



# Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

## "ESTUDIO DE LA FACTIBILIDAD TÉCNICA Y ECONÓMICA DE PUENTES CARRETEROS, EN BASE VIGAS HÍBRIDAS DE ACERO HPS-70W"

Tesis para optar al título de:  
Ingeniero Civil en Obras Civiles.

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

MAURICIO ERNESTO GALLARDO BAHAMONDE  
VALDIVIA – CHILE  
2009

## RESUMEN

Esta tesis tiene la finalidad de estudiar la factibilidad técnica y económica de diseñar vigas híbridas en base a aceros HPS-70W para puentes carreteros de luces simples, evaluando así, la posibilidad de introducir esta alternativa de diseño al mercado nacional.

Debido a lo anterior, el estudio se materializa mediante un análisis comparativo a nivel técnico y económico de tres alternativas de diseño para las vigas: diseño homogéneo de acero nacional A52-34ES, diseño híbrido (acero A52-34ES y HPS-70W) y diseño homogéneo de acero HPS-70W; todas ellos aplicados a luces de 25, 30 y 40 metros. De este modo, se indaga en posibles ahorros en cuanto a peso y costo de la alternativa híbrida a medida que aumenta la luz de del puente.

El diseño de todas vigas estudiadas, es llevado a cabo mediante el Método de Tensiones Admisibles (ASD) de la norma AASHTO (1996).

El desarrollo del estudio se divide en tres etapas, la primera de ellas tiene relación con: las características de los puentes en base a vigas de acero esbeltas armadas, el conocimiento de los aceros involucrados en la investigación y la situación actual a nivel nacional e internacional de la industria del acero. En esta primera fase de trabajo se recurre principalmente a la información bibliográfica proporcionada por organismos relacionados con la fabricación y el diseño de acero. Con todos estos antecedentes, se lleva a cabo la segunda etapa, relativa al diseño de las tres alternativas de materialización de vigas en cada tramo.

En la tercera etapa, los tres tipos de diseño de las vigas son comparados en cuantos a los pesos y costos que demandan sobre cada tramo, determinándose así, el comportamiento de cada uno de ellos a medida que aumenta la luz. De este análisis, en base a los significativos ahorros en peso logrados para luces mayores a 30 metros, se concluye que la vigas híbridas con aceros HPS-70W pueden ser atractivamente competitivas para superestructuras de grandes vanos simples, quedando demostrado la factibilidad de incorporar esta tipología de vigas al mercado nacional como una solución a superestructuras de puentes carreteros.

## SUMMARY

This thesis aims to study the technical and economic feasibility of designing hybrid beams on the basis of steels HPS-70W highway bridge simple span, and evaluating the possibility of introducing this alternative design in the national market.

Because of this, the study is materialized through a comparative analysis from a technical and economic level of three design alternatives to the plate girders: homogeneous design of steel A52-34ES, hybrid design (steel A52-34ES and HPS-70W) and homogeneous design steel HPS-70W, all of them applied to simple span, 25, 30 and 40 meters. Thus, we inquire into potential savings in terms of weight and cost of alternative hybrid with increasing span of the bridge.

The design of all beams studied is been carrying out through the method of admissible stress (ASD) in standard AASHTO (1996).

The development of the study was divided into three stages, the first is related to: the characteristics of the bridges based on slender steel girders armed, knowledge of steels involved in the investigation and the current situation at national and international levels in the steel industry. In this first stage of work is mainly used bibliographic information provided by agencies related to the design and manufacture of steel. With all this background, takes place the second stage relative of the design of the three alternatives for materialization of beams in each span.

In the third stage, the three types of design of the girder are compared each to other in terms of weight and costs that demand on each span, so identifying, the behavior of each one of them with the increasing of the span. From this analysis, based on the significant weight savings achieved for span higher than 30 meters, it is concluded that the hybrid girder steel HPS-70W can be attractively competitive for large superstructures simple spans, it being shown the feasibility of incorporating this type of beams in the national market as a solution to superstructures of highway bridges.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1.- Planteamiento del problema y justificación.....	1
1.2.- Objetivo General.....	2
1.2.1.- Objetivos Específicos.....	3
1.3.- Metodología.....	3
1.4.- Estructura del trabajo.....	4
1.4.1.- Descripción de los capítulos.....	4
1.5.- Alcances y limitaciones.....	7
<b>CAPITULO II: CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES, EN BASE A LARGUEROS DE VIGAS ESBELTAS ARMADAS.....</b>	<b>8</b>
2.1.- Introducción .....	8
2.2.- Vigas esbeltas armadas.....	8
2.3.- Características de las vigas de acero compuestas con losa colaborante.....	10
2.4.- Antecedentes de diseños en base a vigas híbridas .....	11
2.4.1. Generalidades.....	11
2.4.2.- Experiencia de diseños de vigas híbridas, empleando acero HPS-70W.....	12
<b>CAPITULO III: ANTECEDENTES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES A52-34ES Y HPS-70W.....</b>	<b>17</b>
3.1.- Introducción.....	17
3.2.- Acero estructural de alta resistencia A52-34ES.....	18
3.2.1.- Composición Química.....	18
3.2.2.- Propiedades Mecánicas.....	18
3.3.- Guía de diseñadores con HPS [12].....	19
3.3.1.- Introducción.....	19
3.3.2.- Propiedades del material [12].....	21
3.3.2.1.- Propiedades químicas (ASTM A709-0) .....	21
3.3.2.2.- Propiedades Mecánicas (ASTM A709-01).....	22
3.3.2.3.- Propiedades de fatiga y fractura.....	22
3.3.2.4.- Soldabilidad.....	24
3.3.2.5.- Características a la intemperie.....	26
3.3.3.- Características de diseño [12].....	26
3.3.4.- Especificaciones de construcción [12].....	27
3.3.5.- Cobertura de especificación.....	28
3.3.6.- Conclusiones derivadas de las experiencias estadounidenses con HPS .....	29
3.3.7.- Costo de aceros HPS en EE.UU [12].....	30
3.4.- Fabricantes de vigas con acero HPS en Chile.....	30

3.5.- La industria del acero.....	31
3.5.1. Generalidades.....	31
3.5.2.- Producción y consumo mundial de acero.....	31
3.5.3.- Situación Internacional del acero.....	35
3.5.4.- Índices de Precios del Acero.....	38
3.5.5.- El mercado del acero en Chile.....	40
3.5.6.- Conclusiones.....	42

