el cálculo de la sección transversal de éstos consistirá en la verificación al aplastamiento por compresión normal a la fibra.

4.2.1 Modelación del tablón de rodado

En la siguiente figura se muestra las cargas a utilizar para los distintos camiones de diseño, (considerando los pesos por rueda de ejes traseros), además de presentar un gráfico de distribución de la fuerza en el tablón de rodado, vale decir, la modelación que se utilizará para el diseño de la sección transversal del tablón por aplastamiento, (compresión normal a las fibras).

Figura 19: Esquema de distribución de esfuerzos en el tablón de rodado



4.2.2 Diseño al aplastamiento, (compresión normal)

Para calcular la tensión de trabajo por compresión normal, debemos emplear

la expresión: $f_{cn,tr} = \frac{P}{A_{aplast}}$, en donde se debe cumplir que, $\frac{f_{cn,tr}}{F_{cn,dis}} \leq 1$.

☞ P = 5.445 ó 7.258kg, según corresponda.

☞ $A_{aplast} = 2 \times h \times b$, en donde:

h: altura del tablón de rodado, (cm).

b: Ancho del tablón de rodado, (cm).

☞ $F_{cn,dis} = F_{cn} \times K_H \times K_c \times K_{cn}$, (kg/cm²).

De los factores de modificación

Los factores de modificación de la tensión de diseño en compresión normal, tomarán los siguientes valores.

- Factor de modificación de humedad, será el que resulte del cálculo.
- Factor de modificación por trabajo conjunto: se le asignará un valor unitario, ya que en el caso más desfavorable será un solo tablón que reciba la carga.
- factor de modificación por aplastamiento: si $h \leq 3"$, se usará la expresión que incrementa dicha tensión; en su defecto $K_{cn}=0,80$.

4.2.3 Peso propio de los tablonés de rodado

Por cada franja de rodado, el cálculo del peso propio obedece a:

$$q_{pp,rodado} = (100 \times h) \times \gamma .$$

☞ h = Altura del tablón, (cm).

☞ γ = Densidad de la madera, (kg/cm³)

Para obtener el peso total de una franja de rodado, solo bastará multiplicar el resultado de la expresión por el largo del puente, (en cm).

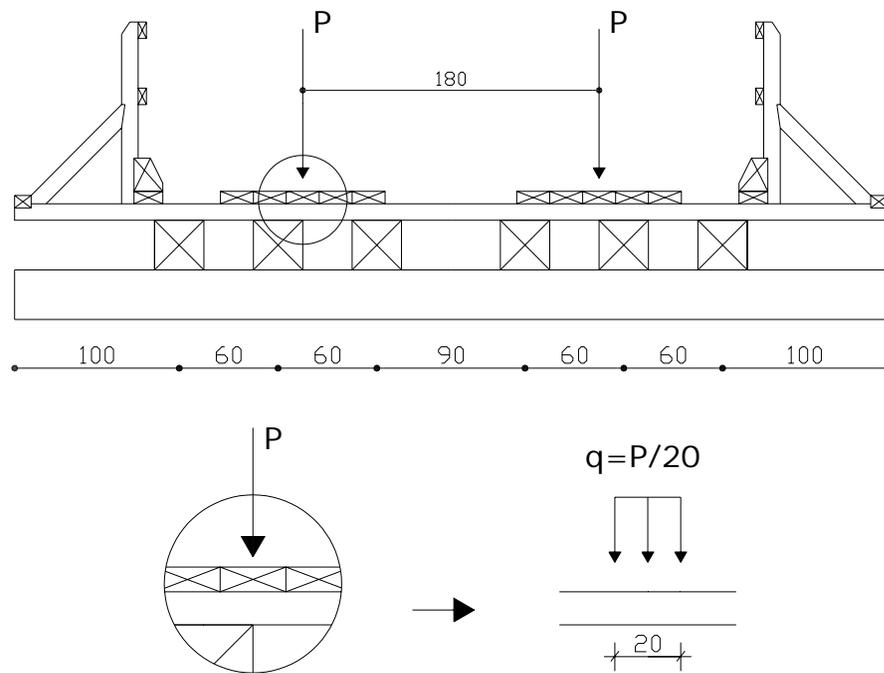
4.3 TABLÓN DE RESISTENCIA

4.3.1 Modelación y obtención de esfuerzos del tablón de resistencia

Cabe recordar que la sección transversal del tablero, será constante para las diversas luces y cargas que contempla el proyecto. Debido a esto se calcularán los esfuerzos mencionados con una carga "P=5.445kg." correspondiente a los camiones H 15-44, (cuya mayor carga por eje es de 10.890kg.), y con "P=7.258kg." equivalente a la acción de los camiones H 20-44, (de 14.516kg. por eje trasero).

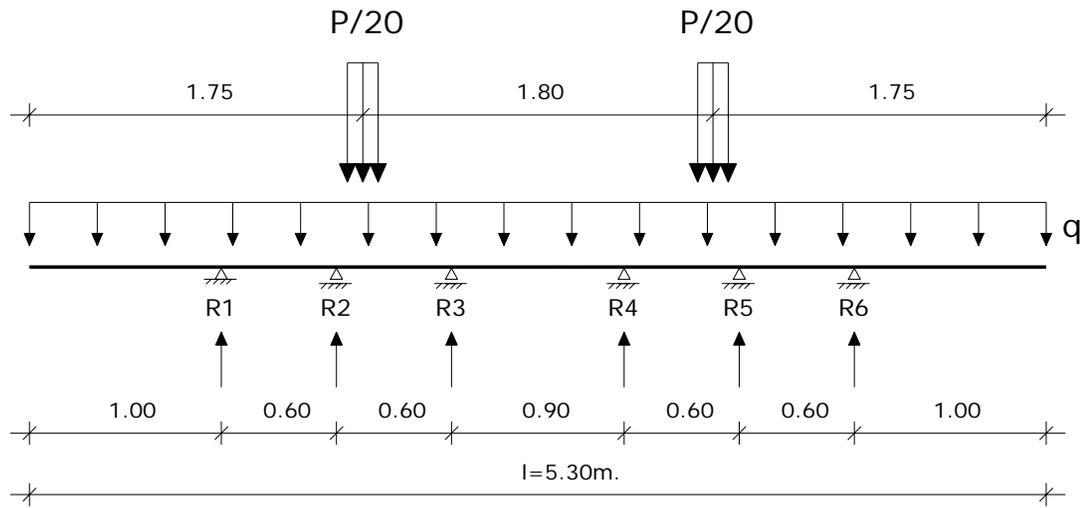
En la siguiente figura se muestra una sección transversal del tablero, con sus cargas debido al eje trasero del camión de diseño, "P". Considerando que el tablón de rodado tendrá como ancho mínimo 20cm. la carga por rueda del camión se considerará como fuerza distribuida actuando en el tablón de resistencia

Figura 20: Sección transversal del tablero con ubicación de cargas



Para la obtención de los esfuerzos máximos en el elemento, la situación anterior se modelará como sigue.

Figura 21: Modelación del tablón de resistencia.



De acuerdo a la modelación presentada en el esquema anterior y atendiendo a lo señalado en principio de la sección del tablero y sus cargas por los camiones, se procede a calcular los esfuerzos para este elemento.

La carga “q”, considera el peso del sistema de barandas más los tablonés de rodado, multiplicada por el ancho del tablón de resistencia, y por supuesto incluyendo el peso propio de éstos. Los apoyos de la figura corresponden a la reacción de las vigas longitudinales.

En las siguientes tablas se muestran las magnitudes de las reacciones y esfuerzos de acuerdo a la modelación mostrada anteriormente.

Tabla 15: Reacciones del tablón de resistencia.

CAMIÓN	R1 (kg.)	R2 (kg.)	R3 (kg.)	R4 (kg.)	R5 (kg.)	R6 (kg.)
H 15	2.168	4.084	-1521	3.520	3.015	376
H 20	2.946	5.549	-2067	4.783	4.096	-511
Q	$0,5243 \times q \times l$	$-0,20 \times q \times l$	$0,1757 \times q \times l$	$0,1757 \times q \times l$	$-0,20 \times q \times l$	$0,5243 \times q \times l$

Tabla 16: Esfuerzos del tablón de resistencia.

CAMIÓN	X (cm.)	$Q_{(máx.)}$ (kg.)	X (cm.)	$M_{(máx.)}$ (kg x cm.)
H 15	175	3.277	145	51.433
H 20	175	4.452	145	69.880
q	175	$175 \times q - 277,88 \times q$	145	$10.512,50 \times q - 8.336,4 \times q$

Con los datos expuestos anteriormente, se procederá a realizar el dimensionamiento de los tablonos de resistencia, atendiendo a la solicitación de los esfuerzos calculados.

4.3.2 Diseño a la flexión

Para el diseño de éstas piezas a la flexión, su sección transversal será tal que las tensiones de trabajo en las fibras extremas sean menores a las de diseño, es

decir que: $\frac{f_{f,tr}}{F_{f,dis}} \leq 1$, en donde: $f_{f,tr} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W_n}$, con:

☞ $f_{f,tr}$ = Tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema.

☞ $F_{f,dis}$ = Tensión de diseño en flexión.

Zona flexo-traccionada: $F_{ft,dis} = F_f \times K_H \times K_c \times K_D \times K_{hf}$

Zona flexo-comprimida: $F_{fc,dis} = F_f \times K_H \times K_c \times K_D \times K_v$

☞ $M_{m\acute{a}x}$ = Dato de tabla nº 16, según camión de diseño más carga "q".

☞ W_n = Módulo de flexión de la sección transversal.

$$W_n = \frac{I, \text{ inercia}}{c, \text{ distancia a fibra extrema}}$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 \quad ; \quad c = \frac{h}{2}$$

$$W_n = \frac{1}{6} \times b \times h^2$$

h: altura del tablón de resistencia, (cm).

b: Ancho del tablón de resistencia, (cm).

De los factores de modificación

Los factores de modificación para las tensiones de diseño tomarán los siguientes valores.

- Factor de modificación de humedad (K_H), y por duración de la carga (K_D), y el de modificación por altura (K_{hf}) será el que resulte del cálculo.
- Factor de modificación por trabajo conjunto (K_C), se le asignará un valor de 1.15, debido a que más de uno de estos elementos recibirá la carga de forma simultánea.
- Factor de modificación por volcamiento (K_V), por sus características geométricas y por su grado de sujeción lateral, se le asignará el valor de uno.

4.3.3 Diseño por el esfuerzo de corte (cizalle longitudinal)

Para el análisis de la sección de los tablones de resistencia, se verificará la tensión de cizalle longitudinal mediante las expresiones:

$$\frac{f_{cz,tr}}{F_{cz,dis}} \leq 1, \text{ en donde: } f_{cz,tr} = \frac{1,5 \times Q}{b \times h}, \text{ con:}$$

☞ $f_{cz,tr}$ = Tensión de trabajo de cizalle longitudinal, (kg/cm^2).

☞ $F_{cz,dis}$ = Tensión de diseño de cizalle longitudinal, (kg/cm^2).

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \times K_H \times K_C \times K_D \times K_r$$

☞ Q = Dato de tabla nº 16, según camión de diseño más carga “q”.

☞ b = Ancho del tablón (cm).

☞ h = Alto del tablón (cm).

De los factores de modificación

Los factores de modificación para las tensiones de diseño de cizalle, serán los mismos valores que se le asignaron para calcular las tensiones de diseño a la flexión, a excepción de:

- Factor de modificación por rebaje, (K_r): puesto que el diseño de estas piezas no contempla rebaje inferior, se le asignará el valor unitario.

4.3.4 Diseño al aplastamiento, (compresión normal)

Para calcular la tensión de trabajo por compresión normal, debemos emplear

la expresión: $f_{cn,tr} = \frac{P}{A_{aplast}}$, en donde se debe cumplir que, $\frac{f_{cn,tr}}{F_{cn,dis}} \leq 1$.

☞ P = Reacción más elevada de la tabla nº 15, incluyendo la carga “q”.

☞ $A_{aplast} = b_{T.R.} \times b_{V.L.}$, en donde:

$b_{T.R.}$: ancho del tablón de resistencia, (cm).

$b_{V.L.}$: ancho de la viga longitudinal, (cm).

☞ $F_{cn,dis} = F_{cn} \times K_H \times K_c \times K_{cn}$, (kg/cm²).

De los factores de modificación

Los factores de modificación de la tensión de diseño en compresión normal, tomarán los siguientes valores.

- Factor de modificación de humedad, será el que resulte del cálculo.
- Factor de modificación por trabajo conjunto: se le asignará un valor 1.10.
- factor de modificación por aplastamiento: si $h \leq 3$ ”, se usará la expresión que incrementa dicha tensión; en su defecto $K_{cn}=0,80$.

4.3.5 Peso propio de los tablonces de resistencia

Es importante tener en cuenta que estos elementos van separados entre sí una distancia de 1”, por lo que resulta necesario calcular primero el número de tablonces que entran en el puente.

$$N^{\circ}_{t.resist.} = \frac{Luz}{b + 2.5}$$

☞ N° = Número de tablonces de resistencia.

☞ Luz = Luz de cálculo del puente, (cm).

☞ b, h = Ancho y alto del tablón, (cm).

Finalmente la carga de los tablonos de resistencia por cada cm. de longitud

de puente se calculará por: $q_{pp.t.resist.} = \frac{h \times b \times N^{\circ} \times 400 \times \gamma}{Luz}$

4.4 LARGUEROS, O VIGAS LONGITUDINALES

Para el cálculo de las vigas longitudinales resulta necesario prever un deslizamiento del camión con respecto al eje longitudinal del puente, para considerar una situación más desfavorable, con que pudieran trabajar el conjunto de vigas.

Figura 22: Posición más desfavorable del camión en el tablero

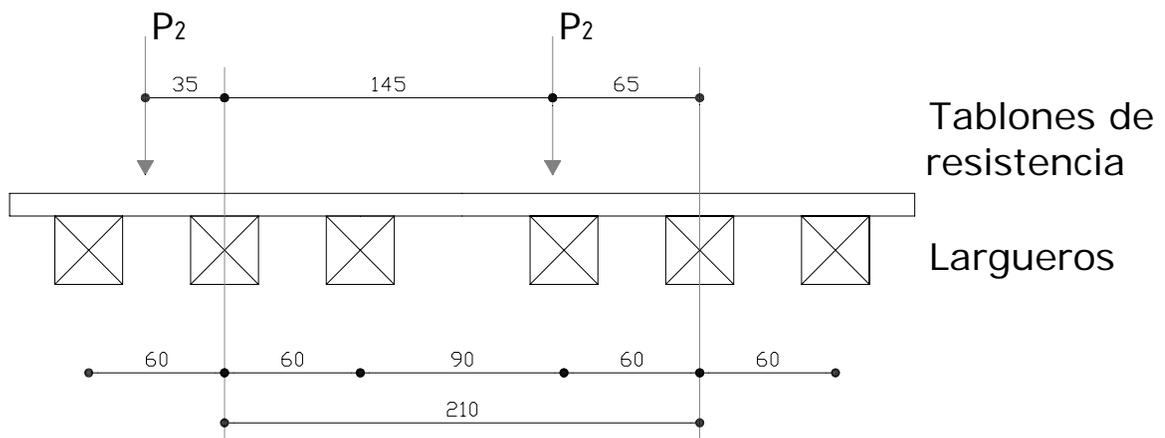
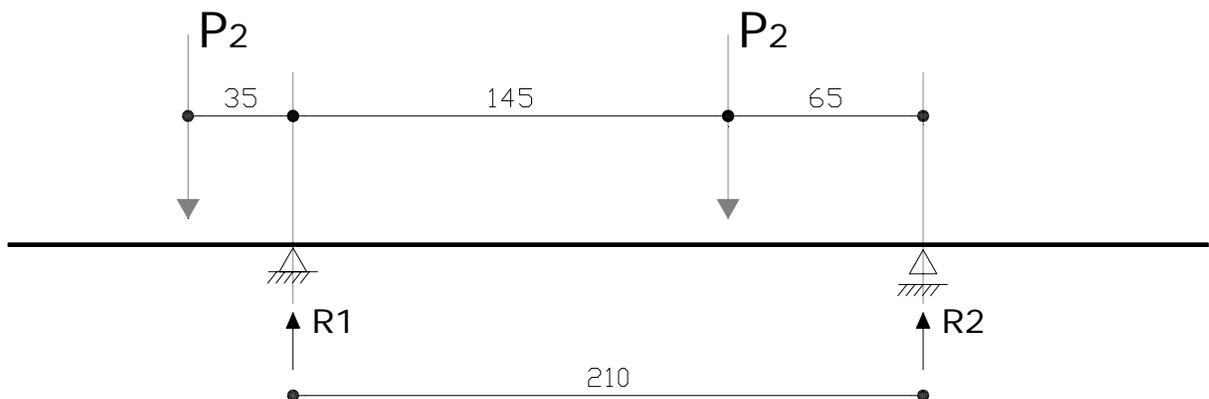


Figura 23: Modelación de la posición más desfavorable del camión en el tablero

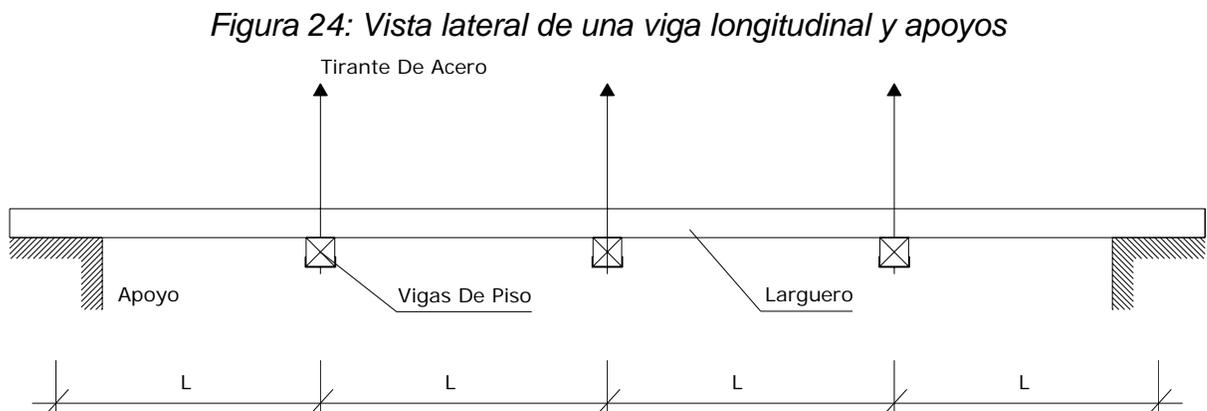


Resolviendo el sistema presentado en la figura, y considerando que “ P_2 ” corresponde a la carga por eje trasero del camión de diseño correspondiente, se tiene que:

$$R_1 = 0,7381 \times P_2 \qquad R_2 = 0,2619 \times P_2$$

Vale decir que el conjunto de tres vigas debe ser capaz de soportar aproximadamente el 74% del eje trasero de un camión, más la mitad de las cargas distribuidas necesarias, detalladas más adelante. De acuerdo a lo anterior se deduce que cada viga, en su condición más desfavorable, debe soportar $0,246P_2$ más lo que le corresponda del peso propio de la estructura.

Los largueros son vigas que se apoyan en las vigas de piso, en cada cuarto de su luz de cálculo, y en los estribos del puente; lo que las transforma inmediatamente para modelarlas como vigas estáticamente indeterminadas. En la figura que se muestra a continuación se puede apreciar una viga longitudinal, (o larguero), con sus apoyos.



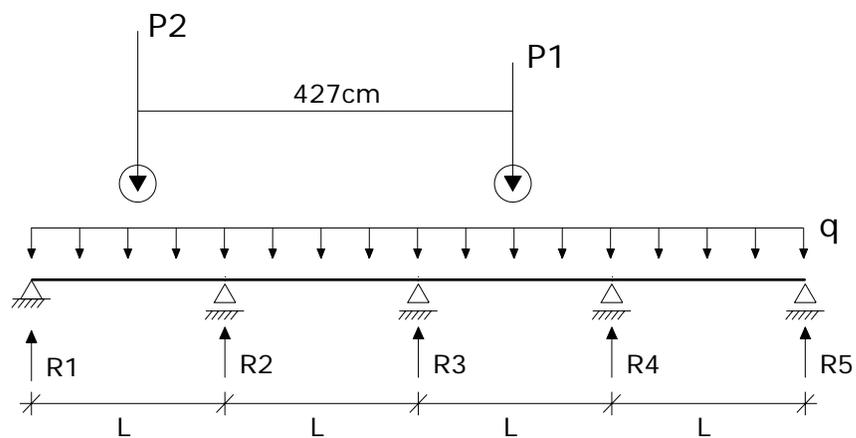
4.4.1 Modelación y obtención de esfuerzos de los largueros

La modelación de los largueros resulta un tanto más compleja que las piezas anteriormente vistas, ya que éstas poseen características de variación de su largo, la que resulta ser directamente proporcional a la variación de las distancias entre sus

apoyos, lo que significa que las magnitudes de los esfuerzos variarán conjuntamente a lo anterior.