## **CAPITULO IV: ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE ACERO, SEGÚN MÉTODO ASD DE AASHTO..... 43**

4.1.- Introducción.....	43
4.2.- Materialización de las vigas de acero compuestas con losa colaborante.....	43
4.2.1.- Teoría elástica de vigas compuestas.....	44
4.3.- Especificaciones para el diseño de vigas híbridas, según el método ASD [1]... 45	45
4.4.- Diseño de vigas de acero por el método ASD de AASHTO.....	46
4.4.1.- Consideraciones primarias de diseño.....	47
4.4.1.1.- Limitaciones de las deflexiones.....	47
4.4.1.2.- Relación opcional altura-luz de la superestructura.....	47
4.4.2.- Cargas de diseño para carreteras.....	47
4.4.2.1.- Cargas permanentes.....	48
4.4.2.2.- Cargas vivas (LL).....	48
4.4.2.3.- Cargas de viento (W).....	51
4.4.2.4.- Coeficientes de distribución (CD).....	52
4.4.2.5.- Coeficiente de reducción por presencia múltiple (CR).....	54
4.4.3.- Esfuerzos básicos admisibles.....	54
4.4.3.1.- Vigas armadas homogéneas.....	54
4.4.3.2.- Vigas armadas híbridas.....	55
4.4.4.- Determinación de las propiedades de la sección.....	56
4.4.4.1.- Determinación del ancho efectivo (B).....	56
4.4.4.2.- Geometría de la viga compuesta.....	57
4.4.4.3.- Propiedades de la sección de acero sola.....	58
4.4.4.4.- Propiedades de la sección compuesta.....	59
4.4.5.- Cálculo de esfuerzos de trabajo.....	61
4.4.6.- Verificaciones.....	62
4.4.6.1.- Resistencia de los materiales.....	63
4.4.6.2.- Relaciones ancho-espesor para vigas de acero homogéneas.....	63
4.4.6.3.- Relaciones ancho-espesor para vigas de acero híbridas.....	64
4.4.6.4.- Dimensiones de las cubreplacas.....	65
4.4.7.- Cálculo de las deflexiones.....	65
4.4.7.1.- Deflexión por carga muerta.....	65
4.4.7.2.- Deflexión por carga viva.....	66
4.5.- Diseño de atiesadores.....	67

4.5.1.- Atiesadores de carga.....	67
4.5.1.1.- Diseño por aplastamiento.....	67
4.5.1.2.- Diseño como columnas.....	68
4.5.2.- Atiesadores de rigidez.....	70
4.6.- Criterios y recomendaciones de diseño exigidos en Chile.....	73

## **CAPITULO V: DISEÑO DE VIGAS ESBELTAS ARMADAS, PARA LUCES SIMPLES DE 25, 30 Y 40 METROS, SEGÚN METODO ASD DE AASHTO.....75**

5.1.- Introducción.....	75
5.2.- Antecedentes generales para el diseño.....	75
5.2.1.- Generalidades.....	75
5.2.2.- Bases de diseño.....	78
5.2.2.1.- Normas y documentos de diseño.....	78
5.2.2.2.- Propiedades de los materiales empleados.....	78
5.2.2.3.- Cargas aplicadas al diseño.....	79
5.2.2.4.- Combinación de esfuerzos.....	81
5.3.- Solicitaciones de diseño.....	82
5.3.1.- Solicitaciones máximas por carga muerta y carga muerta superpuesta.....	82
5.3.1.1.- Solicitaciones máximas por carga muerta (DL).....	82
5.3.1.2.- Solicitaciones máximas por carga muerta superpuesta (SDL).....	82
5.3.2.- Solicitaciones máximas por carga viva más impacto (LL+i).....	83
5.3.2.1.- Solicitaciones máximas por carga de camión (t).....	83
5.3.2.2.- Solicitaciones máximas por carga de faja (l).....	84
5.3.2.3.- Coeficientes de distribución de las cargas vivas (CD).....	85
5.3.2.4.- Coeficiente de impacto (i).....	86
5.3.3.- Resumen de solicitaciones máximas de diseño.....	88
5.4.- Diseño de las vigas esbeltas armadas para luces de 25, 30 y 40 metros.....	89
5.4.1.- Diseño de las secciones compuestas para luz de 25 metros.....	90
5.4.1.1.- Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz.....	90
5.4.1.2.- Relación altura-luz para las secciones de la viga.....	90
5.4.1.3.- Propiedades de las secciones en el centro de la luz.....	91
5.4.1.4.- Cálculo del factor de híbridez $R_i$ , para Diseño 2 (viga híbrida).....	92
5.4.1.5.- Esfuerzos de trabajo debido a flexión de la sección en el centro de la luz.....	93
5.4.1.6.- Esfuerzos cortantes en el alma.....	95
5.4.1.7.- Verificación de las relaciones ancho (alto)-espesor de los elementos.....	96
5.4.1.8.- Diseño de atiesadores.....	97
5.4.1.9.- Deflexiones.....	101
5.4.2.- Diseño de las secciones compuestas para luz de 30 metros.....	102
5.4.2.1.- Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz.....	102
5.4.2.2.- Relación altura-luz para las secciones de la viga.....	103
5.4.2.3.- Propiedades de las secciones en el centro de la luz.....	103
5.4.2.4.- Cálculo del factor de híbridez $R_i$ , para Diseño 2 (viga híbrida).....	104
5.4.2.5.- Esfuerzos de trabajo debido a flexión de la sección en el centro de la luz.....	104

5.4.2.6.- Esfuerzos cortantes en el alma.....	106
5.4.2.7.- Verificación de las relaciones ancho (alto)-espesor de los elementos.....	106
5.4.2.8.- Diseño de atiesadores .....	108
5.4.2.9.- Deflexiones .....	110
<b>5.4.3.- Diseño de las secciones compuestas para luz de 40 metros.....</b>	<b>111</b>
5.4.3.1.- Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz.....	111
5.4.3.2.- Relación altura-luz para las secciones de la viga.....	111
5.4.3.3.- Propiedades de las secciones en el centro de la luz.....	112
5.4.3.4.- Cálculo del factor de hibridez $R_i$ , para Diseño 2 (viga híbrida).....	112
5.4.3.5.- Esfuerzos de trabajo debido a flexión de la sección en el centro de la luz.....	113
5.4.3.6.- Esfuerzos cortantes en el alma.....	114
5.4.3.7.- Verificación de las relaciones ancho (alto)-espesor de los elementos.....	115
5.4.3.8.- Diseño de atiesadores .....	116
5.4.3.9.- Deflexiones .....	119

## **CAPITULO VI: ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO DE LOS DISEÑOS PROPUESTOS..... 120**

6.1.- Introducción.....	120
6.2.- Análisis Técnico.....	120
6.2.1.- Análisis de vigas simplemente apoyadas para luz de 25 metros.....	121
6.2.1.1.- Dimensiones de los elementos de la viga.....	121
6.2.1.2.- Peso de los elementos de la viga.....	122
6.2.2.- Análisis de vigas simplemente apoyadas para luz de 30 metros.....	123
6.2.2.1.- Dimensiones de los elementos de la viga.....	123
6.2.2.2.- Peso de los elementos de la viga.....	124
6.2.3.- Análisis de vigas simplemente apoyadas para luz de 40 metros.....	125
6.2.3.1.- Dimensiones de los elementos de la viga.....	125
6.2.3.2.- Peso de los elementos de la viga.....	126
6.2.4.- Resumen del peso total de los diseños propuestos .....	127
6.2.4.1.- Análisis de los pesos totales de las vigas en la superestructura.....	127
6.2.4.2.- Análisis de pesos para el Diseño 2 (Viga Híbrida), según tipo de acero.....	131
6.3.- Análisis de costos.....	132
6.3.1.- Antecedentes y consideraciones.....	132
6.3.2.- Costos unitarios de los aceros.....	133
6.3.3.- Costos totales de suministro de acero .....	135
6.3.4.- Análisis de costos, asociados al suministro de acero.....	136

## **CAPITULO VII: CONCLUSIONES..... 140**

7.1.- Introducción.....	140
7.2.- Conclusiones.....	140
7.2.1.- Respecto a peso totales de las vigas.....	140
7.2.2.- Respecto a los costos de suministro del acero .....	141
7.2.3.- Conclusión final.....	141

<b><u>BIBLIOGRAFÍA.....</u></b>	<b><u>143</u></b>
<b><u>ANEXO A: METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS.....</u></b>	<b><u>145</u></b>
<b><u>ANEXO B: RESULTADOS DEBIDO AL DISEÑO POR FLEXIÓN DE LAS VIGAS ESBELTAS ARMADAS, EN CADA UNA DE LAS SECCIONES.....</u></b>	<b><u>152</u></b>
<b><u>ANEXO C: ESQUEMAS DE LAS VIGAS ESBELTAS ARMADAS .....</u></b>	<b><u>172</u></b>
<b><u>ANEXO D: OFERTA ECONÓMICA DE METALÚRGICA CHILENA PARA CONFECCIÓN DE VIGAS EN ACERO HPS-70W.....</u></b>	<b><u>182</u></b>
<b><u>ANEXO E: COTIZACIÓN PARA SUMINISTRO DE ACERO CHILENO A52-34ES.....</u></b>	<b><u>188</u></b>
<b><u>ANEXO F: ANTECEDENTES ASOCIADOS AL COSTO DE IMPORTACIÓN DEL ACERO HPS -70W.....</u></b>	<b><u>190</u></b>



## ÍNDICE DE TABLAS

### Capítulo I

Tabla 1.1 - Distribución del tipo de acero empleado en los elementos de la sección .....	- 3 -
--	-------

### Capítulo II

Tabla 2.1 - Comparación de costos y pesos para el puente sobre el río Martín [12] .....	- 13 -
Tabla 2.2 - Costos por unidad, para aceros grado 50W y HPS-70W [12] .....	- 16 -

### Capítulo III

Tabla 3.1 - Límites de composición química, en %, valores máximos para C, Mn, P y S .....	- 18 -
Tabla 3.2 - Propiedades mecánicas en el ensayo a la tracción .....	- 19 -
Tabla 3.3 - Composición química para acero de gran comportamiento HPS 70W .....	- 21 -
Tabla 3.4 - Propiedades Mecánicas para placas de acero de alto comportamiento .....	- 22 -
Tabla 3.5 - Designación de zonas de temperatura para requisitos de CVN .....	- 23 -
Tabla 3.6 - Pre calentamiento mínimo y temperaturas de entrapaso .....	- 25 -
Tabla 3.7 - Costos asociados a los aceros para puentes en EE.UU .....	- 30 -
Tabla 3.8 - Despachos y precios Mercado Interno y Externo (Miles TM) .....	- 41 -

### Capítulo IV

Tabla 4.1 - Fracción de cargas de ejes sobre las vigas .....	- 54 -
Tabla 4.2 - Valores del Coeficiente de reducción, según número de pistas .....	- 54 -
Tabla 4.3 - Valores para la razón modular "n", según el rango de $f_e'$ .....	- 56 -

### Capítulo V

Tabla 5.1 - Propiedades de los aceros estructurales empleados .....	- 78 -
Tabla 5.2 - Propiedades del hormigón empleado en la losa .....	- 79 -
Tabla 5.3 - Obtención de la carga muerta distribuida sobre las vigas .....	- 80 -
Tabla 5.4 - Obtención de la carga muerta superpuesta distribuida sobre las vigas .....	- 80 -
Tabla 5.5 - Resumen de cargas permanentes, linealmente distribuidas, para vigas S1 y S2 .....	- 80 -
Tabla 5.6 - Resumen de las cargas vivas .....	- 81 -
Tabla 5.7 - Solicitaciones máximas debido a cargas muertas y cargas muertas superpuestas .....	- 83 -
Tabla 5.8 - Solicitaciones máximas debidas a las cargas vivas para la viga exterior S1 .....	- 87 -
Tabla 5.9 - Solicitaciones máximas debidas a las cargas vivas para la viga interior S2 .....	- 88 -
Tabla 5.10 - Resumen de momentos flectores en el centro de la luz .....	- 88 -
Tabla 5.11 - Resumen de cortantes máximos en los extremos .....	- 89 -