Tal vez la modelación que refleje de forma más cercana a la realidad de la situación descrita, pudiera ser usando una viga continua con un apoyo fijo y el resto como simples, tal como se puede apreciar en el esquema de a continuación:

Figura 25: Modelación de la viga longitudinal



Aunque probablemente esta modelación resulte ser la más cercana a la realidad, presenta un gran inconveniente para crear el algoritmo a utilizar para la confección del programa computacional, ya que se trata de un elemento con tres grados de indeterminación, además que presenta como incógnitas a la magnitud de las cargas que dependen del camión a utilizar y la luz de cálculo, que influyen directamente en el cálculo para la obtención de las tensiones de trabajo. Ésta situación resulta realmente complicada resolverla por los métodos de cálculo más conocidos debido a la cantidad de variables a manejar.

Por las razones explicadas en el párrafo anterior, se calcularán los esfuerzos del elemento debido a la acción de la carga móvil, con la ayuda del programa de cálculo de estructuras SAP 2000 en su versión nº 8; en donde nos entrega como resultado la envolvente de los esfuerzos de la viga debido al paso del camión, con la cual se creará una base de datos dentro del algoritmo del programa de cálculo de la estructura presentada en esta tesis. En cuanto a las luces de cálculo que se

manejarán en el programa será desde 8 a 12 metros a intervalo de 50 centímetros, es decir, se podrán seleccionar luces de 8, 8.5, 9...metros y así hasta los 12m.

Para el caso de los esfuerzos ocasionados por el peso propio de la estructura que le corresponde soportar a las vigas, se procede para resolver mediante tablas de diagramas presentados en el libro, Manual de cálculo en madera de Vicente Pérez Galaz publicado en el año 1990.

Considerando que la carga “q”, corresponde a un sexto de la sumatoria de los pesos de tablonos de rodado, resistencia, sistema de barandas, más el peso propio de los largueros, (detallados al final de este numeral).

$$q = q \text{ barandas} + q \text{ Tab. Rodado} + q \text{ Tab. de Resist.} + q \text{ Largueros}$$

En la siguiente tabla se mostrará la base de datos mencionada que contiene la información de las reacciones y esfuerzos para una viga longitudinal, considerando que resiste un 24,60% del peso del camión.

Tabla 17: Reacciones y esfuerzos de las vigas longitudinales por paso del camión de diseño

REACCIONES / ESFUERZOS	LUCES								
	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00	10,50	11,00	11,50	12,00
CAMIONES H 15									
R1	2.687	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679
R2	2.705	2.696	2.696	2.696	2.696	2.696	2.696	2.696	2.696
R3	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679
R4	2.706	2.696	2.696	2.696	2.696	2.696	2.696	2.696	2.696
R5	2.687	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679
Q máx. (kg.)	2.691	2.680	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679	2.679
M máx. (kg x cm.)	110.724	117.813	124.744	131.484	138.050	144.427	150.799	157.656	164.510
CAMIONES H 20									
R1	3.582	3.572	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571
R2	3.607	3.594	3.594	3.594	3.594	3.594	3.594	3.594	3.594
R3	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571
R4	3.608	3.594	3.594	3.594	3.594	3.594	3.594	3.594	3.594
R5	3.583	3.572	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571
Q máx. (kg.)	3.588	3.573	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571	3.571
M máx. (kg x cm.)	147.631	157.084	166.325	175.313	184.066	192.569	201.066	210.208	219.347

Tabla 18: Reacciones y esfuerzos de las vigas longitudinales por peso propio.

CARGAS	R1	R2	R3	R4	R5	V máx. (kg.)	M máx. (kg x cm.)
Q	0,393 q L	1,143 q L	0,926 q L	1,143 q L	0,393 q L	0,607 q L	0,0772 q L ²

En donde q es la carga detallada anteriormente y L es la luz de cálculo del puente. Con todos estos datos se procede al cálculo de las vigas longitudinales atendiendo a su diseño por:

4.4.2 Diseño a la flexión

Para el diseño de los largueros a la flexión, se desprecia una posible contribución de inercia del tablonaje de resistencia, es decir, no se considera aporte de resistencia de estos elementos ya que no son continuos a través de la viga longitudinal, (hay una separación de una pulgada aprox. entre cada uno de ellos), y por lo demás van sujetos solamente con clavicotes a las vigas.

Su sección transversal será tal que las tensiones de trabajo en las fibras extremas sean menores a las de diseño, es decir que: $\frac{f_{f,tr}}{F_{f,dis}} \leq 1$, en donde:

$$f_{f,tr} = \frac{M_{máx}}{W_n}, \text{ con:}$$

☞ $f_{f,tr}$ = Tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema.

☞ $F_{f,dis}$ = Tensión de diseño en flexión.

$$\text{Zona flexo-traccionada: } F_{f,dis} = F_f \times K_H \times K_c \times K_D \times K_{hf}$$

$$\text{Zona flexo-comprimida: } F_{f,dis} = F_f \times K_H \times K_c \times K_D \times K_V$$

☞ $M_{máx}$ = Momento máximo obtenidos de la sumatoria de los esfuerzos de las tablas 17 y 18.

☞ W_n = Módulo de flexión de la sección transversal.

$$W_n = \frac{1}{6} \times b \times h^2$$

h: Altura del larguero, (cm).

b: Ancho del larguero, (cm).

De los factores de modificación

Los factores de modificación para las tensiones de diseño tomarán los siguientes valores.

- Factor de modificación de humedad (K_H), y por duración de la carga (K_D), y el de modificación por altura (K_{hf}) será el que resulte del cálculo.
- Factor de modificación por trabajo conjunto: se le asignará un valor de 1.15 ya que se prevé que la dimensión mínima sea mayor a 114mm.
- Factor de modificación por volcamiento (K_V), por sus características geométricas y por su grado de sujeción lateral, se le asignará el valor de uno.

4.4.3 Diseño por cizalle longitudinal

La tensión de cizalle longitudinal, al igual que las piezas anteriormente vistas, se verificará mediante las expresiones:

$$\frac{f_{cz,tr}}{F_{cz,dis}} \leq 1, \text{ en donde: } f_{cz,tr} = \frac{1,5 \times Q}{b \times h}, \text{ con:}$$

☞ $f_{cz,tr}$ = Tensión de trabajo de cizalle longitudinal, (kg/cm^2).

☞ $F_{cz,dis}$ = Tensión de diseño de cizalle longitudinal, (kg/cm^2).

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \times K_H \times K_c \times K_D \times K_r$$

☞ $Q_{(\text{máx.})}$ = Esfuerzo de corte máximo obtenidos de la sumatoria de los esfuerzos de las tablas 17 y 18.

De los factores de modificación

Los factores de modificación para las tensiones de diseño de cizalle, serán los mismos valores que se le asignaron para calcular las tensiones de diseño a la flexión, a excepción de:

- Factor de modificación por rebaje, (K_r): puesto que el diseño de estas piezas no contempla rebaje inferior, se le asignará el valor unitario.
- Factor de modificación por trabajo conjunto, (K_c): como se prevé que su dimensión sobrepase los 114mm. se trabajará con este factor igual a 1,10.

4.4.4 Diseño al aplastamiento (compresión normal)

En la zona en que se apoyan los largueros con las vigas de piso, la tensión de trabajo por compresión normal de las vigas longitudinales, se calculará mediante

la expresión: $f_{cn,tr} = \frac{R}{A_{aplast}}$, en donde se debe cumplir que, $\frac{f_{cn,tr}}{F_{cn,dis}} \leq 1$.

☞ R = Máxima reacción de apoyo obtenida de las tablas 17 y 18.

☞ $A_{aplast} = b \times b'$

b : Ancho del larguero, (cm).

b' : Ancho de la viga de piso, (cm).

☞ $F_{cn,dis} = F_{cn} \times K_H \times K_c \times K_{cn}$, (kg/cm²).

De los factores de modificación

- Factor de modificación de humedad según cálculo correspondiente.
- Factor de modificación por trabajo conjunto: se le asignará un valor de 1.10, ya se prevé que las piezas tengan un espesor mayor a 114mm.
- Factor de modificación por compresión normal: se usará, $K_{cn}=0,80$.

4.4.5 Peso propio de los largueros

El peso propio de cada larguero, por centímetro de longitud del puente, resulta de la expresión: $q_{pp, larguero} = h \times b \times \gamma$

☞ h, b = Escuadría de los largueros (cm).

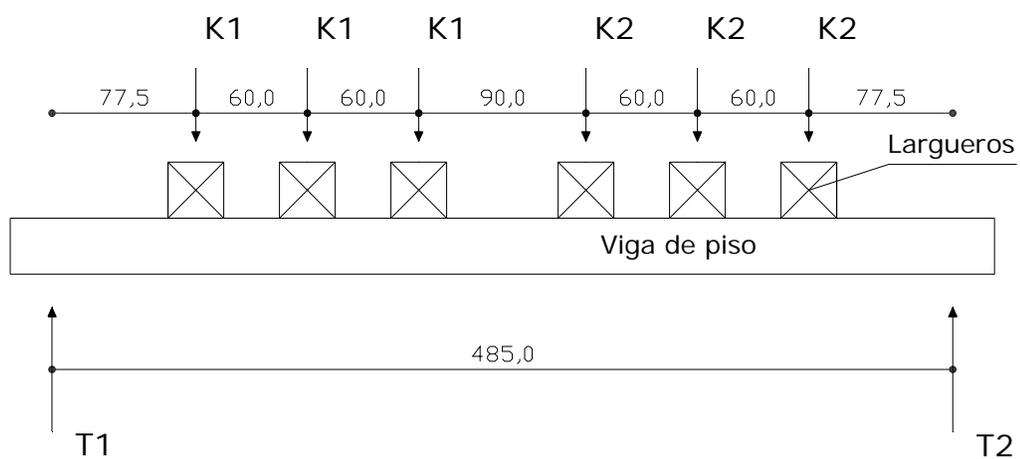
☞ γ = Densidad de la madera (kg./cm³).

4.5 VIGAS DE PISO

Las vigas de piso poseen la gran particularidad que en cuanto a su longitud permanecen constantes, para cualquier variación en cuanto a medidas, contemplada en el proyecto, ya que dependen solamente del ancho del tablero. Situación que facilita de cierta forma la creación del algoritmo necesario para el programa de cálculo, ya que se trabaja con combinaciones estándar.

Las vigas se sustentan por los tirantes, (designados en la figura que se muestra a continuación con las fuerzas T1 y T2), y deben soportar las cargas provenientes de los largueros graficadas como K1 y K2. Para el cálculo de estos componentes también se debe contemplar el deslizamiento horizontal del camión sobre el tablero, tal como se ha hecho con los elementos precedentes.

Figura 26: Ubicación de fuerzas que actúan sobre las vigas de piso



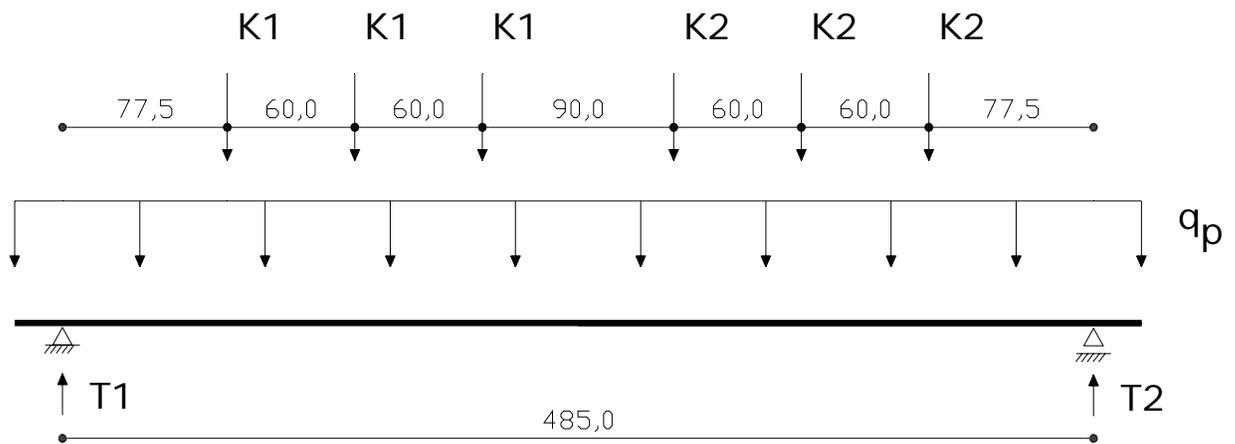
4.5.1 Modelación de la viga de piso

Cabe destacar primero que todo, que la modelación y posterior cálculo de la viga de piso corresponde a la ubicada en la figura 25 como R4, ya que presenta la situación más desfavorable, puesto que es mayor la magnitud de las reacciones y además de producir una condición más desfavorable para los tirantes de la armadura.

La viga de piso se ha supuesto como una viga simplemente apoyada en los tirantes, soportando seis cargas puntuales correspondientes a las depositadas por los largueros, más una carga distribuida por concepto del peso propio de la viga (q_p), actuando sobre su longitud total de 5.30m.

Para el cálculo de estas piezas también se ha despreciado el aporte de inercia que pudieran efectuar los elementos superiores, ya que no existe continuidad en ellos y además los elementos de fijación entre ellos no garantiza una unión monolítica a través del tiempo, por lo que resulta más conservador aplicar la modelación que aquí se detalla.

Figura 27: Modelación de la viga de piso



Los valores de las fuerzas mostradas en el esquema anterior, se obtienen del desarrollo de las siguientes ecuaciones:

☞ Fuerzas de los largueros : K_1 : R4 de la tabla 17 del camión correspondiente más R4 de la tabla 18.

K_2 : 35,38% de R4 de la tabla 17 del camión correspondiente más R4 de la tabla 18.

☞ Peso propio de las vigas de piso : $q_p = h \times b \times 530 \times \gamma$ (kg.)

☞ Fuerza de los Tirantes. : $T_1 = 2.1495 \times K_1 + 0.8505 \times K_2 + q_p \times 265$ (kg.)

$T_2 = 0.8505 \times K_1 + 2.1495 \times K_2 + q_p \times 265$ (kg.)

En donde:

- ☞ q_p : Carga distribuida por concepto de peso propio.
- ☞ h, b : Escuadría de la viga de piso

4.5.2 Diseño por flexión

El dimensionamiento de la sección transversal de las vigas de piso, se calculará bajo el alero de las mismas ecuaciones vistas hasta ahora, en donde se verificará que las tensiones de trabajo en las fibras extremas sean menores a las de

diseño, es decir que: $\frac{f_{f,tr}}{F_{f,dis}} \leq 1$, en donde: $f_{f,tr} = \frac{M_{máx}}{W_n}$, con:

- ☞ $f_{f,tr}$ = Tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema.
- ☞ $F_{f,dis}$ = Tensión de diseño en flexión.

Zona flexo-traccionada: $F_{f,dis} = F_f \times K_H \times K_C \times K_D \times K_{hf}$

Zona flexo-comprimida: $F_{f,dis} = F_f \times K_H \times K_C \times K_D \times K_V$

- ☞ $M_{máx}$ = Momento máximo igual a la expresión:

$$M_{(máx)} = 197,5 \times T_1 - 180 \times K_1 - 19.503,125 \times q_p$$

- ☞ W_n = Módulo de flexión de la sección transversal.

$$W_n = \frac{1}{6} \times b \times h^2$$

h : Altura de la viga, (cm).

b : Ancho de la viga, (cm).

De los factores de modificación

- Factor de modificación de humedad (K_H), y por duración de la carga (K_D), y el de modificación por altura (K_{hf}) será el que resulte del cálculo.
- Factor de modificación por trabajo conjunto: se le asignará un valor de 1.0

- Factor de modificación por volcamiento (K_V), aunque por características propias de servicio de estas vigas no presentan grado alguno de sujeción lateral, se le asignará el valor de uno a este factor, ya que se prevé que la razón de alto-ancho de la viga no sobrepase de dos. Lo anterior debido a que cuando se trabaja con escuadrías grandes, por razones obvias, estas tienden a asemejarse más a un cuadrado.

4.5.3 Diseño por cizalle longitudinal

Las vigas de piso se deberá comprobar que tensión de cizalle longitudinal de trabajo sea menor a la de diseño, es decir, $\frac{f_{cz,tr}}{F_{cz,dis}} \leq 1$, en donde la tensión de

trabajo se calcula mediante la expresión: $f_{cz,tr} = \frac{1,5 \times Q}{b \times h}$, con:

☞ $F_{cz,dis}$ = Tensión de diseño de cizalle longitudinal, (kg/cm^2).

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \times K_H \times K_C \times K_D \times K_r$$

☞ Q = Esfuerzo de corte máximo: $Q = T_1 - 22.5 \times q_p$ (kg)

Resultante del paso del camión cerca del guardarruedas.

De los factores de modificación

Se usarán las mismas consideraciones que en flexión, a excepción del factor de modificación por rebaje, (K_r) que se le asignará el valor unitario, por no contemplarse rebajes.

4.5.4 Diseño al aplastamiento (compresión normal)

Dentro de todas las piezas analizadas hasta ahora, este criterio cobra especial importancia para estos elementos, ya que el diseño de las pletinas metálicas de sujeción a los tirantes se diseña bajo este concepto. En el próximo capítulo de diseño de uniones se analizarán especialmente estas consideraciones.

4.6 ARMADURAS

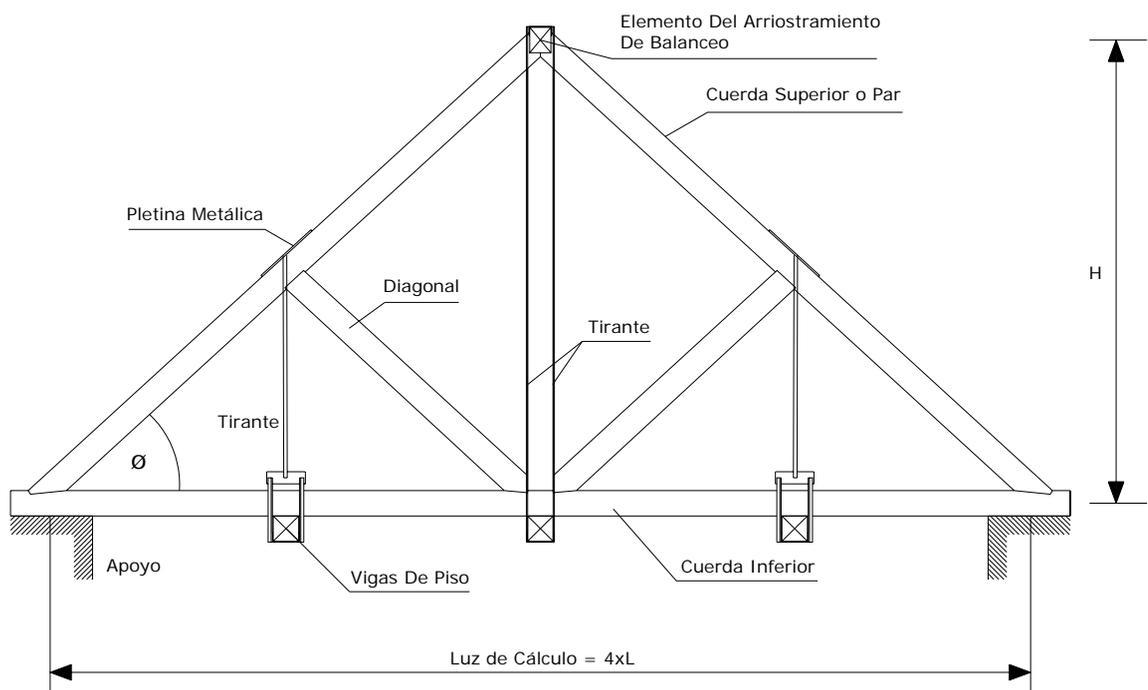
Tal como se ha presentado anteriormente, las armaduras se componen de varios elementos que dispuestos de cierta forma, resisten en conjunto las cargas para las cuales ha sido diseñado el puente.

Es precisamente en estos elementos que se presenta la mayor parte de la estructura resistente del puente, por lo tanto se le dará especial atención al diseño de estas piezas, estudiando cada una por separado.