### Luz de 25 metros

Tabla 5.12 - Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz .....	- 90 -
Tabla 5.13 - Relación altura-luz para las secciones de la viga .....	- 91 -
Tabla 5.14 - Propiedades de las secciones de acero .....	- 91 -
Tabla 5.15 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas .....	- 92 -
Tabla 5.16 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas .....	- 92 -
Tabla 5.17 - Factor de hibridez " $R_f$ " para el Diseño 2 (viga híbrida) .....	- 92 -
Tabla 5.18 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección de acero .....	- 93 -
Tabla 5.19 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero .....	- 93 -
Tabla 5.20 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón .....	- 94 -
Tabla 5.21 - Verificación de esfuerzos de las secciones compuestas, en el centro de la luz .....	- 94 -
Tabla 5.22 - Cálculo y verificación de los esfuerzos cortantes promedios del alma .....	- 95 -
Tabla 5.23 - Verificación de los esfuerzos cortantes en almas no atiesadas .....	- 95 -
Tabla 5.24 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 1. ....	- 96 -

Tabla 5.25 - Cálculo de los esfuerzos de flexión de las alas, para la viga híbrida .....	- 96 -
Tabla 5.26 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 2....	- 97 -
Tabla 5.27 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 3....	- 97 -
Tabla 5.28 - Geometría y consideraciones de los atiesadores de carga.....	- 98 -
Tabla 5.29 - Diseño de los atiesadores de carga por aplastamiento.....	- 98 -
	- 99 -
Tabla 5.31 - Geometría, propiedades y consideraciones de los atiesadores de rigidez .....	- 100 -
Tabla 5.32 - Diseño del primer atiesador de rigidez, cercano a los apoyos .....	- 100 -
Tabla 5.33 - Diseño de los atiesadores de rigidez intermedios .....	- 101 -
Tabla 5.34 - Cálculo de deflexiones por carga muerta y contraflechas.....	- 101 -
Tabla 5.35 - Cálculo y verificación de la deflexiones, debido a la carga viva.....	- 102 -
<b>Luz de 30 metros</b>	
Tabla 5.36 - Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz.....	- 102 -
Tabla 5.37 - Relación altura-luz para las secciones de la viga.....	- 103 -
	- 103 -
Tabla 5.39 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas .....	- 103 -
Tabla 5.40 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas.....	- 104 -
Tabla 5.41 - Factor de hibridez "Ri" para el Diseño 2 (viga híbrida).....	- 104 -
Tabla 5.42 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección acero .....	- 104 -
Tabla 5.43 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero .....	- 105 -
Tabla 5.44 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón.....	- 105 -
Tabla 5.45 - Verificación de esfuerzos de las secciones compuestas, en el centro de la luz.....	- 105 -
Tabla 5.46 - Cálculo y verificación de los esfuerzos cortantes promedios del alma .....	- 106 -
Tabla 5.47 - Verificación de los esfuerzos cortantes en almas no atiesadas.....	- 106 -
Tabla 5.48 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 1....	- 107 -
Tabla 5.49 - Cálculo de los esfuerzos de flexión de las alas, para la viga híbrida .....	- 107 -
Tabla 5.50 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 2....	- 107 -
Tabla 5.51 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 3....	- 107 -
Tabla 5.52 - Geometría y consideraciones de los atiesadores de carga.....	- 108 -
Tabla 5.53 - Diseño de los atiesadores de carga por aplastamiento.....	- 108 -
Tabla 5.54 - Diseño de los atiesadores de carga como columna.....	- 109 -
Tabla 5.55 - Geometría, propiedades y consideraciones de los atiesadores de rigidez .....	- 109 -
Tabla 5.56 - Diseño del primer atiesador de rigidez, cercano a los apoyos .....	- 110 -
Tabla 5.57 - Diseño de los atiesadores de rigidez intermedios .....	- 110 -
Tabla 5.58 - Cálculo de deflexiones por carga muerta y contraflechas.....	- 110 -
<b>Luz de 40 metros</b>	
Tabla 5.59 - Cálculo y verificación de la deflexiones, debido a la carga viva.....	- 111 -
Tabla 5.60 - Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz.....	- 111 -
Tabla 5.61 - Relación altura-luz para las secciones de la viga.....	- 111 -
Tabla 5.62 - Propiedades de las secciones de acero .....	- 112 -
Tabla 5.63 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas .....	- 112 -
Tabla 5.64 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas.....	- 112 -
Tabla 5.65 - Factor de hibridez "Ri" para el Diseño 2 (viga híbrida).....	- 113 -
Tabla 5.66 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección acero .....	- 113 -
Tabla 5.67 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero .....	- 113 -
Tabla 5.68 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón.	- 114 -

Tabla 5.69 - Verificación de esfuerzos de las secciones compuestas, en el centro de la luz .....	- 114 -
Tabla 5.70 - Cálculo y verificación de los esfuerzos cortantes promedios del alma.....	- 114 -
Tabla 5.71 - Verificación de los esfuerzos cortantes en almas no atiesadas .....	- 115 -
Tabla 5.72 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 1 .....	- 115 -
Tabla 5.73 - Cálculo de los esfuerzos de flexión de las alas, para la viga híbrida .....	- 115 -
Tabla 5.74 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 2.....	- 116 -
Tabla 5.75 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 3.....	- 116 -
Tabla 5.76 - Geometría y consideraciones de los atiesadores de carga.....	- 116 -
Tabla 5.77 - Diseño de los atiesadores de carga por aplastamiento .....	- 117 -
Tabla 5.78 - Diseño de los atiesadores de carga como columna .....	- 117 -
Tabla 5.79 - Geometría, propiedades y consideraciones de los atiesadores de rigidez .....	- 118 -
Tabla 5.80 - Diseño del primer atiesador de rigidez, cercano a los apoyos .....	- 118 -
Tabla 5.81 - Diseño de los atiesadores de rigidez intermedios .....	- 118 -
Tabla 5.82 - Cálculo de deflexiones por carga muerta y contraflechas .....	- 119 -
Tabla 5.83 - Cálculo y verificación de la deflexiones, debido a la carga viva .....	- 119 -

## Capítulo VI

Tabla 6.1 - Dimensiones de los elementos principales de la viga, en cada una de las secciones	- 121 -
Tabla 6.2 - Dimensiones de los elementos secundarios de la viga para luz de 25 metros .....	- 122 -
Tabla 6.3 - Peso de los elementos principales de la viga para luz de 25 metros .....	- 122 -
Tabla 6.4 - Peso de los elementos secundarios de la viga para luz de 25 metros.....	- 122 -
Tabla 6.5 - Dimensiones de los elementos principales de la viga, en cada una de las secciones	- 123 -
Tabla 6.6 - Dimensiones de los elementos secundarios de la viga para luz de 30 metros .....	- 123 -
Tabla 6.7 - Peso de los elementos principales de la viga para luz de 30 metros .....	- 124 -
Tabla 6.8 - Peso de los elementos secundarios de la viga para luz de 30 metros.....	- 124 -
Tabla 6.9 - Dimensiones de los elementos principales de la viga, en cada una de las secciones	- 125 -
Tabla 6.10 - Dimensiones de los elementos secundarios de la viga para luz de 40 metros .....	- 125 -
Tabla 6.11 - Peso de los elementos principales de la viga para luz de 40 metros .....	- 126 -
Tabla 6.12 - Peso de los elementos secundarios de la viga para luz de 40 metros.....	- 126 -
Tabla 6.13 - Resumen del peso total de los diseños para cada luz.....	- 127 -
Tabla 6.14 - Porcentaje de ahorro en peso de la superestructura, con respecto al Diseño 1 .....	- 130 -
Tabla 6.15 - Pesos para el Diseño 2 (viga híbrida), según tipo de acero .....	- 131 -
Tabla 6.16 - Determinación del costo de importación del acero HPS-70W .....	- 134 -
Tabla 6.17 - Costos unitarios netos y totales de los aceros.....	- 134 -
Tabla 6.18 - Costos netos asociados al suministro de acero (sin IVA).....	- 135 -
Tabla 6.19 - Costos totales asociados al suministro de acero (con IVA).....	- 135 -
Tabla 6.20 - Resumen de costos asociados al suministro de acero.....	- 136 -

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

<b>Capítulo III</b>	
Gráfico 3.1 - Evolución de la Producción de Acero Crudo.....	- 32 -
Gráfico 3.2 - Producción mundial de Acero Crudo período 1943-2007 .....	- 32 -
Gráfico 3.3 - Producción y Consumo de acero esperado para el 2008.....	- 33 -
	- 34 -
	- 34 -
	- 35 -
Gráfico 3.7 - China en la producción mundial de acero hacia el 2012 .....	- 36 -
	- 36 -
	- 38 -
Gráfico 3.10 - Evolución del índice Global de Precios del Acero.....	- 39 -
<b>Capítulo VI</b>	
Gráfico 6.1 - Pesos total de las vigas para cada luz, según tipo de diseño .....	- 128 -
Gráfico 6.2 - Tendencia del peso de la superestructura en función de la luz.....	- 129 -
Gráfico 6.3 - Relaciones de peso para el Diseño 2, según el tipo de acero.....	- 131 -
Gráfico 6.4 - Costos totales asociados al suministro de acero (con IVA incluido).....	- 137 -
Gráfico 6.5 - Tendencia del costo del acero en función de la luz .....	- 138 -

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Capítulo I</b>	
Figura 1.1 - Tipos de diseños propuestos, según el acero empleado .....	- 4 -
<b>Capítulo II</b>	- 14 -
Figura 2.2 - Puente de Ford City, Pennsylvania .....	- 15 -
<b>Capítulo III</b>	
Figura 3.1 - Estados americanos usando puentes de HPS a fines del el año 2006.....	- 20 -
Figura 3.2 - Curva de Transición CVN .....	- 23 -
<b>Capítulo IV</b>	
Figura 4.1 - Diagrama de esfuerzo elástico en una viga compuesta.....	- 44 -
Figura 4.2 - Cargas de diseño HS20-44 para camión .....	- 49 -
Figura 4.3 - Cargas HS20-44, de faja y concentrada para momento .....	- 50 -
Figura 4.4 - Cargas HS20-44, de faja y concentrada para cortante .....	- 50 -
Figura 4.5 - Ubicación del camión HS20-44 en la pista de diseño .....	- 52 -
Figura 4.6 - Coeficiente de distribución de la carga viva en una viga exterior (S1).....	- 53 -
Figura 4.7 - Ancho efectivo de la losa de hormigón para una viga interior.....	- 57 -
Figura 4.8 - Esquema básico de una viga compuesta.....	- 57-
Figura 4.9 - Esquema de los ejes neutros y sus respectivas distancias asociadas .....	- 61 -
Figura 4.10 - Áreas efectivas para el diseño de rigidizadores .....	- 68 -
<b>Capítulo V</b>	
Figura 5.1 - Sección transversal tipo para todos diseños y tramos .....	- 78 -
Figura 5.2 - Máximo momento en la luz con carga de camión .....	- 84 -
Figura 5.3 - Cortante máximo en la luz con carga de camión .....	- 84 -
Figura 5.4 - Máximo momento en la luz con carga de faja .....	- 85 -
Figura 5.5 - Cortante máximo en la luz con carga de faja .....	- 85 -

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1.- Planteamiento del problema y justificación

Como consecuencia de la geomorfología de nuestro país, existe una cantidad considerable de accidentes geográficos que intervienen constantemente nuestras carreteras. Ante ello, se produce una demanda continua de puentes, viaductos u otras obras similares, ya sea por renovación o construcción de nuevos proyectos viales. Producto de estas nuevas necesidades los mercados cambian y, en consecuencia, se desarrollan materiales con tecnologías innovadoras, los cuales deben ser estudiados, no con el objetivo de reemplazar los materiales convencionales, como hormigón prefabricado y el acero estructural de alta resistencia (A52-34ES), sino como mercado adicional y una solución alternativa a superestructuras de grandes vanos.

De esta forma, surge el HPS-70W como una alternativa de acero estructural válida, sustentada en la experiencia existente en Estados Unidos, tanto a nivel técnico como económico. Este acero nace a partir de estudios corporativos americanos hace más de una década para responder a los requerimientos de contar con nuevas tecnologías que beneficien la construcción de puentes, ya sea en calidad, economía y duración en el tiempo. Al igual que la caracterización de nuestros aceros estructurales, este material se define por su nombre, el cual indica que se trata de un Acero de Alto Comportamiento o High Performance Steel (HPS) con una tensión de fluencia 4920 Kg/cm<sup>2</sup> (70 Ksi) y propiedades de resistencia a condiciones ambientales o weathering (W). Con las mejores propiedades de resistencia, tenacidad y el plus de excelente soldabilidad de este acero, en comparación con el ASTM A709 con grado 70W, es especialmente ventajoso para diseños híbridos, donde puede ser empleado en regiones de alta tensión; mientras se usa acero de grado convencional en zonas menos solicitadas.