Para el cálculo de esta armazón se ha contemplado, al igual que en elementos anteriores, una probable desviación del camión de diseño por sobre el tablero respecto al eje longitudinal del puente, lo que provoca sin duda una condición más desfavorable para una armadura. Según el cálculo correspondiente señala que debido a dicha desviación la armadura más desfavorable deberá absorber el 61% de las cargas vivas más el 50% de las cargas muertas.

A continuación se muestra una figura en que se pueden apreciar cada una de las piezas que constituyen la armadura, que posteriormente se analizarán con la combinación de cargas que se les sea más desfavorable.

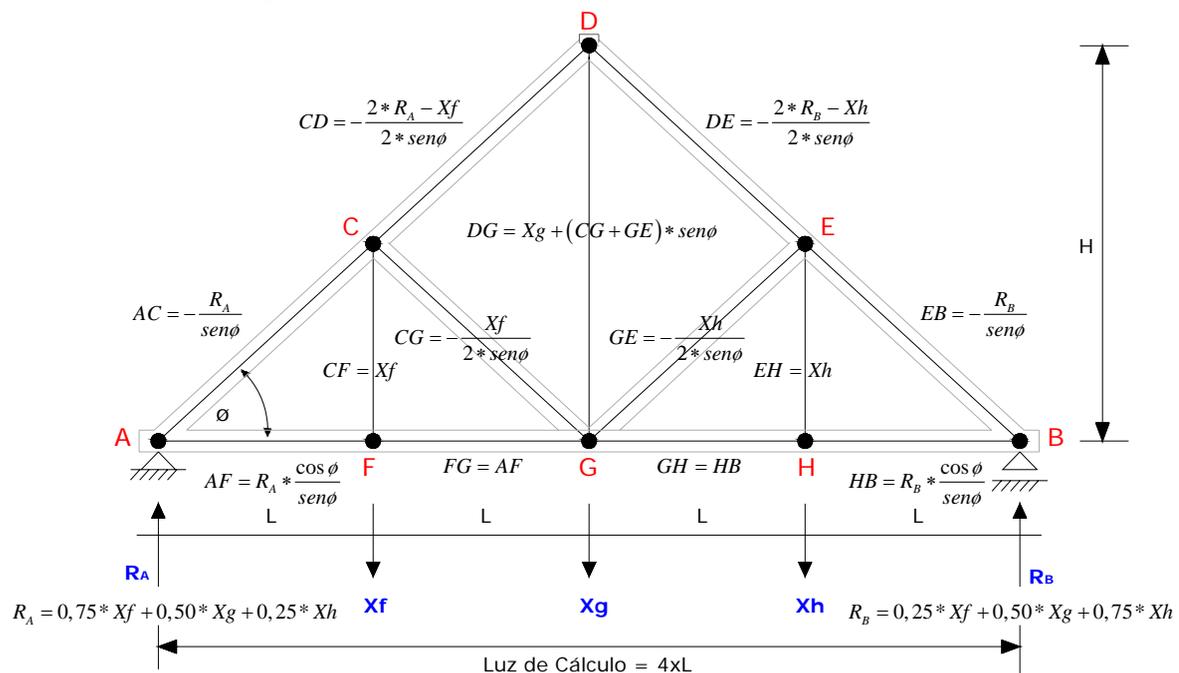
Figura 28: Vista lateral de la armadura



4.6.1 Modelación de la armadura

Al considerar las fuerzas externas actuando sobre la armadura, se puede pensar en un reticulado, en donde prevalecen los esfuerzos axiales por sobre todo. En el esquema de a continuación se muestran los esfuerzos axiales de los miembros de la armadura, producto de resolver la estructura como reticulado. Los esfuerzos que aparecen con el signo (-), indica que el elemento se encuentra trabajando a compresión.

Figura 29: Esfuerzos en los elementos de la armadura



Las fuerzas señaladas como: X_f , X_g y X_h , son las reacciones provocadas por las vigas de piso, y cuyas combinaciones de fuerzas serán detalladas cuando se analice en detalle cada uno de los miembros de la armadura.

La medida asignada con la letra "H" de las figuras anteriores, corresponde a la altura fija de 548cm.

Los valores de $\text{sen}\phi$, y de $\text{cos}\phi$, se pueden obtener de las siguientes

expresiones: $\text{sen}\phi = \frac{H}{\sqrt{H^2 + 4 * L^2}}$, y $\text{cos}\phi = \frac{2 * L}{\sqrt{H^2 + 4 * L^2}}$

4.6.2 Tirantes

Los tirantes son aquellos miembros de la armadura constituidos por acero, y que en la modelación se han indicado como las barras CF, DG y EH.

El tirante a analizar será el designado con las letras “EH”, el cual como se puede deducir de las tablas 17 y 18, es el tirante que debe soportar una mayor cantidad de fuerzas; cave recordar que esto se debe al paso de la carga móvil. El perfil que resulte de este cálculo será el utilizado para todos los tirantes.

El tipo de perfiles de acero a utilizar como tirantes, serán del tipo plano y ángulo, en sus calidades de A 37-24 ES y A 42-27 ES quedando esto a elección del usuario en el programa computacional.

4.6.2.1 Diseño de los tirantes

Cada tirante corresponde a dos perfiles, colocado uno a cada lado de la armadura para el caso de los extremos, y para el central, uno a cada lado de la viga de piso.

Todos los tirantes deberán estar diseñados para soportar cada uno, la carga equivalente a T_1 , vista previamente en el numeral 5.10 del presente capítulo. Estas piezas se comprobarán que su tensión de trabajo no sobrepase su límite de fluencia, es decir:

$$0,6 \times \sigma_{\text{fluencia}} \geq \frac{T_1}{2 \times S}$$

☞ σ_{fluencia} = Límite de fluencia, dependiendo del acero a usar (kg/cm²).

☞ T_1 = Fuerza proveniente de la viga de piso, numeral 5.10 (kg).

☞ S = Área sección transversal de la pieza de acero (cm²).

4.6.3 Cuerda superior o par

Este elemento se constituirá de una pieza continua de madera entre los nudos A y D, (y nudos B y D), según el esquema de “Esfuerzos En Las Barras De La Armadura”. La cual presentará una longitud para el cálculo de $\sqrt{H^2 + 4 * L^2}$.

La sección transversal que resulte del cálculo de este elemento será la considerada para toda la armadura, debiéndose para el resto de elementos de ésta, solo comprobarse a su esfuerzo correspondiente.

La cuerda superior se diseñará su sección transversal para que resista a los esfuerzos de compresión paralela a las fibras, considerando la fuerza calculada para el tramo comprendido entre los nudos A y C, obtenidos de la envolvente de esfuerzos a través del programa de cálculo de estructuras SAP 2000 en su versión nº 8; el diseño de este elemento será analizado a continuación.

4.6.3.1 Diseño por compresión paralela

Amparándose en lo que señala la NCh 1189 of. 91, respecto a las restricciones de esbeltez se debe verificar primero que todo, si el elemento en cuestión cumple con las condiciones mínimas señaladas en la norma citada anteriormente. Por tratarse el par de una pieza principal, la esbeltez (λ) no excederá de 170, de acuerdo a lo siguiente:

La esbeltez: $\lambda = \frac{L_p}{i} \leq 170$, en donde:

☞ L_p = Longitud de pandeo

$$L_p = K \times L_{par}$$

- $L_{par} = \sqrt{H^2 + 4 * L^2}$

- K = factor que depende de la configuración de pandeo, (1,0)

☞ i = Radio de giro

$$- \quad i = \sqrt{\frac{I, \text{ inercia}}{A, \text{ \u00c1rea}}}; I, A \text{ depende de la secci\u00f3n a analizar}$$

Una vez que se ha verificado si la secci\u00f3n transversal cumple con las condiciones anteriores, se deber\u00e1 comprobar que la tensi\u00f3n de trabajo sea inferior a

la de dise\u00f1o, es decir, $\frac{f_{cp,tr}}{F_{cp,\lambda,dis}} \leq 1$, en donde: $f_{cp,tr} = \frac{AC}{A}$, con:

☞ $f_{cp,tr}$ = Tensi\u00f3n de trabajo de compresi\u00f3n paralela a las fibras.

☞ AC = Carga axial en compresi\u00f3n calculada con SAP 2000, cuyo resumen se presenta en la tabla siguiente.

Tabla 19: Valores de la barra ac en (kg.) para las cargas vivas.

LUZ	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00	10,50	11,00	11,50	12,00
CAMION H 15	6.684	6.892	7.099	7.307	7.517	7.731	7.942	8.161	8.381
CAMION H 20	8.911	9.189	9.465	9.742	10.022	10.307	10.590	10.881	11.175

☞ A = Secci\u00f3n transversal.

☞ $F_{cp,\lambda,dis}$ = Tensi\u00f3n de dise\u00f1o de compresi\u00f3n paralela a las fibras, considerando pandeo.

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{CP} \times K_H \times K_D \times K_C \times K_\lambda$$

De los factores de modificaci\u00f3n

- Factor de modificaci\u00f3n de humedad (K_H), por duraci\u00f3n de la carga (K_D) y por esbeltez (K_λ), ser\u00e1 el que resulte del c\u00e1lculo.

- Factor de modificaci\u00f3n por trabajo conjunto (K_C): se le asignar\u00e1 un valor de 1.0

4.6.4 Cuerda inferior

La pieza de madera de la parte mas baja de la armadura, llamada cuerda inferior, deber\u00e1 absorber fuerzas que var\u00eda de acuerdo a la magnitud de las reacciones en los apoyos y por ende dependen igualmente del valor de la barra AC.

El diseño de este elemento se limitará solo a comprobar si las dimensiones de la sección de la cuerda superior calculadas de acuerdo al numeral anterior, cumplen con las condiciones de diseño a tracción paralela.

4.6.4.1 Diseño por tracción paralela

Aquí solo se evaluará la sección a tener este elemento para soportar las cargas calculadas, y no se evaluará la sección en los puntos de unión ya que esto resulta ser materia del próximo capítulo.

La sección transversal de la cuerda inferior, se deberá verificar que cumpla con las siguientes expresiones, $\frac{f_{tp,tr}}{F_{tp,dis}} \leq 1$, en donde: $f_{cp,tr} = \frac{AF}{A}$, con:

☞ $f_{tp,tr}$ = Tensión de trabajo en tracción paralela a las fibras.

☞ AF = Solicitación de tracción axial aplicada, calculada como:

$$AF = AC \times \cos(\phi) , \text{ con } AC \text{ extraído de la tabla 19.}$$

☞ A = Sección transversal.

☞ $F_{tp,dis}$ = Tensión de diseño de tracción paralela a las fibras.

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_H \times K_D \times K_C \times K_{hf} \times K_{ct}$$

De los factores de modificación

- Factor de modificación de humedad (K_H), por duración de la carga (K_D) y por altura (K_{hf}), será el que resulte del cálculo.
- Factor de modificación por trabajo conjunto (K_C): se le asignará un valor de 1.0
- Factor de modificación por concentración de tensiones (K_{ct}): se considerará el valor unitario, pues este factor será considerado cuando se estudien las uniones.

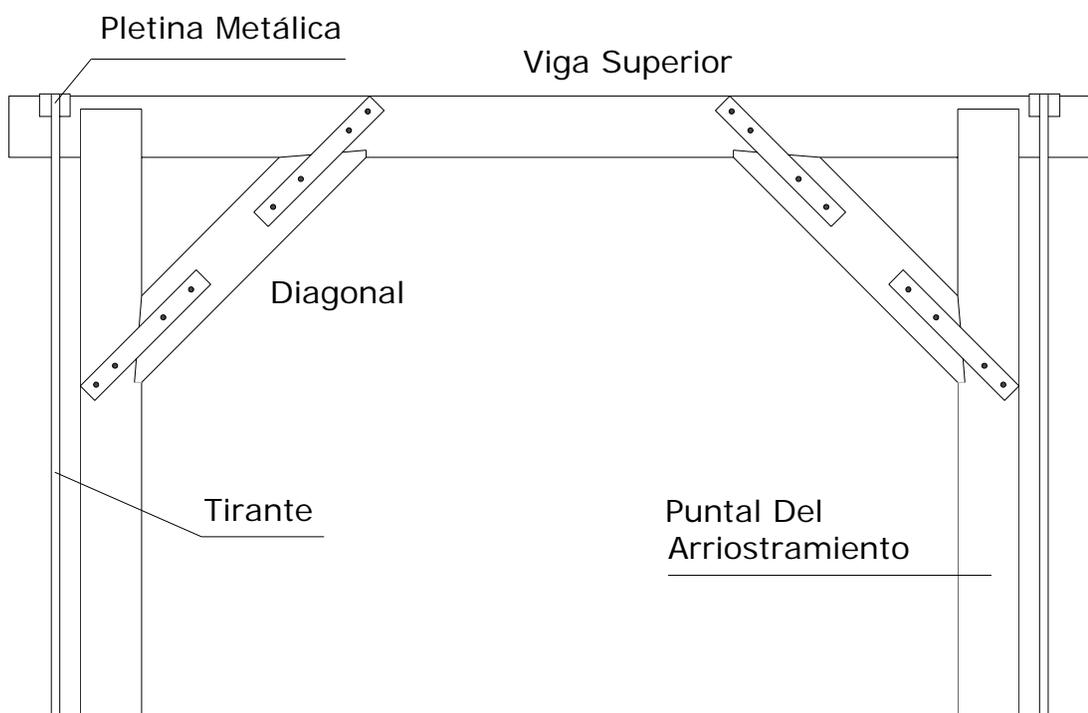
4.6.5 Diagonal

Las diagonales que unen los nudos CG y GE, de la armadura, estarán sometidas a compresión a causa directa de la acción de los tirantes extremos. Este elemento no será necesario realizar el cálculo, ya que como se dijo anteriormente, todos los elementos de la armadura poseerán la misma escuadría, y precisamente la cuerda superior que se encuentra sometida al mismo esfuerzo y presenta una condición de cargas más desfavorables.

4.7 SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO DE BALANCEO

El sistema de arriostramiento, tal como se ha presentado anteriormente, consta de varios elementos destinados a cumplir una labor en particular, por lo cual resulta necesario analizarlos por separado a cada uno. Pero en primer lugar se presentará el sistema con su respectiva modelación para el posterior cálculo.

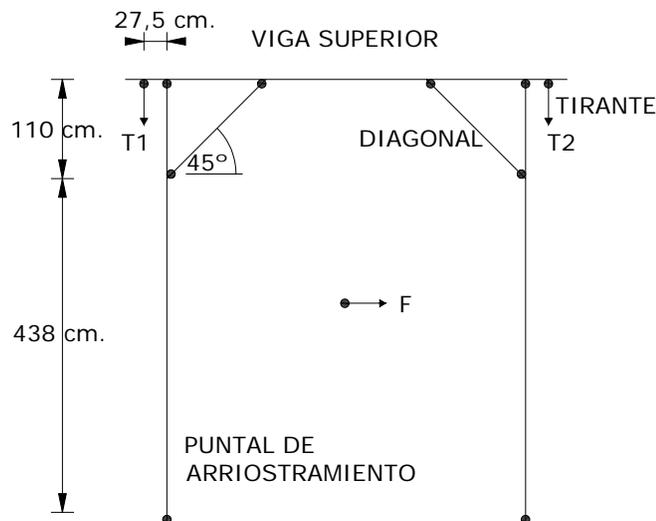
Figura 30: Sistema de arriostramiento de balanceo.



4.7.1 Modelación del sistema de arriostamiento de balanceo

A continuación se muestra un esquema con la modelación del sistema en su conjunto, mostrando sus fuerzas principales actuando, que son las provenientes de los tirantes, (vistas anteriormente), y la de la acción de la fuerza "F", que representa al sismo o viento actuando en el centro de masa del sistema.

Figura 31: Modelación del sistema de arriostamiento de balanceo.



4.7.2 Viga superior

Este elemento actúa en respuesta a la acción de los tirantes, por lo cual al igual que otros elementos ya vistos con anterioridad se encuentra contemplada una desviación de la carga móvil del eje longitudinal del puente. La sección de la viga se diseñará a los esfuerzos de flexión y cizalle longitudinal.

4.7.2.1 Diseño a la flexión

Su sección transversal será tal que las tensiones de trabajo en las fibras

extremas sean menores a las de diseño, es decir que: $\frac{f_{f,tr}}{F_{f,dis}} \leq 1$, en donde:

$$f_{f,tr} = \frac{M_{máx}}{W_n}, \text{ con:}$$

☞ $f_{f,tr}$ = Tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema.

☞ $F_{f,dis}$ = Tensión de diseño en flexión.

Zona flexo-traccionada: $F_{ft,dis} = F_f \times K_H \times K_c \times K_D \times K_{hf}$

Zona flexo-comprimida: $F_{fc,dis} = F_f \times K_H \times K_c \times K_D \times K_v$

☞ $M_{m\acute{a}x}$ = Momento máximo obtenido de la expresión siguiente:

$$M_{m\acute{a}x} = 27,5 \times T_1 \text{ (kg. x cm.)}$$

T_1 : Fuerza del tirante vista en numeral 5.10.

☞ W_n = Módulo de flexión de la sección transversal.

$$W_n = \frac{1}{6} \times b \times h^2$$

h: Altura de la viga (cm).

b: Ancho de la viga (cm).

De los factores de modificación

Los factores de modificación para las tensiones de diseño tomarán los siguientes valores.

- Factor de modificación de humedad (K_H), y por duración de la carga (K_D), y el de modificación por altura (K_{hf}) será el que resulte del cálculo.

- Factor de modificación por trabajo conjunto: se le asignará un valor de 1.15 ya que se prevé que la dimensión mínima sea mayor a 114mm.

- Factor de modificación por volcamiento (K_v), por sus características geométricas y por su grado de sujeción lateral, se le asignará el valor de uno.

4.7.2.2 Diseño por cizalle longitudinal

La tensión de cizalle longitudinal, se verificará mediante las expresiones:

$$\frac{f_{cz,tr}}{F_{cz,dis}} \leq 1, \text{ en donde: } f_{cz,tr} = \frac{1,5 \times Q}{b \times h}, \text{ con:}$$

☞ $f_{cz,tr}$ = Tensión de trabajo de cizalle longitudinal, (kg/cm²).

☞ $F_{cz,dis}$ = Tensión de diseño de cizalle longitudinal, (kg/cm²).

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \times K_H \times K_c \times K_D \times K_r$$

☞ $Q_{(m\acute{a}x.)}$ = Esfuerzo de corte igual a la fuerza del tirante T_1 .

De los factores de modificación

Los factores de modificación para las tensiones de diseño de cizalle, serán los mismos valores que se le asignaron para calcular las tensiones de diseño a la flexión, a excepción de:

- Factor de modificación por rebaje, (K_r): puesto que el diseño de estas piezas no contempla rebaje inferior, se le asignará el valor unitario.
- Factor de modificación por trabajo conjunto, (K_c): como se prevé que su dimensión sobrepase los 114mm. se trabajará con este factor igual a 1,10.

4.7.3 Puntal de arriostamiento y diagonal

Ambos elementos responden a la acción de fuerzas externas laterales, tales como viento o sismo; ante esto resulta necesario hacer una acotación al respecto, pues como estás dos piezas por razones obvias, llevarán la misma escuadría que los elementos que constituyen la armadura, su verificación de tensiones de trabajo para el caso del puntal se hacen por flexión y cizalle, mientras que la diagonal se hará en compresión paralela, tal como se ha hecho en elementos calculados con anterioridad bajo la acción de estos esfuerzos.

En el programa computacional de calculo de la estructura planteada, solo considera la acción de sismo, dejando de lado la acción del viento, puesto que como se trabaja con las secciones de la armadura, las tensiones de trabajo son muy bajas, y aunque se considere la acción en forma simultánea de ambas fuerzas, sigue siendo más desfavorable el paso del camión y controla las dimensiones de la cuerda

superior de la armadura, calculada en compresión paralela, debido principalmente a su esbeltez calculada.

4.7.3.1 Fuerza sísmica

Para la obtención de la fuerza sísmica, (F_s), se resuelve calculando el coeficiente sísmico, aplicando lo explicado en el capítulo II en su numeral 1.60 y multiplicándolo por la masa de las armaduras más el arriostramiento de balanceo.

$$F_s = masa \times coeficiente \ sísmico$$

Ésta masa calculada, se aplica sobre el centro de masa de los elementos mencionados en el párrafo anterior, obteniéndose los esfuerzos en las piezas de interés.

4.7.3.2 Fuerzas sobre los elementos

Para el puntal de arriostramiento se debe considerar la acción de los esfuerzos de momento flector y cizalle longitudinal, los cuales tienen los valores siguientes:

$$\text{Momento flector} \quad : \quad M = 219 \times F_s \quad (\text{kg. x cm.})$$

$$\text{Esfuerzo de corte} \quad : \quad Q = \frac{F_s}{2} \quad (\text{kg.})$$

En la diagonal se debe verificar a la compresión paralela a las fibras:

$$\text{Fuerza en la diagonal} \quad : \quad Q = \frac{F_s \times centro \ masa}{438 \times \cos(45^\circ)} \quad (\text{kg.})$$

CAPITULO V

DISEÑO POR DEFORMACIÓN

Una estructura además de resistir las cargas para las cuales ha sido diseñada debe prestar cierto confort y seguridad al usuario. Conforme a este criterio, se debe verificar que la deformación máxima que puede experimentar el diseño propuesto, se ajusta a lo permitido según norma.

Según la norma NCh 1198 of. 91, el criterio de deformación por flujo plástico en el tiempo (creep), no es aplicable en esta estructura, pues las solicitaciones de naturaleza permanente en los elementos solicitados a flexión, no sobrepasan el 50% de la solicitación total que deben soportar.

Debido a la hiperestaticidad que presenta la superestructura de puente de esta tesis, resulta muy complejo crear un algoritmo que permita calcular la deformación de la estructura atendiendo a las variaciones propias del diseño. Por lo tanto, para considerar este criterio, se establecerán ciertas premisas que permitan hacerlo.

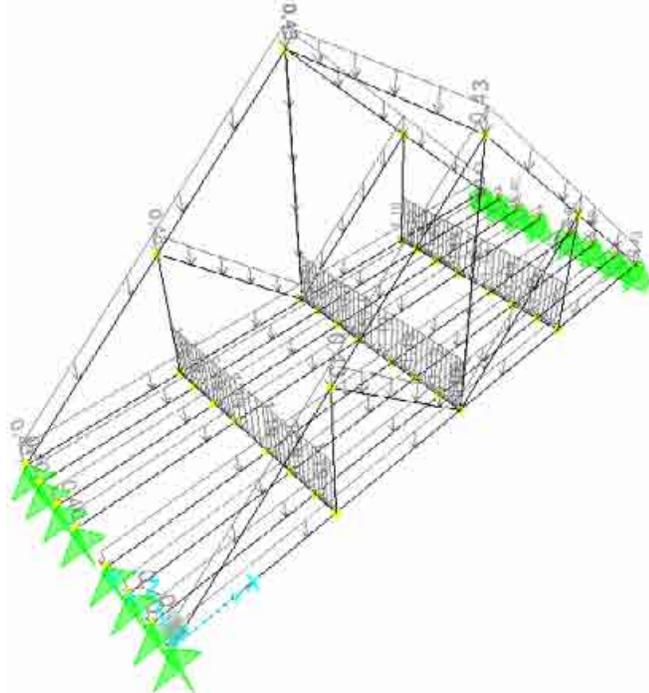
Mediante el uso del software de diseño estructural SAP2000 en su versión nº 8, se realizará el cálculo (en tres dimensiones) para la superestructura considerando la máxima luz que contempla el diseño, con un camión H-20, usando madera de coigüe de clasificación visual grupo 2, y empleando una combinación de cargas con peso propio mas sobrecargas.

5.1 MODELACIÓN Y CÁLCULO POR DEFORMACIÓN

Al calcular la deformación de la estructura con las características ya definidas, para cumplir con lo señalado en la norma correspondiente, la flecha no debe sobrepasar de 3,33cm.

La modelación utilizada para este efecto es básicamente la definida en el capítulo anterior. En la siguiente figura (extraída del software Sap2000) se muestra la modelación en tres dimensiones de la estructura, con la aplicación del peso propio como cargas distribuidas en cada uno de los elementos. Cabe señalar que el peso propio del tablero también ha sido considerado en las cargas de las vigas longitudinales.

Figura 32: Modelación de la estructura en tres dimensiones



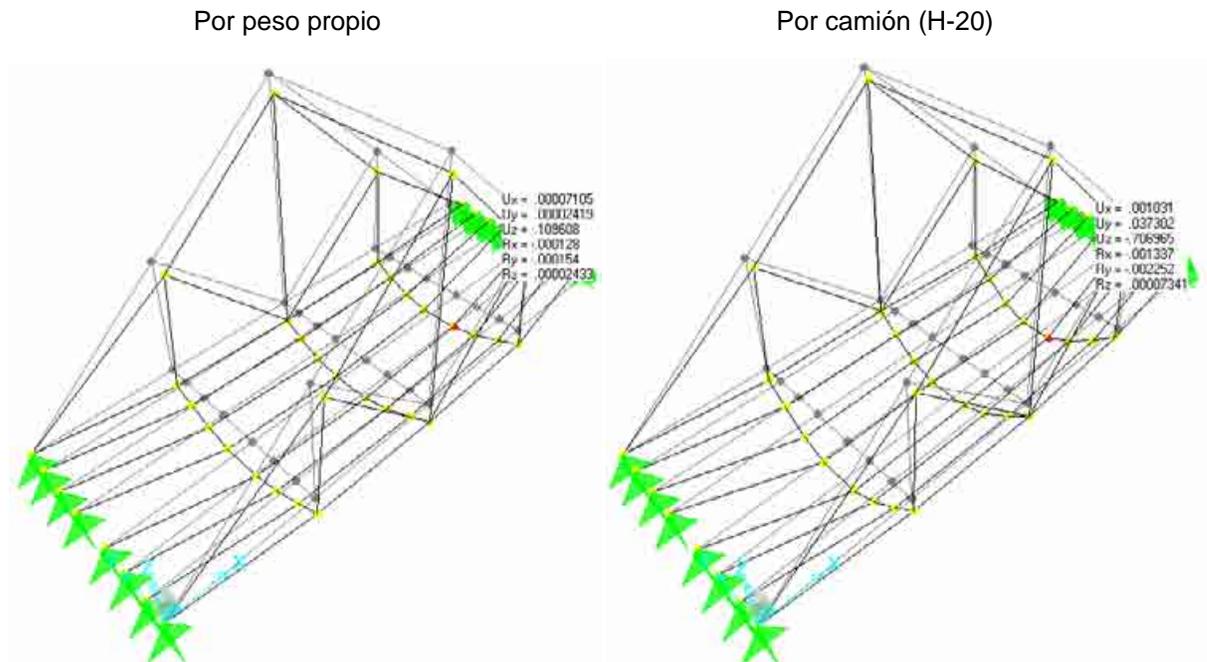
Del cálculo realizado en el software mencionado se aprecia que la deformación máxima por peso propio ocurre en el centro de la estructura, pero esta no es influyente ya que no coincide con la máxima deformación provocada por el paso del camión, siendo esta última la de mayor consideración por ser mayor.

Al considerar la combinación de peso propio mas sobrecargas, se valora que la máxima deformación ocurre en la salida del puente, con una flecha calculada aproximadamente de 0,82cm.

En la figura nº 33 se muestra la deformación calculada de la estructura, apreciándose con las líneas más tenues la posición original de los elementos,

mientras tanto que las líneas mas notorias pertenecen a la estructura deformada. La imagen del lado izquierdo pertenece a deformación por peso propio, mientras que la otra corresponde al paso del camión.

Figura 33: Deformación calculada de la estructura



5.2 RESULTADOS DEL CÁLCULO POR DEFORMACIÓN

Anteriormente se señaló que la deformación máxima permitida según norma, correspondía a 3,33cm; pues el resultado según cálculo, para esta estructura en particular es de 0,82cm. Obviamente la deformación calculada es muy inferior a la permitida por norma, lo que lleva a pensar que el diseño propuesto es muy eficiente bajo este criterio de diseño.

Si bien es cierto esta tesis contempla variaciones de carga, de luz y en las características propias de la madera, aún así los resultados obtenidos de este cálculo son igualmente válidos, pues éste, se realizó con las condiciones más desfavorables que se contemplan en esta tesis, por lo demás se debe considerar que las secciones varían proporcionalmente a las condiciones de diseño.

CAPITULO VI

CÁLCULO DE LAS UNIONES DE LA SUPERESTRUCTURA

En este capítulo se estudiarán las uniones estructurales consideradas más importantes del proyecto, vale decir, las que ameritan un cálculo estructural, puesto que de su buen funcionamiento depende en gran medida la estabilidad de la estructura en su conjunto.

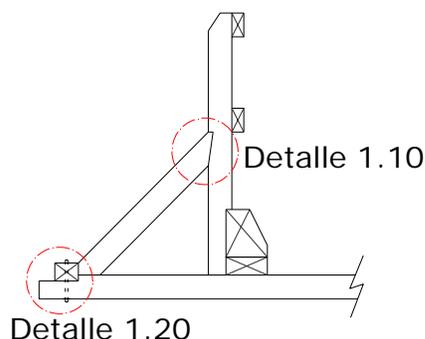
Se analizará a cada una por separado, dando a conocer la forma en que este se realizará el cálculo y las premisas que lo justifican, colocando especial atención a los elementos de fijación en las uniones, dimensiones de las piezas involucradas y ubicación de ellas en la superestructura.

Respetando el orden que se ha seguido hasta ahora, en el sentido del orden de presentación del proyecto, se comenzará por estudiar las uniones del sistema de barandas.

6.1 SISTEMA DE BARANDAS

De este sistema se centrará la atención sobre dos uniones en particular, pues el resto de ellas no necesita de un elemento de fijación más sofisticado que el empleo de clavos, ya que la unión se encuentra en compresión. Las uniones a estudiar se encuentran designadas en la figura mostrada a continuación, con el nombre de detalles 1.10 y 1.20, respectivamente.

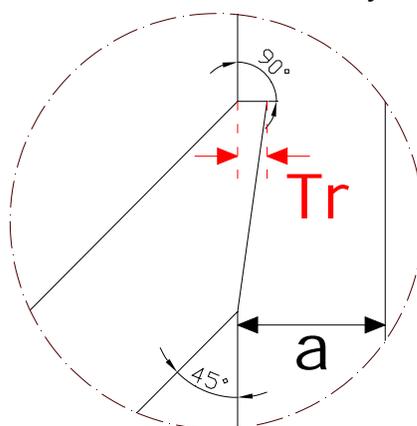
Figura 34: Detalles de unión del sistema de barandas



6.1.1 Detalle 1.10: unión, montante con diagonal

Esta unión se materializará practicando un rebaje en el montante con características que se detalla en el próximo esquema, y que la NCh. 1198 of. 91 describe como embarbillado, además de señalar las consideraciones a seguir para el cálculo y las fórmulas empleadas para ello. Cave recordar que montante se denomina a la pieza vertical.

Figura 35: Unión de montante y diagonal



Como se aprecia en la figura se ha diseñado la unión con un ángulo para el rebaje de 90°, ya que resulta más práctico de ejecutarlo en terreno.

La profundidad del rebaje, según norma, se calcula con las expresiones siguientes, simplificadas según las condiciones de este caso en particular:

☞ Tr = Profundidad del embarbillado.

$$Tr \geq \frac{F \times \cos 45^\circ}{b \times F_{cp, Dis}} \text{ (cm.)}, \text{ en donde:}$$

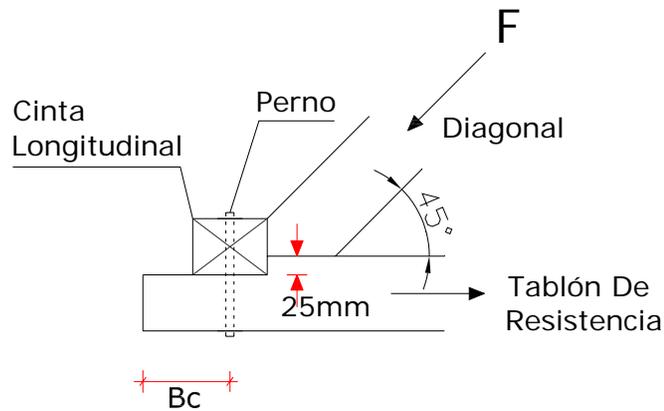
- F : Fuerza de la diagonal, calculada en capítulo IV, numeral 1.50.
- b : Espesor del montante. (cm.)
- $F_{cp, Dis}$: Tensión de diseño en compresión paralela, según capítulo IV, numeral 1.51. (kg/cm^2 .)

Según la norma citada, la profundidad del embarbillado calculada, deberá cumplir con: $15\text{mm} \leq Tr \leq \frac{a}{4}$, con a = ancho del montante, (ver figura 33).

6.1.2 Detalle 1.20: unión, cinta longitudinal y tablón de resistencia

El diseño de esta unión tiene por objeto, mantener la verticalidad de los montantes ante la eventualidad de la aplicación de una carga en las barandas. Para lo cual, la diagonal reposa sobre el tablón de resistencia, en donde la cinta longitudinal debe frenar un posible deslizamiento de la diagonal por el tablón; situación graficada en la figura mostrada a continuación.

Figura 36: Unión de cinta longitudinal y diagonal



La carga admisible por perno, según norma, se calcula mediante las siguientes expresiones:

☞ F_{ad} = Carga admisible.

$$F_{ad} = \frac{F_{ap} \times h \times D^2}{2} \leq \frac{Z \times D^2}{2}, \text{ en donde:}$$

$$F_{ap} = \frac{0,00065 \times \rho_{12,k} \times (100 - D)}{\eta \times (2,75 \times \text{sen}^2 \theta + \text{cos}^2 \theta)}, \text{ (MPa)}$$

- $\rho_{12,k}$: Densidad normal característica de la especie forestal, (kg/m^3).

- D : Diámetro del perno, (mm).

- η : $\rho_{12,k} < 550 \rightarrow \eta = 2,2$
 $\rho_{12,k} \geq 550 \rightarrow \eta = 2,5$

- h : Altura del tablón de rodado menos 25mm.

- Z : $Z = 1,15 \times \sqrt{\frac{F_{ad} \times 240}{\eta}}$, (MPa)

☞ B_c = Distancia al borde correspondiente a 7 veces el diámetro del perno.

6.2 VIGAS LONGITUDINALES

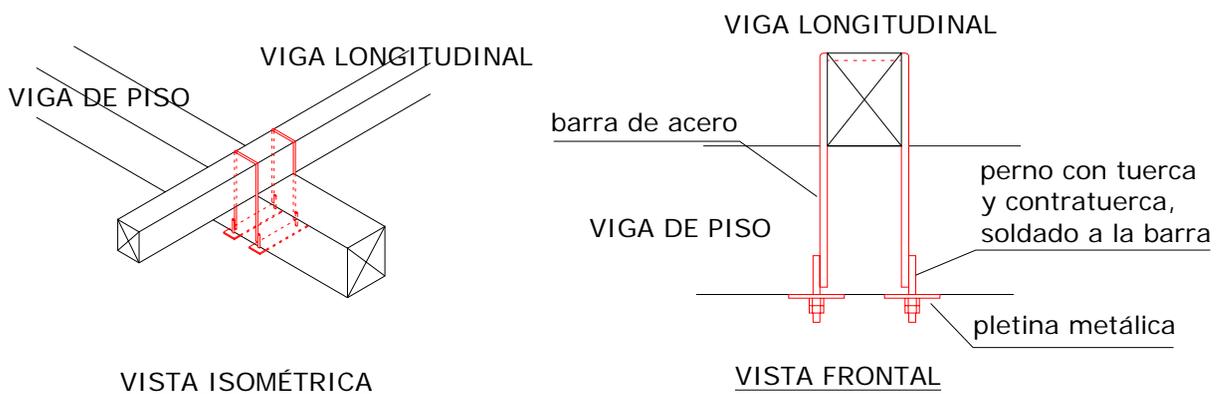
Para el estudio de las uniones que se encuentran involucradas las vigas longitudinales, se debe hacer en primer lugar una aclaración a evitar posibles confusiones en el lector. Comenzaremos por establecer que la unión de los tablonos de resistencia a las vigas longitudinales no será materia de estudio, ya que no se requiere más, que el empleo de clavicotes u otro elemento de fijación similar, puesto que dicha unión se encuentra en compresión.

La unión de las vigas longitudinales a la infraestructura se tratará en el numeral 5.00 del presente capítulo en donde se estudiará la fijación de la superestructura planteada a la infraestructura.

6.2.1 Detalle 2.10: unión, viga longitudinal y viga de piso

Aclarado lo anterior, queda por mencionar que ahora se mostrará una posible solución de fijación en las vigas longitudinales a las vigas de piso, la cual puede ser cambiada por cualquier otra que mantenga la viga de piso en su posición y no permita un deslizamiento de ella.

Figura 37: Unión viga longitudinal y viga de piso



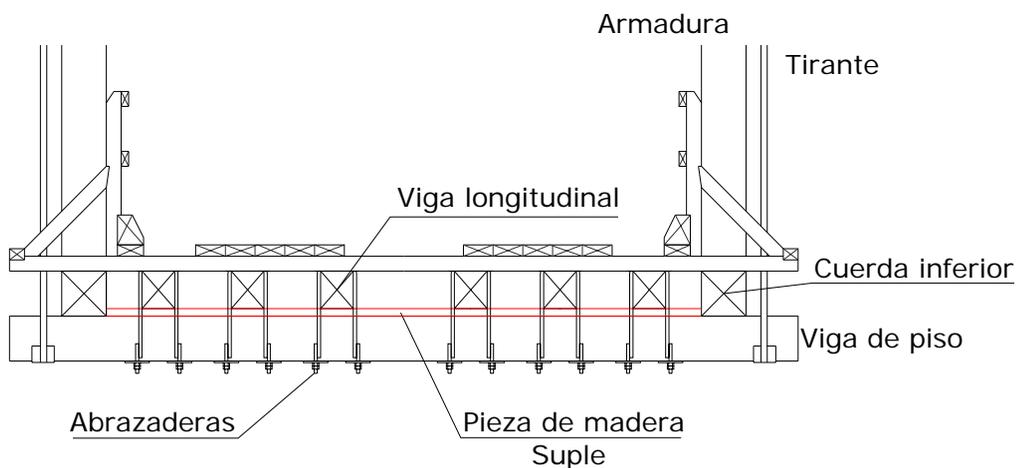
La solución planteada, corresponde a la forma más empleada para estos casos; que consiste en una doble abrazadera compuesta por dos barras de acero de

5/8" dobladas en forma de U, con un acho igual al de la viga longitudinal, las cuales llevan soldados unos pernos del mismo calibre.

Estas dos barras deben ir embutidas en un rebaje practicado en la viga longitudinal, dejando una superficie lisa para el alojamiento del tablonaje de resistencia. En su parte inferior, por debajo de la viga de piso, irán conectadas por una pletina metálica.

En casos de que la altura calculada para las vigas longitudinales sea menor a la altura de la cuerda inferior de la armadura, se deberá colocar un suple sobre la viga de piso para proveer esta diferencia de altura, de manera que en sus caras superiores formen un mismo plano horizontal, tal como se grafica en la imagen de a continuación.

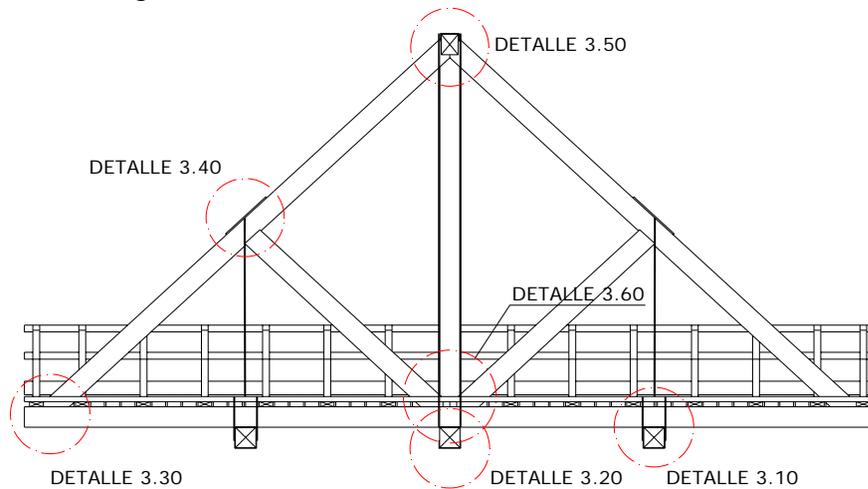
Figura 38: Unión viga longitudinal y viga de piso empleando suple



6.3 ARMADURA

De todas las uniones estudiadas en este capítulo, específicamente las que veremos a continuación, merecen especial importancia, ya que principalmente de éstas depende la estabilidad de la estructura. A continuación se muestra la ubicación de los detalles de uniones que se verán posteriormente.