El término de vigas híbridas es definido como una viga diseñada y fabricada con aceros de grados diferentes. Esta tipología de vigas ha potenciado su uso principalmente en Estados Unidos, en proyectos de puentes carreteros gracias al acero de alto comportamiento; un ejemplo de ello, es el puente Ford City en Pennsylvania (2000) [12], construido con acero HPS-70W en base a cuatro vigas continuas híbridas de tres tramos de 98m, 127m y 98m. Amparada en los resultados completamente satisfactorios logrados es puentes estadounidenses, en cuanto a peso de la

superestructura y a costos de mantenimiento; la AASHTO HPS Guide (2003), fomenta el uso de vigas de híbridas para secciones compuestas en flexión positiva, donde los momentos son altos, pero los cortantes son bajos.

Es común en nuestro país, construir superestructuras de puentes de aceros de uno solo tipo de calidad. Esto, ante la comparación con una tipología de vigas híbridas, conlleva a las siguientes interrogantes: en cuanto a costo y peso, ¿se producirán ahorros considerables?, en tramos simplemente apoyados, ¿hasta que longitud predominan las vigas homogéneas sobre las híbridas? Debido a lo anterior, y considerando las exigencias de un país en vías de desarrollo, que pretende adoptar nuevas tecnologías para estar a la altura de estándares internacionales, surge la necesidad de realizar estudios comparativos que otorguen resultados a nivel técnico y económico de las alternativas actuales de construcción de puentes, en Chile y en el extranjero.

Debido a lo anterior, resulta interesante definir un análisis comparativo a nivel técnico y económico en la superestructura de puentes carreteros. Para dicho análisis, se diseñaran vigas de acero por el método de tensiones admisibles (ASD) de AASHTO [1], en luces simplemente apoyadas de 25, 30 y 40 metros. Para los efectos de comparación, se variara el material constituyente de las vigas, considerando el uso del acero nacional de alta resistencia A52-34ES y la incorporación del acero de alto comportamiento HPS-70W; con los cuales, se desarrollaran diseños homogéneos e híbridos que contemplen ambas calidades de acero.

El estudio de vigas híbridas, con la innovadora tecnología de los aceros HPS, pretende entregar una solución alternativa de diseño y construcción de puentes en Chile a nivel de estándares internacionales, con el fin de optimizar técnica y económicamente los proyectos.

## **1.2.- Objetivo General**

El objetivo principal de esta investigación es estudiar la factibilidad técnica y económica de diseñar superestructuras de puentes carreteros para luces simples, en base a vigas híbridas de acero HPS-70W, para indagar en posibles ahorros (peso y costo) a medida que aumenta la longitud de la luz. Averiguando así, la viabilidad de introducir esta esta nueva alternativa de diseño al mercado nacional.

### 1.2.1.- Objetivos Específicos

- Conocer las características del acero HPS-70W.
- Diseñar la superestructuras de puentes carreteros por el método ASD de AASHTO para luces simples de 25, 30 y 40 metros, en base a tres alternativas de diseño:
  - 1).- Vigas homogénea de acero nacional A52-34ES.
  - 2).- Vigas híbridas.
  - 3).- Vigas homogénea de acero HPS-70W.
- Para cada una de las luces realizar un análisis comparativo a nivel técnico y económico, entre las tres alternativas de diseño.

### 1.3.- Metodología

Para dar cumplimiento a los objetivos propuestos en esta investigación, se diseñaran las vigas de puentes para luces de 25, 30 y 40 metros. Dichas vigas serán diseñadas mediante el método ASD de AASHTO (1996).

Para cada una de las luces, el estudio se llevara a cabo mediante los tres tipos de diseños, presentados en la Tabla y Figura 1.1. Cabe mencionar, que para todas las luces y diseños, se considera que el tablero del puente estará soportado por tres vigas de acero esbeltas armadas.

La Tabla 1.1 resume los tipos de diseño, de acuerdo a la distribución de los aceros en los elementos constituyentes de las secciones de las vigas. Para una mayor comprensión, lo anterior se ilustra en la Figura 1.1.

Tabla 1.1 – Distribución del tipo de acero empleado en los elementos de la sección.

DESCRIPCIÓN		ACERO
<b>DISEÑO 1</b> ( 3 vigas homogéneas)	Todos los elementos	A52-34ES
<b>DISEÑO 2</b> ( 3 vigas híbridas)	Alas y Cubreplacas Alma y Atiesadores*	HPS 70W A52-34ES
<b>DISEÑO 3</b> ( 3 vigas homogéneas)	Almas, Alas y Cubreplacas Atiesadores*	HPS 70W A52-34ES

(\*) Incluye atiesadores de carga y rigidez.

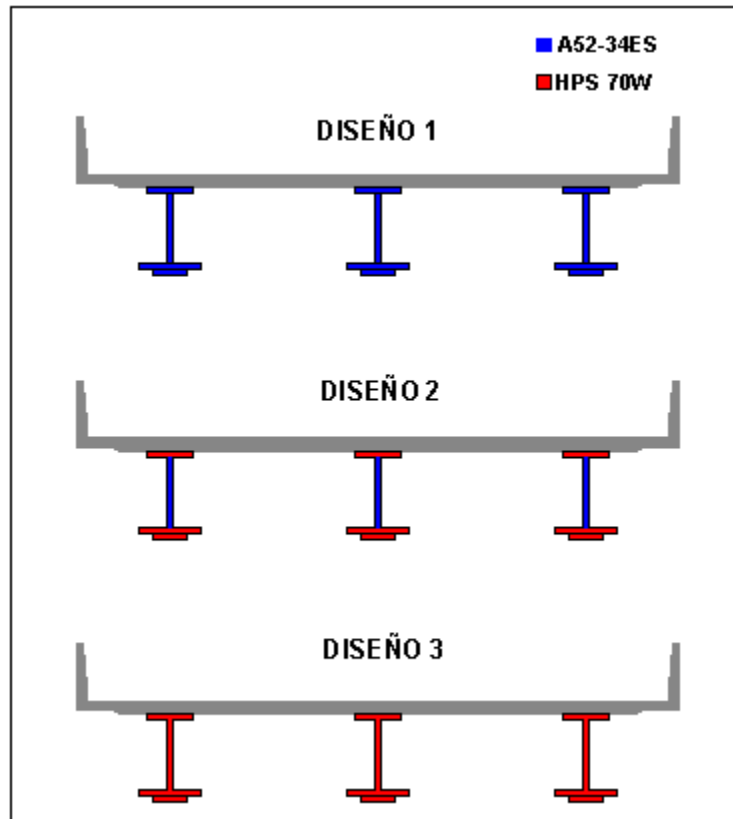


Figura 1.1 – Tipos de diseños propuestos, según el acero empleado.