Figura 39: Ubicación de detalles en la armadura

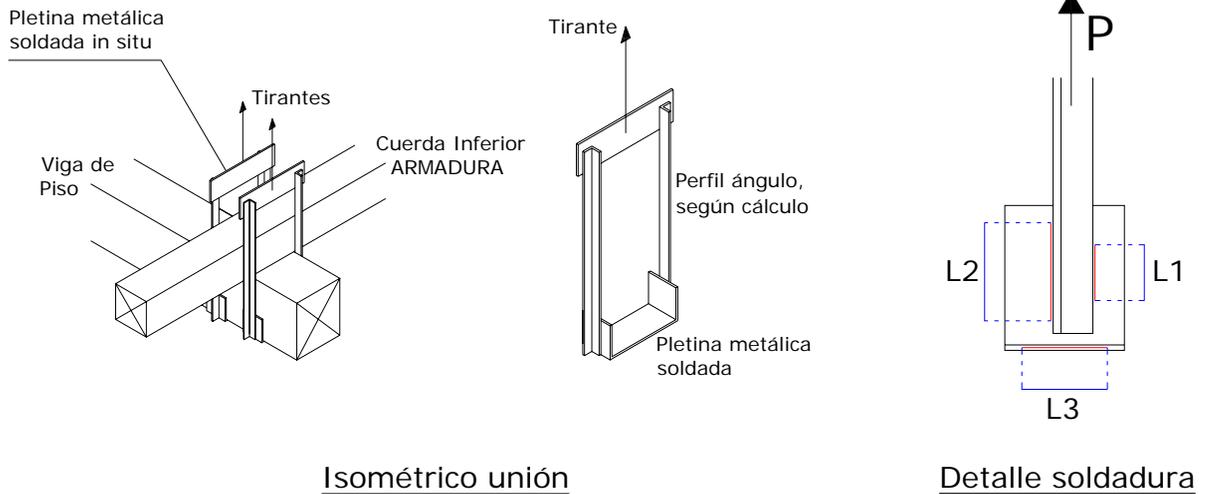


6.3.1 Detalle 3.10: unión, viga de piso y tirante, (extremos)

Debido a la posición que van dispuestos los tirantes, resulta con algunas diferencias las uniones de las vigas de piso y los tirantes extremos, respecto a los centrales, razón por la cual se ha dispuesto estudiarlas por separado privilegiando una mayor comprensión.

Como elementos de unión se empleará principalmente perfiles de acero, fijándose entre ellos mediante soldadura. Se usará como base en la parte inferior de la viga de piso, una pletina metálica de dimensiones a calcular por aplastamiento en la madera, (como ya se explicó en el capítulo IV); ésta pieza lleva soldada en sus extremos dos elementos de iguales características en donde se le unirán perfiles ángulos. Se deberá diseñar otra pletina que unirá estos dos ángulos con los tirantes ya calculados previamente en el capítulo anterior, eso sí que esta, deberá ser soldada in situ, para proveer facilidad en el montaje reduciendo las posibilidades de error.

Figura 40: Unión viga de piso y tirante



Se centrará la atención en calcular la longitud de la soldadura, ya que las dimensiones de los elementos de acero involucrados, ya se ha explicado previamente la forma de cálculo que se empleará en el programa.

6.3.1.1 Cálculo de soldadura en perfil ángulo

Veremos en primer lugar la longitud de soldadura mínima, (destacadas de color rojo en la figura), para los perfiles ángulos, la cual estará dada por la expresión:

$$L = \frac{P}{\sigma_{sol} \times 0,5 \times \sqrt{2} \times e}$$

cabe destacar que el espesor de los perfiles no superará los

6mm, (previamente calculados).

☞ L = Longitud de soldadura.

$$L = L_1 + L_2, \text{ en donde: } L_1 = L - L_2$$

$$L_2 = \frac{L \times (a - x_0)}{a}$$

- x_0 : Distancia del borde al centro de masa, (dato del perfil).

☞ σ_{sol} = Tensión admisible de la soldadura.

☞ a = Ancho del perfil.

☞ P = Corresponde a la mitad de la fuerza T_1 , calculada en el capítulo anterior.

☞ e = Espesor del perfil.

6.3.1.2 Cálculo de soldadura en pletina metálica base

Para calcular la soldadura de la base, (designada con un largo L_3 en la

figura), se realizará utilizando:
$$L_3 = \frac{P}{\sigma_{sol} \times 0,5 \times \sqrt{2} \times 1,60 \times e}$$

- ☞ L_3 = Longitud de soldadura.
- ☞ e = Espesor de la pletina base.
- ☞ P = Fuerza detallada en soldadura anterior.

6.3.1.3 Cálculo de soldadura en tirante

En el caso de elegir como tirante a un perfil ángulo, se procede a calcular la soldadura de la misma forma a lo explicado en el numeral 3.11 del presente capítulo, caso contrario, es decir, si se elige un perfil plano como tirante, se realiza aplicando

la expresión:
$$L = \frac{P}{\sigma_{sol} \times 0,5 \times \sqrt{2} \times e}$$

- ☞ L = Longitud de soldadura.

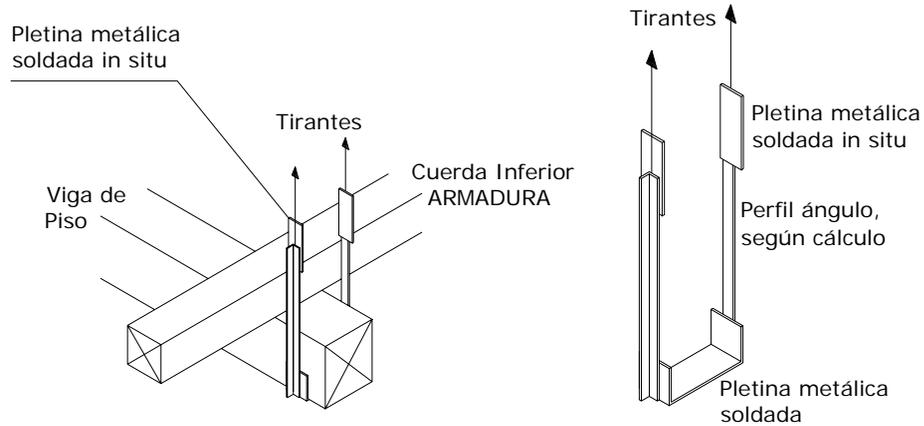
$$L = L_1 + L_2, \text{ en donde: } L_1 = L/2$$

- ☞ e = Espesor del perfil.

6.3.2 Detalle 3.20: unión, viga de piso y tirante, (central)

La forma de calcular esta unión es exactamente igual a la explicada para la unión de viga de piso y tirantes extremos, sólo que esta presenta una pequeña diferencia al ser sustentada por solo una abrazadera, y en oposición a la anterior en donde la pletina de unión a los tirantes iba en sentido horizontal, esta irá en forma vertical; en el siguiente esquema se podrá apreciar más claramente estas diferencias.

Figura 41: Unión viga de piso y tirante, (central)



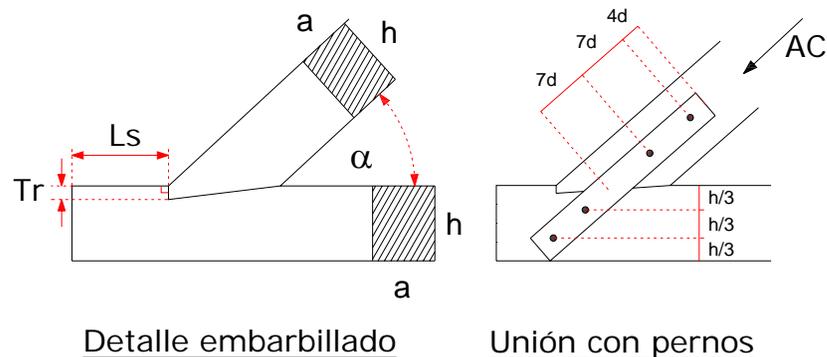
6.3.3 Detalle 3.30: unión, cuerda superior y cuerda inferior

Esta unión es similar a la del montante con diagonal en el sistema de barandas, es decir se realizará mediante la ejecución de un embarbillado.

Se considera, como premisa para su cálculo, que la resistencia de la unión será aportada solamente por la madera, no considerándose para tal efecto el aporte que pudieran tener los elementos metálicos presentes en ella; estos últimos solo se contemplan para aportar estabilidad a un posible deslizamiento horizontal.

Tal como se detalla en el esquema siguiente, la pieza horizontal, (cuerda inferior), llevará un rebaje en donde se alojará el elemento que llega en ángulo a ella. Debiéndose calcular la profundidad del rebaje "Tr" y la longitud del saliente "Ls", bajo la acción de la carga "AC", calculada en el capítulo anterior.

Figura 42: Unión cuerda superior y cuerda inferior



A continuación se muestra el cálculo de la unión:

☞ Tr = Profundidad del embarbillado.

$$Tr \geq \frac{AC \times \cos \alpha}{a \times F_{cp, Dis}} \text{ (cm.)}, \text{ en donde:}$$

- AC : Fuerza de la cuerda superior, calculada en capítulo IV, (kg.)
- a : Espesor de los elementos, (cm.)
- $F_{cp, Dis}$: Tensión de diseño en compresión paralela. (kg/cm².)

Observación: La profundidad del embarbillado calculada, deberá cumplir con:

$$15mm \leq Tr \leq \frac{h}{4}, \text{ con } h = \text{alto del elemento, (ver figura 39).}$$

☞ Ls = Longitud mínima del saliente.

$$Ls \geq \frac{AC \times \cos \alpha}{a \times F_{cz, Dis}} \text{ (cm.)}, \text{ en donde:}$$

- AC : Fuerza de la cuerda superior, calculada en capítulo IV, (kg.)
- a : Espesor de los elementos, (cm.)
- $F_{cz, Dis}$: Tensión de diseño en cizalle. (kg/cm².)

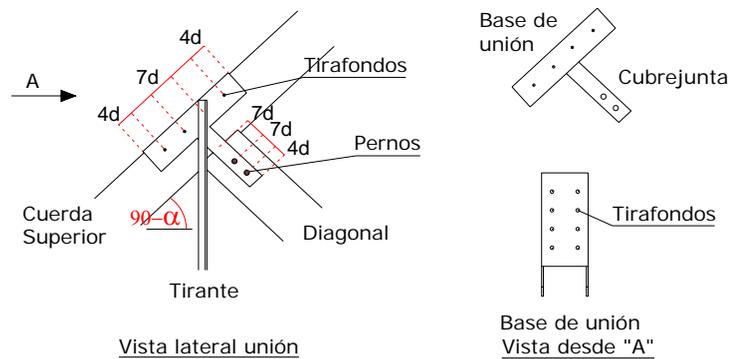
Las cubrejuntas metálicas se componen de un perfil de acero se considerado doble, es decir, uno por cada lado de la armadura con dimensiones de 100x10x450mm. aproximadamente, aunque el largo depende de la altura de la cuerda inferior y del ángulo α . Las cubrejuntas metálicas se fijarán mediante 4 pernos de diámetro $d=5/8"$.

6.3.4 Detalle 3.40: unión, cuerda superior, diagonal y tirante

Para esta unión solo bastaría el empleo de cubrejuntas metálicas como las especificadas en el detalle anterior, de no ser que el tirante se encuentra traccionando el nudo, razón por la cual torna un tanto más compleja la solución.

Para tener una mayor claridad del detalle, en la figura de a continuación se muestra la solución empleada para salvar este nudo.

Figura 43: Unión cuerda superior, diagonal y tirante



La fuerza que ejerce el tirante, (T_1), genera en la unión un efecto de compresión normal en la cuerda superior, además de un esfuerzo de corte en los tirafondos, que tiende a deslizar la pieza metálica de la unión por sobre la cuerda superior.

En primer lugar, la pieza metálica señalada en la figura, como base de unión, obviamente deberá tener un ancho igual al de la cuerda superior y un largo que permita no sobrepasar la tensión de diseño por aplastamiento en la madera; considerándose para el cálculo una fuerza "N", normal a la fibra del elemento, (cuerda superior), de magnitud igual a: $\cos(\alpha) \times T_1$. La fijación de esta pieza de acero al elemento de madera se realizará mediante tirafondos, cuyo cálculo se detalla a continuación.

Los tirafondos serán diseñados a la extracción lateral, siendo capaz de soportar cada uno la fuerza dada por la siguiente expresión:

☞ P_{adm} = Fuerza admisible de extracción lateral, (kg)

$$P_{adm} = 1,25 \times K \times D^2 \times 10^{-1}, \text{ en donde:}$$

-D : Diámetro del vástago del tirafondo, (mm.)

-K : Constante que depende de la densidad anhidra, cuyos valores se presentan en la tabla de a continuación.

Tabla 20: Valores de la constante k, madera latifoliadas.

Densidad Anhidra ρ , (kg/m ³)	K
330 – 475	23,4
476 – 565	39,3
$\rho_0 \geq 566$	45,6

La cantidad de tirafondos necesarios para soportar los esfuerzos inducidos por la acción del tirante, esta dada por la ecuación: $N^o = \frac{T_1 \times \text{sen}(\alpha)}{P_{adm}}$, en donde:

☞ P_{adm} = Fuerza admisible calculada anteriormente, (kg)

☞ T_1 = Fuerza del tirante, calculada en el capítulo IV, numeral 5.10. En (kg)

Las piezas metálicas señaladas como cubrejuntas, deben ir soldadas a la base de unión y fijadas a la diagonal de la armadura con pernos de 5/8" de diámetro. Éstos últimos no están considerados para absorber los esfuerzos de corte inducido por el tirante.

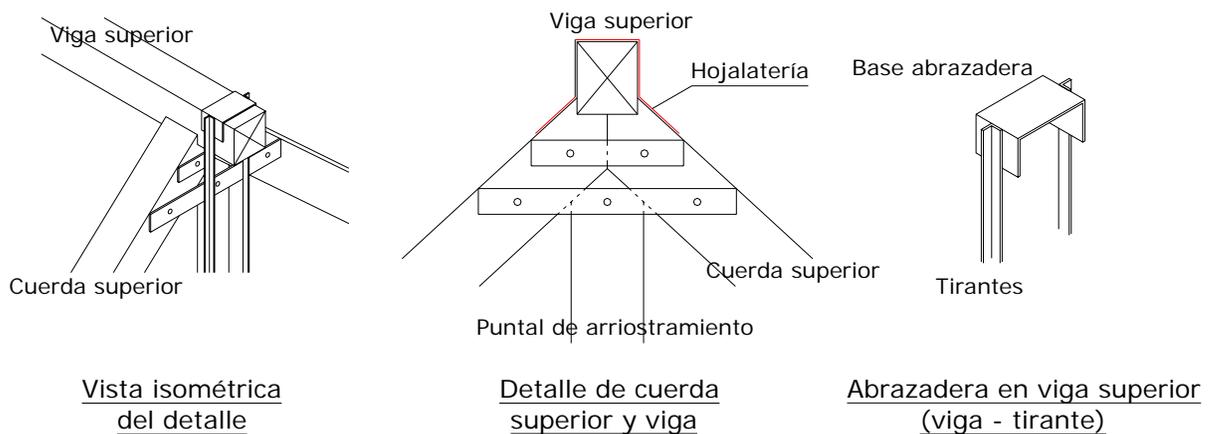
Las cotas señaladas como 4d y 7d, se refiere a la separación entre tirafondos y/o pernos, variando respecto a diámetro de estos.

6.3.5 Detalle 3.50: unión, cuerda superior y viga superior

En este nudo se presentan dos puntos en que se debe prestar atención. En primer lugar se analizará la unión de las cuerdas superiores de la armadura, con la viga superior del sistema de arriostamiento, la cual se encuentra esquematizada en la figura central de la próxima imagen mostrada, ejecutándose principalmente por rebajes practicados en la madera además del empleo de cubrejuntas de acero apernadas. En el desarrollo de este numeral se explicará más claramente la forma de realizar esta unión.

El segundo punto se refiere a la unión entre la viga superior y los tirantes, que se constituye básicamente empleando una pletina metálica como base de la abrazadera fijada en la parte superior de la viga, en donde posee dos piezas de similares características soldadas a los lados en donde se sustentan los tirantes. Esta unión tiene características similares a detallada en la unión de la viga de piso central con los tirantes, (numeral 3.20, del presente capítulo), empleándose las mismas fuerzas, por lo tanto las longitudes de soldadura y dimensiones de las piezas son iguales, razón por la cual no se necesita volverla a detallar, por lo que centraremos nuestra atención en el punto señalado en el párrafo anterior.

Figura 44: Unión, cuerda y viga superior



Para el caso de los rebajes que presentan las cuerdas superiores, en donde se aloja la viga, se debe advertir que tendrá una profundidad de $\frac{1}{4}$ de la altura de este último elemento, y no resulta necesario verificar las tensiones en la madera, ya que estos elementos en su oportunidad fueron diseñados a los esfuerzos de compresión normal y paralela. Por lo demás resulta necesario hacer la aclaración, respecto a las tensiones: no se prevé que exista esfuerzo de cizalle transversal en el rebaje de la cuerda superior, ya que la viga siempre va a ser solicitada hacia abajo, y además el puntal de arriostramiento, tal como se muestra en la figura, le servirá de apoyo y por ende de ayuda para que no aparezca este indeseable efecto en la

cuerda mencionada. Por último se recomienda el uso de una hojalatería, (tal como se muestra en la figura 41), u otro medio que evite la acumulación de nieve y agua en está unión, que permita prevenir la pudrición de los elementos concurrentes a este nudo.

Como elemento adicional, y a fin de evitar el deslizamiento transversal de los elementos, se dispone la colocación de dos cubrejuntas metálicas por cada lado de la armadura, las cuales irán fijadas mediante pernos a las piezas de madera. El par de cubrejuntas de la parte más alta, amarrará a las dos cuerdas solamente, mientras que el segundo par fijara las dos piezas ya amarradas, más el puntal de arriostamiento; lo anterior se ha dispuesto a fin de hacer más fácil el trazado y colocación de esta última pieza en el momento de ejecución.

Las cubrejuntas de acero, se elaborarán de un perfil plano de 100x10mm, con un largo dependiendo de la escuadría de las piezas y del largo del puente, que genera una variación del ángulo con que concurren los elementos al nudo.

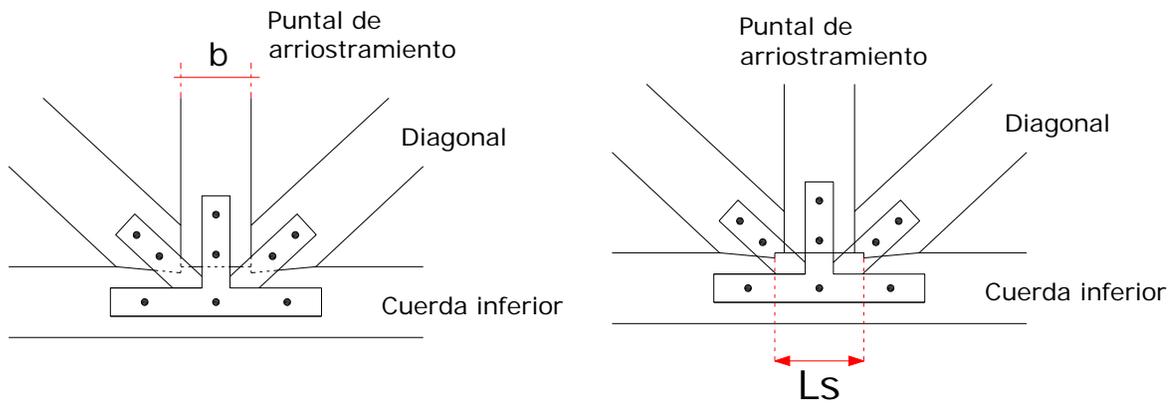
6.3.6 Detalle 3.60: unión, cuerda inferior y diagonal

En particular este nudo de la armadura, no presenta ninguna singularidad distinta a las uniones vistas con anterioridad, y se repite de cierta forma las soluciones dadas hasta ahora, es decir, la ejecución de barbillas y el empleo de cubrejuntas fabricadas con perfiles planos de acero, es solo que ahora tienen una forma geométrica especial, como se aprecia en la figura mostrada más adelante.

Se sabe que la fuerza que debe soportar la diagonal comparada con la cuerda superior, es bastante más pequeña, razón por la cual la profundidad del rebaje en la barbilla de este nudo, debe ser por lo tanto también más pequeña, comparada con la del detalle 3.30. Lo que se pretende explicar, que para evitar tener un sin fin de dimensiones en una misma pieza, y con el fin de reducir errores en su ejecución, en esta unión se empleará como profundidad de rebaje, la dimensión

calculada para el detalle 3.30, y solo se limitará a comprobar si la longitud del saliente cumple la condición de ser menor que la cota citada como “b” en la figura; en caso contrario se deberá proveer de una longitud de saliente mayor a la dimensión “b” del puntal de arriostamiento. Cave destacar que esta última posibilidad resulta prácticamente imposible.

Figura 45: Unión, cuerda inferior y diagonales



Se debe cumplir que “b” sea mayor a “Ls”.

☞ L_s = Longitud mínima del saliente.

$$L_s \geq \frac{CG \times \cos \alpha}{a \times F_{cz, Dis}} \text{ (cm.)}, \text{ en donde:}$$

- CG : Fuerza de la diagonal, calculada en capítulo IV, (kg.)
- a : Espesor de los elementos, (cm.)
- $F_{cz, Dis}$: Tensión de diseño en cizalle. (kg/cm².)

En caso que la longitud del saliente calculada sea mayor a “b”, la unión se debe ejecutar, como se señala en la figura 42, en la imagen de la derecha.

6.4 SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO DE BALANCEO

El cálculo de las uniones de los elementos que proporcionan la estabilidad lateral a la estructura se realizará bajo la premisa de encontrarse siempre en compresión, descartándose la posibilidad de tracción en la unión, ya que los efectos laterales serán absorbidos íntegramente por una diagonal y su par de uniones, mientras que la otra no actúa.

Considerando a premisa anterior, se puede afirmar con toda responsabilidad que solo resulta necesario calcular la profundidad de la barbilla, ya que la longitud del saliente se cumple de forma natural.

☞ Tr = Profundidad del embarbillado.

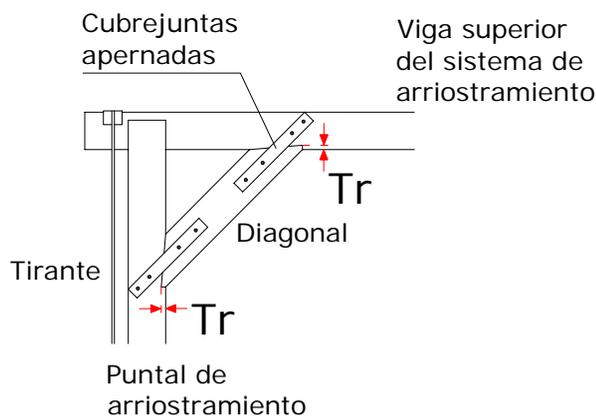
$$Tr \geq \frac{F_D \times \cos 45^\circ}{a \times F_{cp, Dis}} \quad (\text{cm.}), \text{ en donde:}$$

- F_D : Fuerza de la diagonal, calculada en capítulo IV, (kg.)
- a : Espesor de los elementos, (cm.)
- $F_{cp, Dis}$: Tensión de diseño en compresión paralela. (kg/cm².)

Observación: La profundidad del embarbillado calculada, no podrá ser inferior a 15mm.

La unión se materializará, al igual que las anteriores, con el empleo de cubrejuntas metálicas fijadas con pernos como los ya mencionados.

Figura 46: Uniones del sistema de arriostramiento



6.5 FIJACIÓN A INFRAESTRUCTURA

Antes de entrar en materias propias que describe este título, resulta necesario rescatar una parte del nombre de este trabajo de tesis en que señala: “Diseño de la superestructura...”, en donde técnicamente no cabe el diseño de la unión de ésta con la infraestructura. Además de lo anterior se debe comentar que el diseño de la infraestructura, (materiales y forma), depende de las características propias del lugar de emplazamiento del puente y de ninguna manera se puede generalizar esta unión para todos los casos.

A través del programa computacional de cálculo de la estructura se entregará como información la fuerza sísmica que actúa en cada uno de los puntos de apoyo de la superestructura con la infraestructura, que puede ser utilizada como dato para el diseño del elemento de fijación que dependerá, como se dijo, de las características propias de la infraestructura.

La fuerza sísmica mencionada, se obtiene del producto de la reacción en el punto de interés y el coeficiente sísmico calculado en base a lo señalado en capítulo 2.1.6

Por último cabe señalar, que en casos de que la altura calculada para las vigas longitudinales sea menor a la altura de la cuerda inferior de la armadura, el estribo o apoyo del puente debe ser diseñado para proveer esta diferencia de altura, de manera que en sus caras superiores formen un mismo plano horizontal; de forma similar a lo realizado para las uniones con las vigas de piso, detalle 2.10, capítulo 6.2.1

CAPITULO VII

COMPARACIÓN DEL DISEÑO PLANTEADO, CON UN PUENTE DE VIGAS

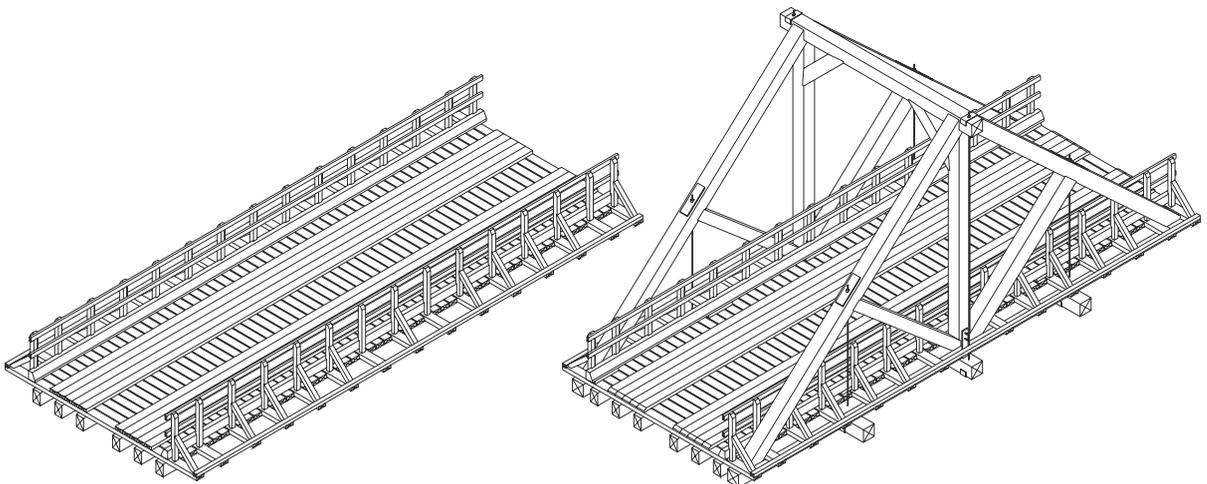
La comparación del diseño planteado con un puente de vigas dice relación a efectuar el cálculo estructural para la superestructura de puente que se ha planteado en este trabajo de tesis, y el de un puente de vigas como los comúnmente vistos en los caminos rurales. La comparación se realiza con el objetivo, de poder apreciar más claramente, que tan influyente es la inclusión de las armaduras en el diseño, y ver si realmente se justifican.

7.1 PRESENTACIÓN DE LOS DISEÑOS A COMPARAR

Hasta aquí el diseño de la superestructura del puente de madera con armadura superior es ampliamente conocido, razón por la cual, no necesita más presentación. Del puente de vigas, se puede decir que se trata de una estructura semejante a la anterior, sin la inclusión de las armaduras laterales ni las vigas de piso, por lo que se trata de un diseño más simple de calcular y ejecutar.

En la imagen siguiente, se pueden apreciar los diseños de las superestructuras de puente a comparar. Resulta oportuno aclarar que la separación de las vigas será común para los dos.

Figura 47: Diseños de puentes a comparar



Para poder materializar la comparación propuesta, se deben plantear condiciones que sean comunes para las dos situaciones, y que a continuación serán expuestas de forma arbitraria.

7.2 CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO

Como condiciones generales de diseño se establecerá que la sección transversal del tablero, será para los dos casos, la mostrada en el capítulo III, con la misma distribución de elementos y principalmente de las vigas; lo cual da base para aseverar que solo resulta necesario realizar el cálculo de las vigas longitudinales en ambos diseños para luego compararlos, ya que el resto de elementos se mantienen igual; y para el caso de las armaduras no es necesario el cálculo, ya que no existiría patrón de comparación.

Se respetará la desviación del camión sobre el eje longitudinal del puente, tal como se señalara en capítulos anteriores, de forma de obtener una condición más desfavorable para las vigas. Lo anterior quiere decir que cada viga absorberá esfuerzos correspondientes a un 24.60% del peso total del camión de diseño.

Las estructuras se calcularán para una longitud de cálculo de 12m. soportando un camión de diseño H20-44 por un tiempo de 15 minutos. Las condiciones de la madera serán las siguientes: se trabajará con coigüe como especie maderera con una clasificación visual correspondiente al grupo estructural nº 2. la madera se presentará en estado verde en el momento de construcción, es decir, con un porcentaje de humedad de construcción del 30%; y para el caso de las condiciones de humedad de servicio, se utilizará 14%.

7.3 CÁLCULO DE LAS SUPERESTRUCTURAS

Como el objetivo es comparar las estructuras, se presentarán en paralelo el diseño de las vigas de ambos diseños. En primer lugar se mostrará en una tabla los esfuerzos en las vigas, debido al paso del camión y la carga muerta del tablero.

Tabla 21: Esfuerzos de las vigas longitudinales.

Tipo Esfuerzo (máx.)	Puente De Vigas	Puente De Armaduras
Corte (kg)		
Peso propio	781	395
Camión	4.146	3.571
Total	4.927	3.966
Momento Flector (kg x cm)		
Peso propio	234.090	14.942
Camión	1.153.176	219.347
Total	1.387.266	234.289

Para la obtención de las tensiones de diseño correspondientes a la madera, se procede de la forma que se explicó en el capítulo II. Por tratarse de coigüe en estado verde y del grado estructural n°2, se obtiene que dicha madera corresponde a la clase estructural F11, lo que da una tensión admisible para flexión de 110 kg/cm², y para cizalle de 10,5 kg/cm².

A continuación se muestra un resumen de la obtención de las tensiones de diseño de la madera para los dos tipos puentes.

Tabla 22: Tensiones de diseño de la madera, (kg/cm²)

Detalle	Puente De Vigas			Puente De Armaduras		
	Cizalle	Flexo-compresión	Flexo-tracción	Cizalle	Flexo-compresión	Flexo-tracción
T. admisible	10,5	110	110	10,5	110	110
FM humedad	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
FM dur. Carga	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
FM trab. conjunto	1,10	1,15	1,15	1,10	1,15	1,15
FM por altura	-	-	0,78	-	-	0,84
FM volcamiento	-	1,00	-	-	1,00	-
FM por rebaje	1,00	-	-	1,00	-	-
T. de diseño	18,13	198,61	154,91	18,13	198,61	166,83

Ahora se realizará el cálculo de las tensiones de trabajo para cizalle longitudinal y para flexión, considerando para el caso del puente de vigas una sección de 16 por 18 pulgadas, y para el puente de armaduras una sección de 8 pulgadas de espesor, por 10 de alto. Para la obtención de la tensión por cizalle

longitudinal se empleará la expresión: $f_{cz,tr} = \frac{1,5 \times Q}{b \times h}$, y para la flexión: $f_{f,tr} = \frac{M_{máx}}{W_n}$.

Tabla 23: Tensiones de trabajo en la madera, (kg/cm²)

Detalle	Puente De Vigas	Puente De Armaduras
Cizalle Longitudinal Tensión de trabajo	4,11	11,90
Flexión (kg / cm ²) Tensión de trabajo	102,76	112,46

Por tratarse de esfuerzos de distinta magnitud, y por ende se han calculado escuadrías diferentes para soportar las cargas correspondientes, lo que no arroja un buen patrón de comparación de los diseños, razón por la cual se calculará el factor de utilización para hacerlo. Este factor se define como el porcentaje de la capacidad de carga que se utiliza, es decir, $\eta = \frac{\text{Tensión de trabajo}}{\text{Tensión de diseño}} \times 100$. En la tabla siguiente se muestra en resumen este índice, en donde se debe prestar especial atención en la flexo-tracción ya que esta controla el diseño.

Tabla 24: Factor de utilización de las vigas.

Detalle	Puente De Vigas	Puente De Armaduras
Factor de utilización Cizalle	22,67%	65,64%
Factor de utilización Flexo-tracción	66,34%	67,41%

7.4 DISCUSIÓN DE LA COMPARACIÓN

Se tomará como patrón de comparación el factor de utilización de flexo-tracción, pues es precisamente este esfuerzo el que controla el diseño de las vigas. Se debe advertir que previamente se calcularon las secciones de las piezas para que el factor de utilización diera lo más parecido posible en ambos tipos de puentes, (67%), lo cual favorece a señalar lo siguiente:

- ☞ Es claramente apreciable la reducción de la escuadría de las piezas estructurales más importantes del puente al usar las armaduras, pues debemos recordar que para el puente de vigas se usan piezas, (vigas longitudinales), de

16x18", mientras que para el puente de armaduras se necesita solamente una escuadría de 8x10"; en ambos casos con una luz de 12m de largo.

- ☞ Si bien es cierto para el caso del diseño del puente de armaduras, también se necesitan piezas de gran escuadría, como son las vigas de piso de 14x16", pero se debe agregar que corresponden a una longitud de 5,30m, lo cual las transforma en una pieza mucho más fácil de encontrar en el bosque, respecto a las vigas de 16x18"x12m, obviamente.
- ☞ Aunque para la construcción del puente de armaduras se necesiten más piezas, y resulte más complicada su ejecución, respecto a sus uniones más precisas y empleo de piezas metálicas, radica su gran ventaja en lo señalado en punto anterior, ya que resulta más viable conseguir piezas de madera para este tipo de puente que para el de vigas, debido a lo exagerado de sus escuadrías.

CONCLUSIONES

Acerca de la normativa vigente en el país, se puede decir que para este tipo de estructuras de puentes, no existe una norma en particular que regule el diseño en su conjunto.

El Manual de Carreteras (MOP, 2002) presenta una serie de criterios, los cuales son en gran parte aclaraciones y/o interpretaciones de la norma norteamericana AASHTO, llevadas a la realidad chilena, el cual en uno de sus apartados deja explícitamente claro que “Los puentes de madera no son de su competencia por ser considerados del tipo provisorio e independiente para cada caso”. Pero si resulta conveniente considerar este manual para determinar las combinaciones de cargas de diseño.

La norma chilena de cálculo de construcciones en madera NCh. 1198 of. 91 y sus referencias, establecen métodos y procedimientos de diseño estructural que determinan las condiciones mínimas que deben cumplir los elementos y las uniones en madera. Al hacer un estudio preliminar de algunos puntos de la norma citada, es fácil percatarse, que existen ambigüedades y/o omisiones respecto a sus criterios, como los señalados en el anexo B de esta tesis, lo que lleva a concluir que resultaría productivo realizar una revisión de ésta.

Recordando que este proyecto de tesis se encuentra dirigido a salvar accidentes topográficos en caminos secundarios, como lo es en una gran cantidad de sectores más apartados de las principales urbes de la región de Aysén, que se encuentran en un proceso de colonización; en donde el diseño de la superestructura del puente de madera con armadura superior resulta estructural y técnicamente viable su construcción, puesto que es una ventaja el aprovechamiento del potencial

maderero del sector, considerando que no resulta muy difícil encontrar piezas de escuadría de 10x10" y longitud de hasta doce metros y más.

Resulta ventajosa la construcción de un puente de armaduras frente a uno de vigas, ya que se reducen notoriamente las escuadrías de las piezas de gran longitud que se requieren continuas; y por lo tanto es más fácil su obtención.

Respecto a las escuadrías de las vigas de piso para el puente de armaduras, éstas resultan de gran tamaño; aún así, no es inconveniente para la materialización del proyecto, pues son éstas de poca longitud (5,30m) y por tanto de fácil obtención en los lugares en cuestión. Ver anexo C.

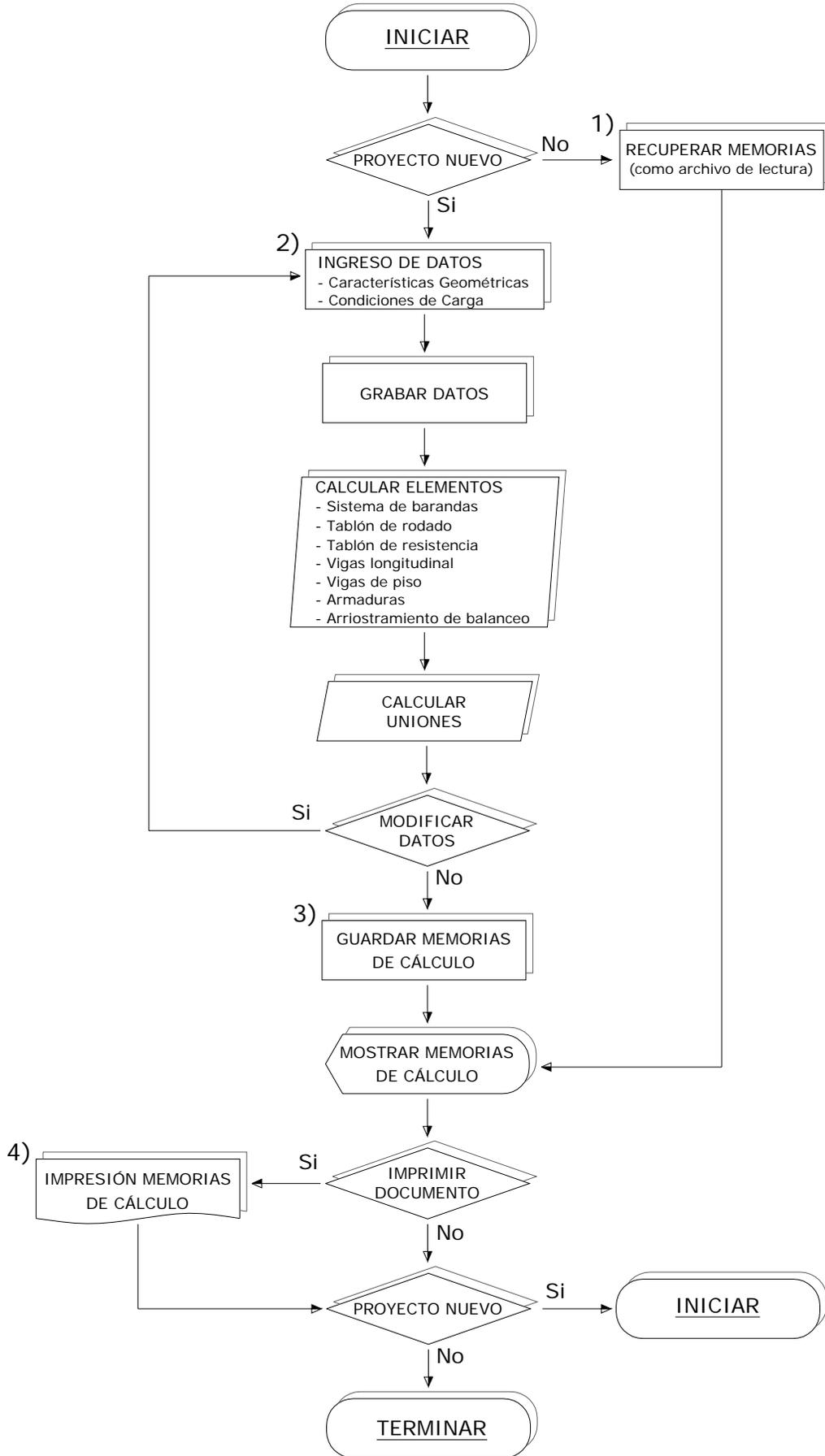
Si las condiciones de luz fuesen mayores a las manejadas en este proyecto y el lugar permite el levantamiento de jabas (cepas), se puede utilizar la misma superestructura repitiéndola en tramos, alcanzando una luz mayor.

La estructura de puente propuesta, no presenta inconvenientes en cumplir con los criterios de diseño por deformación de la norma NCh 1198 of. 91; según lo analizado para el caso particular descrito en el capítulo V, la máxima deformación considerando peso propio más sobrecargas es de 0,82cm (según norma se permite una deformación de 3,33cm). Lo anterior lleva a concluir que la deformación no controla el diseño en la estructura planteada.

El programa computacional (en lenguaje Visual Basic) construido para realizar el cálculo estructural de la superestructura de puente presentada en esta tesis, resulta conveniente usarlo para calcular este tipo de estructuras, ya que puede hacerse de una forma cómoda y rápida, además que los resultados proporcionados (ya sea por vía impresión o por un documento virtual) son de fácil comprobación al mostrarse las modelaciones usadas, tensiones en los elementos y secciones obtenidas, para cada una de las piezas del puente.

ANEXO A

DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL



Observaciones del diagrama:

- 1) Recupera memorias de cálculo archivadas con anterioridad en el Pc del que se ejecuta el programa.
- 2) Se ingresan datos de entrada para el cálculo de la estructura como: luz de cálculo, camión de diseño, duración de sobrecargas, antecedentes de la madera
- 3) Almacena en disco c del Pc, las memorias de cálculo.
- 4) Se puede obtener físicamente el documento vía impresora, o almacenar en el Pc mediante archivo Pdf.