En base a los tres tipos de diseños presentados en la Figura 1.1, se realizará el análisis comparativo en cuanto a costos y a pesos totales de acero asociado a las vigas del proyecto, en cada una de las luces planteadas.

#### **1.4.- Estructura del trabajo**

La presente memoria se encuentra estructurada en base siete capítulos y seis anexos. Éstos últimos contienen la información complementaria relativa al diseño de las vigas, tales como: procedimiento, resultados, esquemas, cotizaciones, etc.

##### **1.4.1.- Descripción de los capítulos**

###### **Capítulo I: Introducción**

Éste contiene la información concerniente a los temas estudiados y desarrollados en la presente investigación. En especial, se presentan las razones por la cuales es de interés indagar en la topología de vigas esbeltas armadas híbridas, en base a aceros de alto comportamiento HPS-70W, para puentes carreteros.



## **Capítulo II: Características de los puentes, en base a largueros de vigas esbeltas armadas**

En este capítulo se presentan las características y propiedades que poseen los puentes estructurados en base a vigas esbeltas armadas. Dentro de estos antecedentes, se mencionan las ventajas que conlleva el diseño compuesto (viga de acero más losa), y además, se exponen algunas experiencias estadounidenses asociadas a diseños híbridos con acero HPS en vigas de puentes carreteros.

## **Capítulo III: Antecedentes de los aceros estructurales A52-34ES y HPS-70W**

Tal como su nombre lo indica, en este capítulo se dan a conocer los antecedentes y consideraciones relativas a los aceros estructurales A52-34ES y HPS-70W empleados en esta investigación. Cabe mencionar, que se indaga mayormente en las características del acero HPS-70W, debido a que se trata de un material relativamente nuevo y cuya calidad no se fabrica en nuestro país. Además, se describe de manera simplificada los principales elementos que influyen en la evolución del mercado internacional del acero, la producción y consumo, las tendencias de los precios y el mercado del acero en Chile.

## **Capítulo VI: Especificaciones para el diseño de vigas de acero, según método ASD de AASHTO**

El presente capítulo tiene relación, con las especificaciones de diseño que establece el método ASD de la norma AASHTO para el diseño de vigas de acero. Aquí, se dan a conocer especificaciones relativas a: cargas de diseño, esfuerzos de trabajo y admisibles, propiedades de las secciones, relaciones máximas de altura-espesor, diseño de atiesadores, etc.

## **Capítulo V: Diseño de vigas esbeltas armadas, para luces simples de 25, 30 y 40 metros, según método ASD DE AASHTO**

En este capítulo se entrega las consideraciones y características principales del puente a analizar. Además, se realiza el diseño de las vigas esbeltas armadas según el método ASD de AASHTO para cada una de las luces, mediante las siguientes tres configuraciones de diseño: homogénea de acero A52-34ES, híbrida, homogénea de acero HPS-70W; suministrando en forma detallada el procedimiento para obtener las

cargas, solicitaciones, propiedades de las secciones, esfuerzos, etc. De tal modo, de proveer toda información que fue necesaria para generar cada uno de los valores presentados en las tablas relativas al diseño de las vigas.

## **Capítulo VI: Análisis a nivel técnico y económico de los diseños propuestos**

En este capítulo se presenta la información técnica y económica para las tres configuraciones de diseño aplicadas en cada una de las luces.

En el análisis técnico, para las tres configuraciones de diseño aplicadas a cada una de las luces, se dan a conocer de manera simplificada las dimensiones y pesos de los elementos que componen la viga. Posteriormente se realiza un análisis en cuanto a los pesos totales de las vigas, para cada uno de los diseños y tramos.

Con la información técnica asociada al peso total de las vigas, se procede al análisis económico, el cual tiene relación con el costo que implica el suministro de acero en cada uno de los diseños. De este modo, se estudia el comportamiento en cuanto a costo, de la alternativa de diseño híbrido con respecto al diseño homogéneo, en los diferentes tramos planteados. Para ello, se cotiza la provisión del acero nacional A52-34ES y se estima el costo de importación del acero HPS-70W.

## **Capítulo VII: Conclusiones**

Corresponde al capítulo final de esta investigación y esta destinado a analizar los resultados de acuerdo con los objetivos planteados. Mediante las conclusiones y recomendaciones, se entrega la información necesaria para elegir la mejor alternativa de materialización de las vigas estudiadas.

## **1.5.- Alcances y limitaciones**

Se analizan los proyectos de superestructuras de vigas, para luces simples de: 25, 30, y 40 metros.

Se considera la alternativa de costo para el abastecimiento del acero HPS-70W, mediante la importación de láminas de acero y elaboración de las vigas a nivel nacional.

Esta investigación se funda en antecedentes bibliográficos y experiencia estadounidense en la construcción de superestructuras de puentes carreteros en base a vigas híbridas de acero HPS-70W.

Respecto al análisis comparativo, se contempla igualdad de condiciones para las alternativas de materialización (Acero de alta resistencia A52-34ES y acero de alto comportamiento HPS-70W). Es decir, se mantienen fijas las variables, tales como: fabricación de las vigas, disponibilidad en el mercado de los materiales para la superestructura, productos de soldaduras, igualdad de la sección transversal del puente (según condiciones normales de diseño y construcción en Chile).

El análisis de costos se basa únicamente en los precios totales por el suministro de acero para la confección de las vigas, por lo tanto, la cotización sólo incluye la provisión del acero nacional A52-34 y la importación del acero HPS-70W.

## **CAPITULO II: CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES, EN BASE A LARGUEROS DE VIGAS ESBELTAS ARMADAS**

### **2.1.- Introducción**

Con frecuencia, las vigas se utilizan como largueros longitudinales, colocados a intervalos regulares, paralelos a la dirección del tráfico, casi siempre provee soporte longitudinal contra el pandeo. Los diafragmas entre las vigas ofrecen arriostramiento adicional y también distribuyen lateralmente las fuerzas de las vigas antes de que el hormigón del tablero haya curado.