ANEXO B

MOTIVOS DE REVISIÓN DE LA NORMA NCH 1198 OF 91

Al hacer un estudio preliminar de algunos puntos de la norma citada, es fácil percatarse, que existen ambigüedades y/o omisiones respecto a sus criterios. A continuación se presentan algunos detalles en el orden de aparición en la norma.

1 Del factor de modificación de humedad.

En el numeral 6.2.7, señala textualmente lo siguiente: “La asignación de tensiones admisibles y del módulo elástico a piezas de madera aserrada con espesores menores o iguales que 100mm y que se construye con un contenido de humedad (H_c) comprendido entre 12% y 20%, el que no será excedido en condiciones de servicio, *se puede obtener por interpolación lineal entre los valores de tensiones admisibles para madera en estado verde y madera en estado seco que se establecen en 6.2.5 y 6.2.6, o bien usando los factores de modificación que esta norma entrega*”.

Luego cuando la norma da a conocer el criterio de aplicación por corrección de humedad, señala lo siguiente: “La asignación de las tensiones admisibles y del módulo elástico a piezas de madera aserrada con espesores menores o iguales que 100mm, y que se construye con un contenido de humedad (H_c) comprendido entre 12% y 20%, *se puede obtener por interpolación lineal entre los valores de tensión admisible para madera en estado verde (ver Tablas 5 y 6) y madera en estado seco (ver Tablas 5 y 7), aplicando sobre la tensión admisible en condición seca el factor de modificación siguiente:...* $K_H = (1 - \Delta H \times \Delta R) \dots$ ”

Claramente se aprecia ambigüedad, en el primer párrafo deja abierta la posibilidad de elegir entre dos criterios que dan resultados totalmente distintos al realizar los cálculos correspondientes. Si usáramos el criterio del segundo párrafo, da

lugar a interpretar que se requieren de dos interpolaciones para la obtención de la tensión. Por cierto que la segunda opción es la más conservadora.

2 Del factor de modificación de humedad.

En el mismo factor se comete una omisión, respecto al cálculo del ΔH , pues la norma dice que este es: “diferencia entre el valor de contenido de humedad de servicio (Hs) y 12%. Pero no deja explícitamente claro si es la sustracción entre la humedad de servicio y 12%, o utilizando los valores de ΔH que se calculan a partir de la tabla nº2 de la misma norma.

Como comentario en este punto, tiene sentido que se utilice el resultado de la tabla nº2.

3 Deformaciones máximas admisibles en vigas de madera (tabla 15)

En la presentación de la tabla, se produce una omisión al dejar un espacio en blanco para puentes carreteros en la combinación de peso propio mas sobrecargas.

4 Uniones apernadas con cubrejuntas metálicas.

Se comete omisión con respecto al criterio de cizalle simple con empleo de cubrejuntas metálicas, y tampoco señala si este tipo de unión se concibe o simplemente la rechaza.

Estas apreciaciones que han realizado, si bien es cierto son pocas, pero se debe considerar que solo se ha estudiado una pequeña parte de la norma, además al corregirlas ayudaría a progresar en cuanto al diseño de madera se refiere.

ANEXO C**PIEZAS DE MADERA DE GRAN ESCUADRÍA**

En las siguientes fotografías que fueron tomadas en un sector rural a 140km al sur de Coyhaique, durante la construcción de un puente de vigas en madera, ejecutada por vecinos del sector. Se presentan estas imágenes con el objetivo de avalar que las escuadrías que se manejan en el programa del proyecto son perfectamente viables.

Foto 1: labores de transporte en el bosque de una viga de coigüe de sección cuadrada de 12 pulgadas por una longitud de 11,30m.



Foto 2: movimiento de una pieza de coigüe de 18 por 22 pulgadas de escuadría con un largo de 4,00m



ANEXO D

COMENTARIOS DEL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

El programa computacional confeccionado en Visual Basic, para el cálculo estructural del modelo de puente presentado en esta tesis presenta una serie de ventajas y desventajas que se mencionan a continuación.

- **Ventajas**

- ☞ El proyecto presenta la ventaja de considerar la variabilidad de luces y de cargas, que se pudieran presentar dentro de un rango determinado.
- ☞ Pueden considerarse distintos tipos de especies madereras y/o grupos estructurales, para los diferentes elementos de la estructura.
- ☞ Deja a elección la posibilidad que el programa seleccione las dimensiones de las secciones transversales de las piezas de madera, o e su defecto puede escoger el usuario la que mas le acomode, con la comprobación del programa si cumple con la sección necesaria para soportar las cargas.
- ☞ Permite la elaboración de memoria de cálculo en base a los resultados arrojados por el programa.

- **Desventajas**

- ☞ Solamente se puede calcular estructuras con la tipología definida en el presente trabajo de tesis, con las variaciones mencionadas.
- ☞ El cálculo de la estructura obedece a la modelación predeterminada, no pudiéndose elegir por el usuario.
- ☞ No realiza el cálculo de la estructura bajo el criterio por deformación, aunque cabe destacar que éste no controla el diseño.

ANEXO E**MEMORIAS DE CÁLCULO ENTREGADAS POR PROGRAMA COMPUTACIONAL**

En las siguientes páginas se anexan las memorias de cálculo que entrega el programa (vía impresora) creado para realizar el diseño estructural de la superestructura de puente planteada, atendiendo a las variaciones de luces y cargas, así como también las características propias de la madera a emplear, todo esto dentro de un rango de variación razonable.

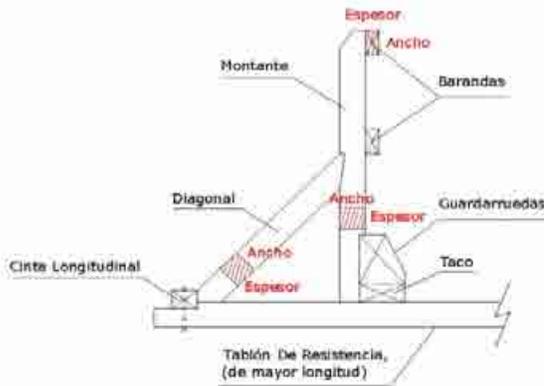
A continuación se muestra en detalle el diseño de cada uno de los elementos que constituyen el puente de armaduras.

MEMORIA DE CALCULO

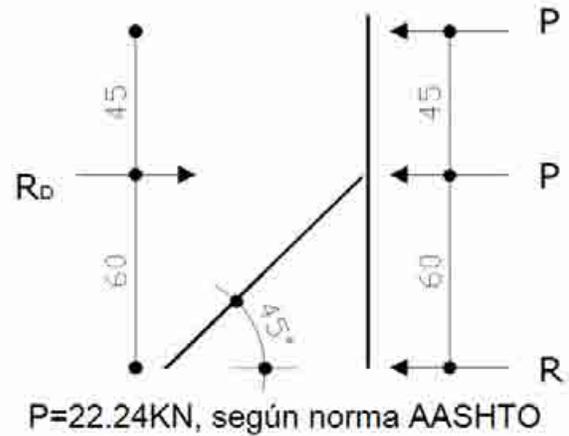
ELEMENTO: SISTEMA DE BARANDAS

Nombre del proyecto	: PRESENTACIÓN TESIS - PROGRAMA
Ubicación del proyecto	: CAMPUS MIRAFLORES - VALDIVIA
Combinación de cargas	: Peso Propio + Sobrecargas + Sismo
Luz de cálculo	: 12 (m.)
Camión de diseño	: H20-44
Duración de sobrecargas	: 900 (s.)
Especie de madera	: Coigüe
Clasificación visual	: VERDE
Estado de la madera	: Grupo Estructural N°2

Esquema del sistema de barandas



Modelación del sistema



Cálculo de barandas:

Momento flector	: 25.515 (kg x cm)
Esfuerzo de corte	: 1.134 (kg)
Reacción máxima	: 1.134 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Flexo-compresión	211	181	85,78 (%)
Flexo-tracción	201	181	90,05 (%)
Cizalle	20	15	75, (%)
Compresión normal	22	6	27,27 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Espesor	3
Ancho	6

Cálculo de los montantes:

Momento flector	: 51.030 (kg x cm)
Esfuerzo de corte	: 1.134 (kg)
Reacción máxima	: 1.134 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Flexo-compresión	211	156	73,93 (%)
Flexo-tracción	190	156	82,11 (%)
Cizalle	20	10	50, (%)
Compresión normal	22	7	31,82 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Espesor	5
Ancho	5

Cálculo de las diagonales:

Fuerza, compresión : 4.410,22 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Compresión paralela	159	28	17,71 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Espesor	5
Ancho	5

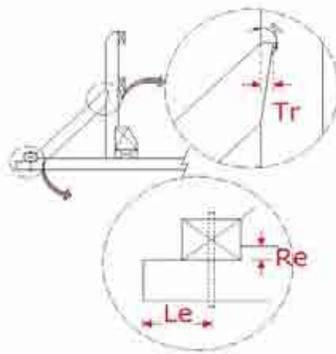
Cinta longitudinal, Guardarruedas y tacos:

Debido a que sobre estas piezas no actúan fuerzas necesarias que ameriten un cálculo, se dispondrá de las siguientes secciones

Cinta longitudinal : 3 x 4 pulg.

Guardarruedas : 7 x 8 pulg.

Tacos : 4 x 7 pulg. x 40 cm. colocados cada 1m. a eje

Profundidad de rebaje en el montante:

Tr= 1,6 cm.

Re= 2,5 cm.

Le= 21 cm.

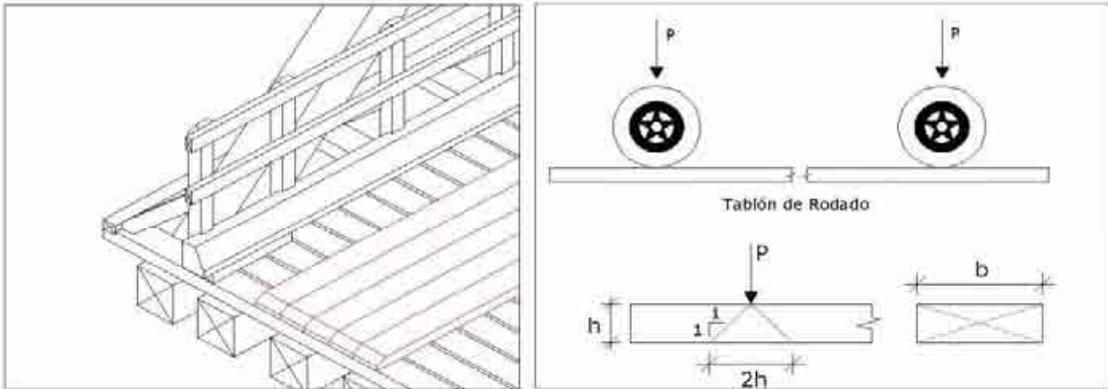
En la unión con el tablón de resistencia se usarán:
2 pernos de 3/4" de diámetro

MEMORIA DE CALCULO

ELEMENTO: TABLON DE RODADO

Nombre del proyecto	: PRESENTACIÓN TESIS - PROGRAMA
Ubicación del proyecto	: CAMPUS MIRAFLORES - VALDIVIA
Combinación de cargas	: Peso Propio + Sobrecargas + Sismo
Luz de cálculo	: 12 (m.)
Camión de diseño	: H20-44
Duración de sobrecargas	: 900 (s.)
Especie de madera	: Coigüe
Clasificación visual	: Grupo Estructural N°2
Estado de la madera	: VERDE

Esquema de los tablon de rodado Modelación del elemento



Cálculo del tablón de rodado:

Fuerza P : 7.258 (kg.)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Compresión normal	28	24	86,4 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Espesor (h)	3
Ancho (b)	8

Elementos de fijación:

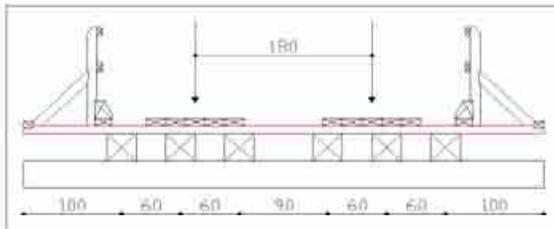
La fijación de los tablon de rodado a los de resistencia, se considera mediante el simple uso de clavos

MEMORIA DE CALCULO

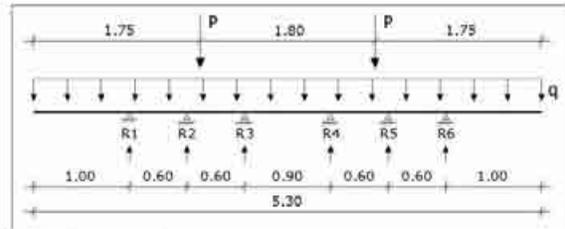
ELEMENTO: TABLON DE RESISTENCIA

Nombre del proyecto	: PRESENTACIÓN TESIS - PROGRAMA
Ubicación del proyecto	: CAMPUS MIRAFLORES - VALDIVIA
Combinación de cargas	: Peso Propio + Sobrecargas + Sismo
Luz de cálculo	: 12 (m.)
Camión de diseño	: H20-44
Duración de sobrecargas	: 900 (s.)
Especie de madera	: Coigüe
Clasificación visual	: Grupo Estructural N°2
Estado de la madera	: VERDE

Esquema del tablón de resistencia



Modelación del elemento



$$P = 7.258 \text{ kg.}$$

$$q = 21 \text{ kg./ml.}$$

Cálculo del tablón de resistencia:

Momento flector	: 70.750 (kg x cm)
Esfuerzo de corte	: 2.185 (kg)
Reacción máxima	: 5.507 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Flexo-compresión	198	135	68,18 (%)
Flexo-tracción	179	135	75,42 (%)
Cizalle	18	13	72,22 (%)
Compresión normal	24	13	54,17 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Espesor	5
Ancho	8

Elementos de fijación:

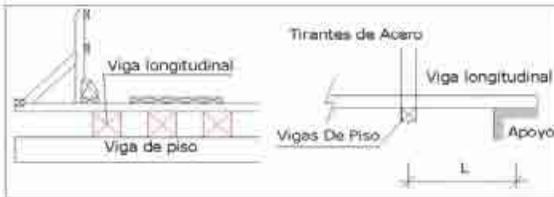
La fijación de los tabloncillos de resistencia a las vigas longitudinales, se considera mediante el simple uso de clavicotes

MEMORIA DE CALCULO

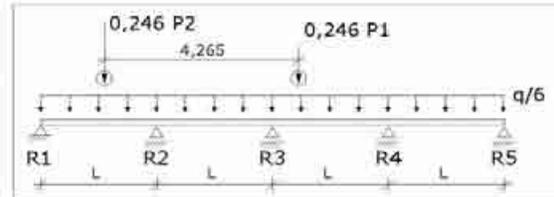
ELEMENTO: VIGAS LONGITUDINALES

Nombre del proyecto	: PRESENTACIÓN TESIS - PROGRAMA
Ubicación del proyecto	: CAMPUS MIRAFLORES - VALDIVIA
Combinación de cargas	: Peso Propio + Sobrecargas + Sismo
Luz de cálculo	: 12 (m.)
Camión de diseño	: H20-44
Duración de sobrecargas	: 900 (s.)
Especie de madera	: Coigüe
Clasificación visual	: Grupo Estructural N°2
Estado de la madera	: VERDE

Esquema de las vigas longitudinales



Modelación del elemento



$$P1 = 3.630 \text{ kg.}$$

$$P2 = 14.516 \text{ kg.}$$

$$q = 40,22 \text{ kg./ml.}$$

Cálculo de la viga longitudinal:

Momento flector	: 234.289 (kg x cm)
Esfuerzo de corte	: 3.966 (kg)
Reacción máxima	: 4.338 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Flexo-compresión	198	112	56,57 (%)
Flexo-tracción	165	112	67,88 (%)
Cizalle	18	11	61,11 (%)
Compresión normal	24	10	41,67 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Espesor	8
Alto	10

Elementos de fijación:

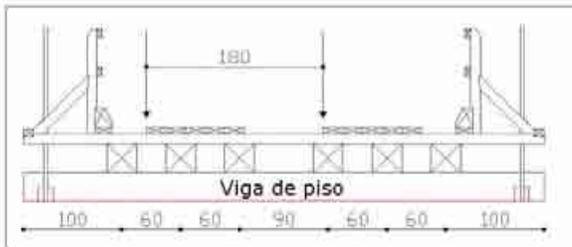
La fijación de las vigas longitudinales a las de piso, se detallarán en la memoria de las vigas de piso

MEMORIA DE CALCULO

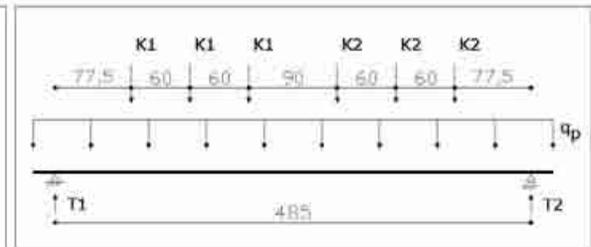
ELEMENTO: VIGAS DE PISO

Nombre del proyecto	: PRESENTACIÓN TESIS - PROGRAMA
Ubicación del proyecto	: CAMPUS MIRAFLORES - VALDIVIA
Combinación de cargas	: Peso Propio + Sobrecargas + Sismo
Luz de cálculo	: 12 (m.)
Camión de diseño	: H20-44
Duración de sobrecargas	: 900 (s.)
Especie de madera	: Coigüe
Clasificación visual	: Grupo Estructural N°2
Estado de la madera	: VERDE

Esquema de las vigas de piso



Modelación del elemento



$$K1 = 4.338 \text{ kg.}$$

$$K2 = 1.628 \text{ kg.}$$

$$q_p = 96,74 \text{ kg./ml.}$$

Cálculo de la viga de piso:

Momento flector	: 1.366.017 (kg x cm)
Esfuerzo de corte	: 10.944 (kg)
Reacción máxima	: 10.966 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Flexo-compresión	173	146	73,92 (%)
Flexo-tracción	177	146	88,7 (%)
Cizalle	16	12	65,14 (%)
Compresión normal	22	16	65,27 (%)

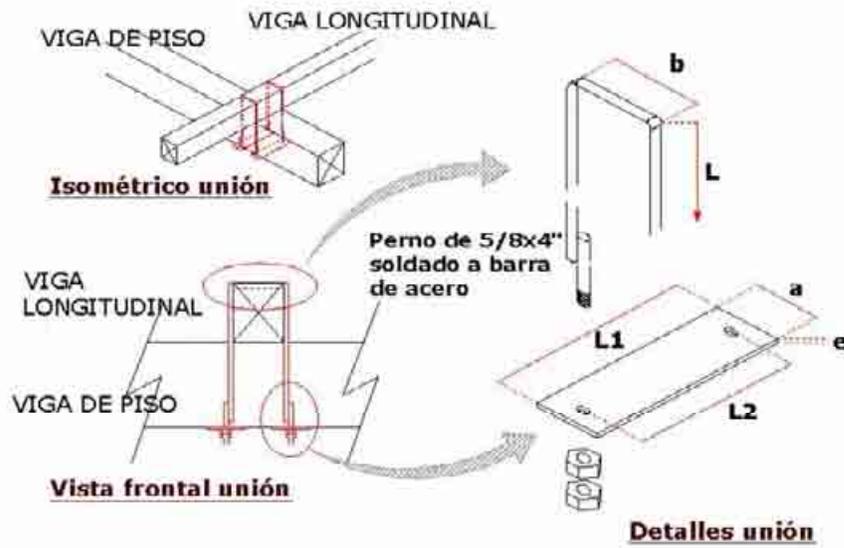
Sección de las piezas (pulgadas):

Ancho	14
Alto	16

Elementos de fijación:

En la página siguiente se muestra una posible solución para unir las vigas longitudinales a las de piso.

Esquema de unión de vigas longitudinales a vigas de piso



Dimensiones

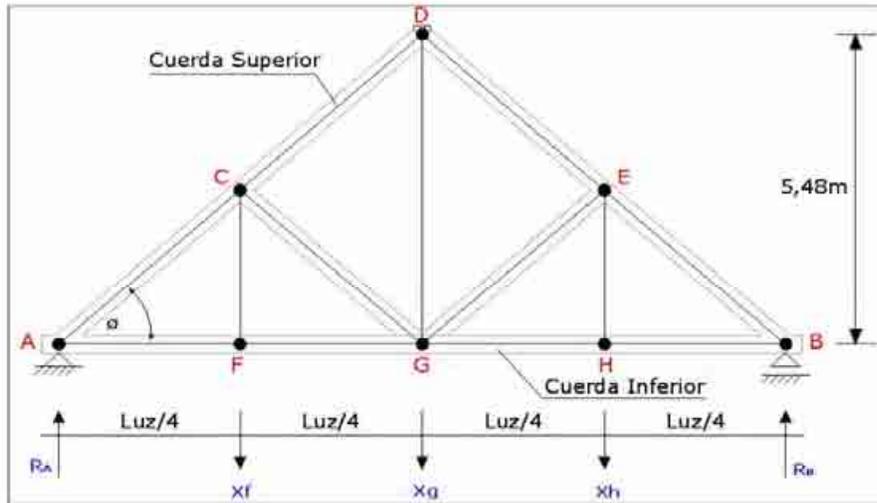
- $L = 592$ mm.
- $b = 200$ mm.
- $L1 = 450$ mm.
- $L2 = 380$ mm.
- $a = 50$ mm.
- $e = 10$ mm.

MEMORIA DE CALCULO

ELEMENTO: ARMADURAS

Nombre del proyecto : PRESENTACIÓN TESIS - PROGRAMA
 Ubicación del proyecto : CAMPUS MIRAFLORES - VALDIVIA
 Combinación de cargas : Peso Propio + Sobrecargas + Sismo
 Luz de cálculo : 12 (m.)
 Camión de diseño : H20-44
 Duración de sobrecargas : 900 (s.)
 Especie de madera : Coigüe
 Clasificación visual : Grupo Estructural N°2
 Estado de la madera : VERDE

Esquema de las armaduras, (modelación)



xf, xg y xh : Fuerzas provenientes de las vigas de piso.

Cálculo de la cuerda superior:

La cuerda superior se calculará con la fuerza de la barra AC, considerando la longitud AD para el pandeo; La diagonal por encontrarse sometida al mismo esfuerzo y con una fuerza menor, se respetará la sección de la cuerda superior.

Fuerza en la barra AC : 16.105 (kg)
 Longitud de pandeo : 8,13 (m)
 Esbeltez : 112,6
 Factor de modificación por esbeltez : ,24

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Compresión Paralela	31	26	83,55 (%)
Módulo Elástico	123.962	-----	-----

Sección de las piezas (pulgadas):

Ancho 10
Alto 10

Cálculo de la cuerda inferior:

Se comprobará en este elemento si la sección anterior es capaz de soportar la fuerza entre los nudos A y B.

Fuerza en la barra AB : 11.892 (kg)
Reacción RA : 10.861 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Tracción Paralela	61	19	31,39 (%)
Compresión Normal	22	8	36,36

Sección de las piezas (pulgadas):

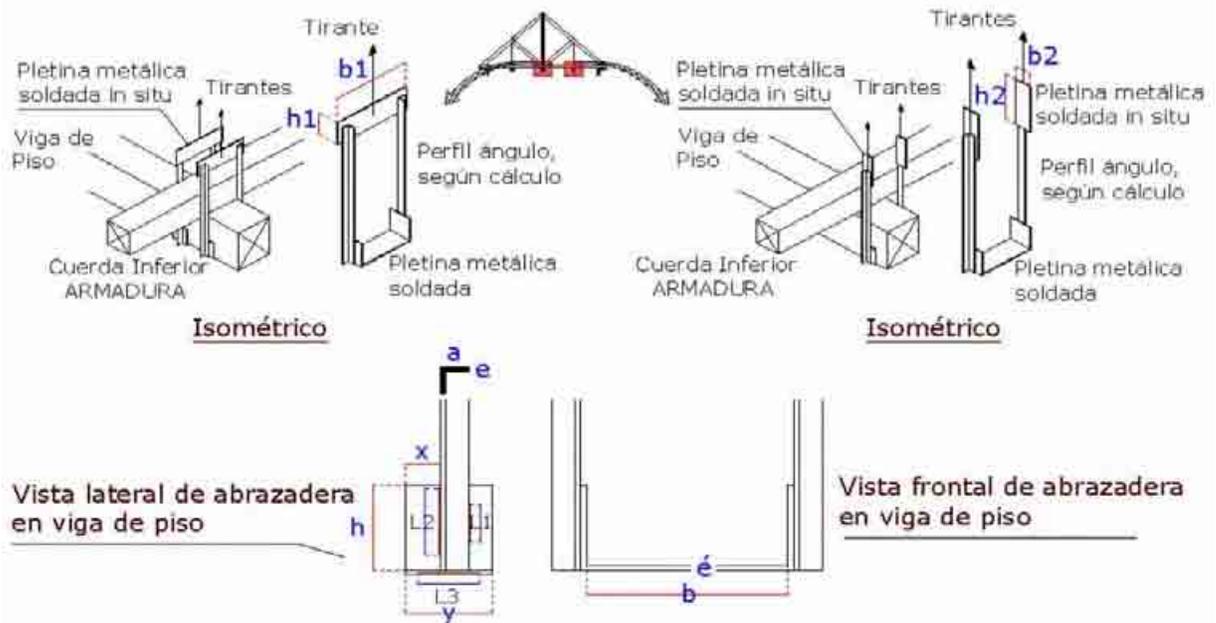
Ancho 10
Alto 10

Cálculo del tirante:

Fuerza en la barra CF : 10.966 (kg)
Tipo de perfil : Ángulo
Calidad del acero : A 37-24 ES
Ancho del perfil : 40 (mm)
Espesor del perfil : 5 (mm)

Uniones:

- *Viga de piso con tirantes:*

Dimensiones:

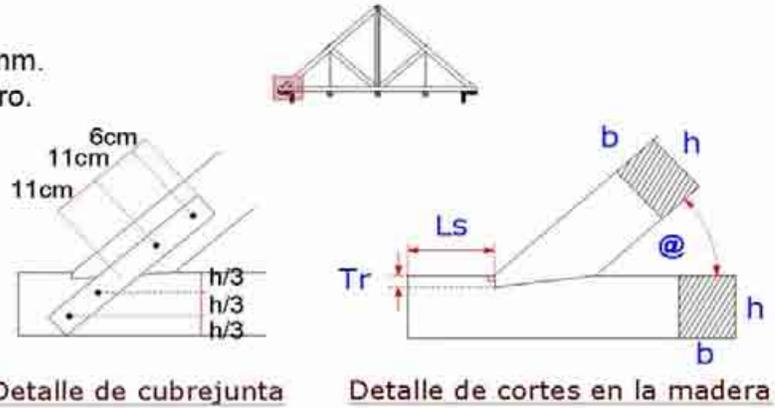
- a = 40 mm. - e = 5 mm. - y = 142 mm. - b = 350 mm.

Dimensiones:

- h = 1120 mm. - x = 60 mm. - l = 850 mm. - é = 10 mm.
 - L1 = 451 mm. - L2 = 1100 mm. - L3 = 48 mm. - h1 = 1125 mm
 - b1 = 480 mm. - h2 = 2250 mm. - b2 = 100 mm.
- L1, L2 y L3, longitudes mínimas de soldadura

- *Cuerda superior con cuerda inferior:*

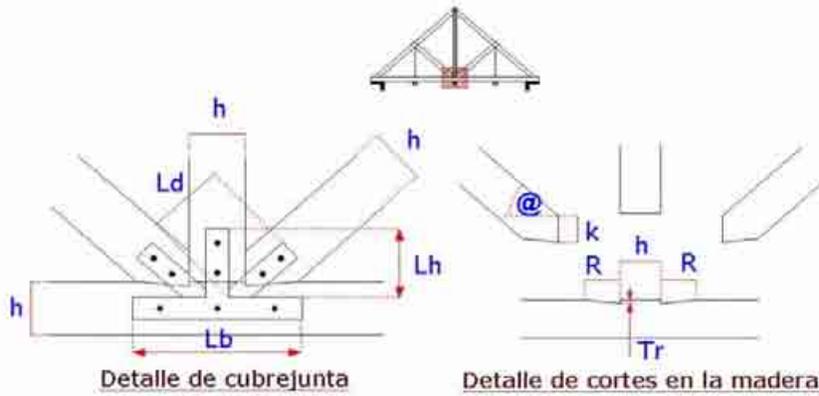
Cubrejunta : 100x10x 651 mm.
 Pernos : 5/8" de diámetro.



Dimensiones:

- Ls = 289 mm. - Tr = 37 mm. - b = 250 mm. - h = 250 mm.
- @ = 42,41 °

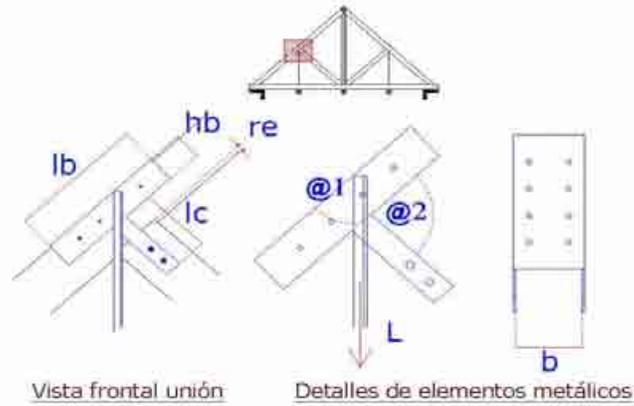
- *Cuerda inferior con diagonal y puntal de arriostramiento:*



Dimensiones:

- h = 250 mm. - Ld = 330 mm. - Lb = 644 mm. - Lh = 330 mm.
- @ = 42,41 ° - K = 195 mm. - R = 197 mm. - Tr = 37 mm.

- *Cuerda superior con diagonal:*

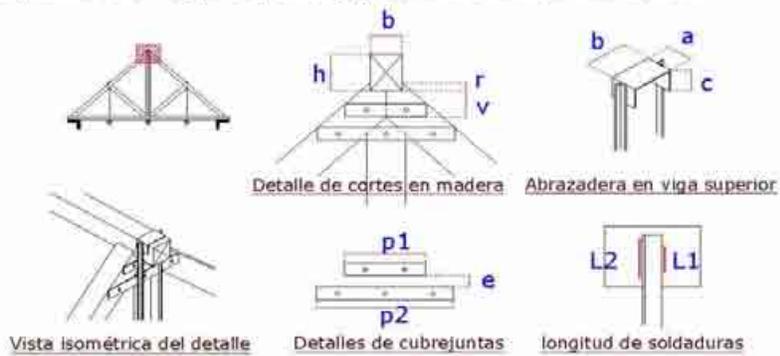


Dimensiones:

- $lb = 405 \text{ mm.}$ - $hb = 125 \text{ mm.}$ - $re = 25 \text{ mm.}$ - $le = 375 \text{ mm.}$
 - $@1 = 42,41^\circ$ - $@2 = 84,82 \text{ mm.}$ - $L = 2.740 \text{ mm.}$ - $b = 250 \text{ mm.}$

Las piezas metálicas deben ser fijadas a la madera mediante 10 tirafondos de $5/8 \times 3''$, más dos pernos de $5/8''$

- *Cuerda superior con viga superior y puntal de arriostramiento:*



Dimensiones:

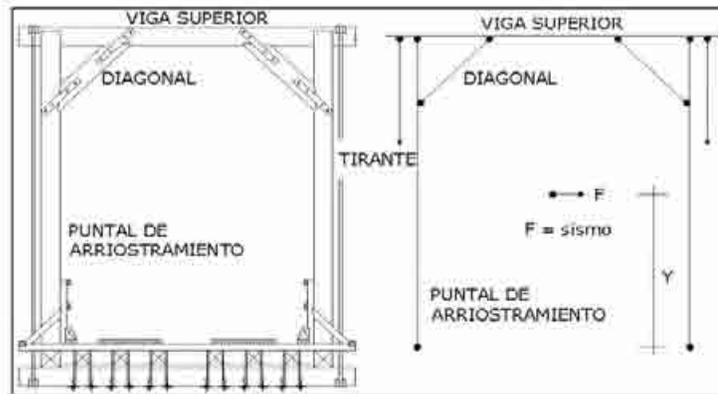
- $h = 350 \text{ mm.}$ - $bv = 300 \text{ mm.}$ - $r = 88 \text{ mm.}$ - $v = 91 \text{ mm.}$
 - $a = 241 \text{ mm.}$ - $c = 175 \text{ mm.}$ - $P1 = 493 \text{ mm.}$ - $P2 = 1070 \text{ mm.}$
 - $e = 150 \text{ mm.}$ - $L1 = 451 \text{ mm.}$ - $L2 = 1100 \text{ mm.}$

MEMORIA DE CALCULO

ELEMENTO: SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO DE BALANCEO

Nombre del proyecto	: PRESENTACIÓN TESIS - PROGRAMA
Ubicación del proyecto	: CAMPUS MIRAFLORES - VALDIVIA
Combinación de cargas	: Peso Propio + Sobrecargas + Sismo
Luz de cálculo	: 12 (m.)
Camión de diseño	: H20-44
Duración de sobrecargas	: 900 (s.)
Especie de madera	: Coigüe
Clasificación visual	: Grupo Estructural N°2
Estado de la madera	: VERDE

Vista frontal del sistema de arriostramiento y modelación



Cálculo de la viga superior:

Momento flector	: 301.558 (kg x cm)
Esfuerzo de corte	: 10.966 (kg)
Reacción máxima	: 11.367 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Flexo-compresión	173	49	28,52 (%)
Flexo-tracción	180	49	27,42 (%)
Cizalle	16	16	95,08 (%)
Compresión normal	22	15	67,66 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Ancho	12
Alto	14

Cálculo de la fuerza sísmica:

Zona sísmica	: ZONA 3
Tipo de suelo	: SUELO TIPO IV
Masa	: 2.714,07 kg.
Centro de masa (Y)	: 2,5 m.
Coefficiente sísmico	: 0,208
Fuerza sísmica	: 564,53 kg.

Cálculo del puntal de arriostamiento:

Momento flector : 123.631 (kg x cm)
 Esfuerzo de corte : 282 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Flexo-compresión	172	47	27,33 (%)
Flexo-tracción	144	47	32,64 (%)
Cizalle	16	1	4,23 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Ancho : 10
 Alto : 10

Cálculo de la diagonal:

Fuerza axial : 457 (kg)

Tensiones (kg/cm²):

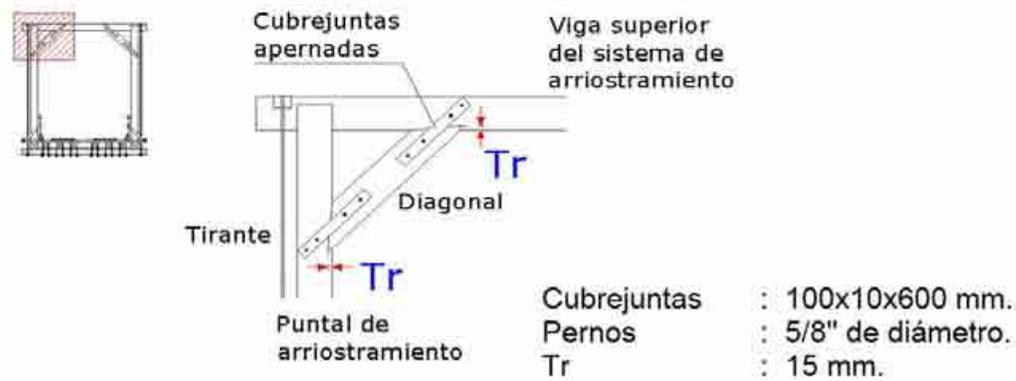
Tensiones	Diseño	Trabajo	Factor de utilización
Compresión Paralela	130	1	,56 (%)

Sección de las piezas (pulgadas):

Ancho : 10
 Alto : 10

Uniones:

En la figura mostrada a continuación, se aprecia la unión de la diagonal con los demás elementos, la cual consiste en un embarbillado practicado en la madera más la colocación de cubrejuntas metálicas apernadas.



ANEXO F**MODELO A ESCALA DEL DISEÑO PROPUESTO**

En las siguientes fotografías se muestran algunas etapas de la confección de una maqueta a escala 1:25, del modelo propuesto en esta tesis, correspondiendo las dimensiones de los elementos a los cálculos presentados en el anexo anterior.

Foto 1: Confección del tablero



Foto 2: Instalación de armaduras



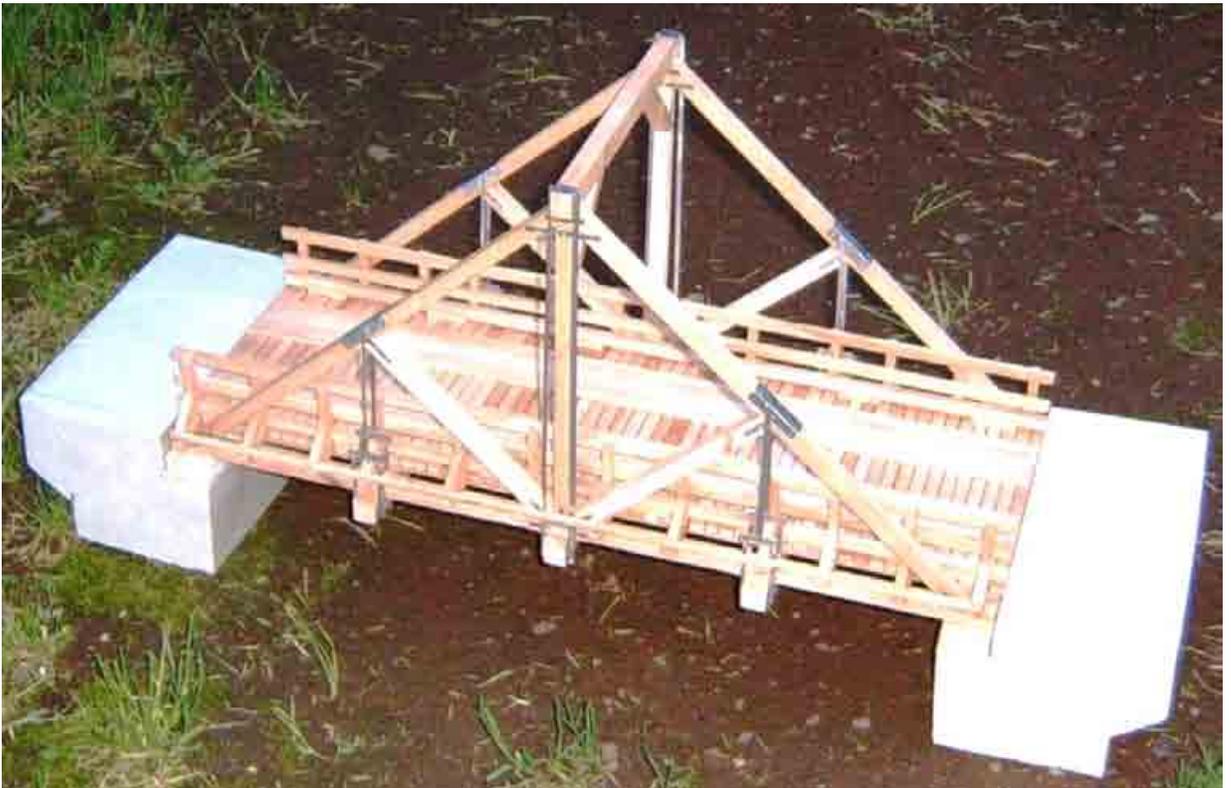
Foto 3: Tablero completo



Foto 4: Vista inferior del puente. En la imagen se puede apreciar vigas de piso y la colocación de los elementos metálicos.



Foto 5: Puente terminado montado sobre estribos.



BIBLIOGRAFÍA

- ☞ PEREZ, V.A. 1990. Manual de construcciones de madera. 2. Santiago, Chile. Instituto forestal. Vol. 1
- ☞ PEREZ, V.A. 1990. Manual de construcciones de madera, aplicaciones. 2. Santiago Chile. Instituto forestal. Vol. 2
- ☞ BUCAREY, J.E. 1970. Puentes de madera. Valdivia, Chile. Universidad Austral De Chile.
- ☞ BROCKEMBROUGH, R.L.; F.S. MERRITT. 1997. Manual de diseño de estructuras de acero; . 2. Colombia. Mc Graw Hill. Vol. 2
- ☞ BROCKEMBROUGH, R.L.; F.S. MERRITT. 1997. Manual de diseño de estructuras de acero; Puentes de armaduras. 2. Colombia. Mc Graw Hill. Vol. 3
- ☞ 1996. Standard specifications for highway bridges. 16. EEUU.
- ☞ INN (CHILE). 1994. Cálculo de construcciones en Madera, (NCh 1198 Of. 91). 2. Santiago, Chile.
- ☞ MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS (CHILE). 2002. Instrucciones y criterios de diseño; Puentes y estructuras afines. Departamento de manual de carreteras. Vol. 3
- ☞ MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS (CHILE). 2000. Planos de obras tipo; Puentes de madera. Departamento de manual de carreteras. Vol. 4