Por lo general, las vigas son el tipo más económico de entramado para los puentes de luces cortas. La capacidad existente hoy en día de construir vigas de luces cada vez mayores de una manera segura y económica se origino principalmente con la introducción del acero y en la disponibilidad, desde comienzos del siglo XX, de vigas laminadas normalizadas. Desde fines de los años treinta, una vez que los perfiles llegaron a estar ampliamente disponibles, se construyeron puentes de carretera con largueros longitudinales contruidos por vigas de ala ancha, simplemente apoyadas, en luces de hasta 30 metros aproximadamente. Se usaron vigas esbeltas armadas remachadas para puentes de carreteras en luces hasta 45 metros. En los años cincuenta las luces fueron extendidas hasta 90 metros aproximadamente aprovechando la soldadura, la continuidad y la construcción compuesta. Ya en los años sesenta, luces dos y tres veces mas largas llegaron a ser económicamente factibles, con el uso de acero de alta resistencia y vigas cajón, o construcciones de placa ortotrópica, o vigas atirantadas. Hoy en día, no solo se diseñan puentes de vigas de luces cortas sino también para luces medianas y largas (Hedefine *et al.*, 1997).

### **2.2.- Vigas esbeltas armadas**

Para luces simples o continuas que excedan los 25 metros, las vigas esbeltas armadas pueden ser el tipo más económico de construcción. Sin embargo, la decisión de usar vigas esbeltas armadas con frecuencia esta sujeta a los costos locales de fabricación y a las limitaciones impuestas a la altura del puente (Hedefine *et al.*, 1997).

Según Hedefine (1997), en construcción compuesta, las vigas esbeltas armadas ofrecen mayor flexibilidad que las vigas laminadas y, por lo tanto, pueden producir considerables ahorros en aceros. Los tamaños de las aletas de las vigas esbeltas armadas, por ejemplo, pueden ser ajustados más finamente a las variaciones de los esfuerzos de flexión a lo largo de la luz. También, el grado de acero usado en las aletas puede ser cambiado para obtener mayor economía. Sin embargo, los diseñadores deben evitar realizar demasiados cambios en los tamaños y grados del material de las aletas. Aunque el peso del acero puede reducirse a un mínimo de esa manera, los costos de fabricación pueden compensar los ahorros en acero.

Para luces comprendidas entre los 30 y 55 metros aproximadamente, las vigas híbridas con aceros más fuertes en las alas que en el alma, con frecuencia resultaran mas se económicas que las vigas homogéneas de acero convencional. Para luces mayores, por lo general la economía es mayor al fabricar el alma de un acero de mayor resistencia que un convencional. Aunque aceros de alta resistencia puede utilizarse en ala y almas, otros componentes como, rigidizadores, arriostramientos y detalles de conexión deben ser de grado convencional por que su tamaño no ésta determinado por la resistencia.

Para luces de hasta 30 metros, los diseñadores pueden tener la opción de especificar un alma con rigidizadores o un alma más gruesa si ellos. Sin embargo, una viga con el alma más delgada puede costar más que otra con el alma más gruesa, porque los costos de fabricaron pueden ser mayores que los ahorros en acero.

Para luces mayores a 30 metros, son necesarios los rigidizadores transversales. Los rigidizadores longitudinales, al permitir el uso de almas más delgadas, pueden ser económicos tanto para aceros convencionales como para aceros de alta resistencia.

Se deben colocar arriostramientos verticales intermedios en todos los tramos y a intervalos que no excedan los 7.62 metros. Estos entramados deben ser diseñados con la carga de viento, pero en la actualidad se utiliza un arriostramiento en base a perfiles ángulos de tamaño mínimo en forma de V o de X, el cual no ha presentado problemas frente a las sollicitaciones a las que esta expuesto. Por lo tanto, su cálculo se limita a determinar el espaciamiento que cumpla con la distancia máxima especificada, de acuerdo al método de diseño empleado.

También se requieren arriostramientos verticales en los apoyos. Los de apoyo intermedios de vigas continuas por lo general son aproximadamente igual a los arriostramientos verticales intermedios. Sin embargo, en los apoyos extremos debe hacerse provisión para soportar el extremo del tablero de hormigón.

A veces cuando se trata de vigas de grandes luces, se requiere arriostramiento lateral en el plano horizontal cerca de la aleta inferior. La necesidad de tal arriostramiento debe investigarse en relación a la presión de viento excesiva que resulta al tener una mayor sección de acero expuesta al viento.

Las vigas esbeltas armadas deben tener contraflechas para compensar las deflexiones por carga muerta (Hedefine *et al.*, 1997).

### **2.3.- Características de las vigas de acero compuestas con losa colaborante**

Cuando una losa de hormigón se encuentra apoyada sobre vigas de acero y no existe medio alguno que permita la transmisión del cizalle entre ellos, debido a la flexión, se logra una sección en que la viga y la losa trabajan por separado, es decir, una sección no compuesta. Esta situación genera que la viga, asuma la totalidad de las cargas.

Sin embargo si existe un cierto grado de continuidad en la transmisión de los esfuerzos cortantes, se logra la interacción entre viga y losa. Por lo tanto, se entenderá por secciones compuestas aquellas que constan de algún sistema de conectores de corte para lograr dicha interacción.

En las secciones compuestas, la losa no actúa solo como una placa para resistir y transmitir las cargas móviles, también es una participante de la viga resistente. Es decir, trabaja como una gran cubreplaca del ala superior, aumentando la resistencia de la viga, donde la porción colaborante de la losa con la viga se le denomina ancho efectivo. En ocasiones pueden llegar a soportar aumentos de una tercera parte, y más, de la carga que pudiese soportar la viga de acero si trabajara por separado (Pérez *et al.*, 2005).

A continuación, se exponen algunas ventajas de la solución de viga de acero compuesta con losa colaborante de hormigón:

1. Provee un uso apropiado de los materiales: la viga de acero es fundamentalmente encargada de absorber las tensiones de tracción por flexión y el hormigón resiste las tensiones de compresión.
2. Elimina los problemas de inestabilidad lateral de las vigas metálicas, ya que, cuando el ala superior quede en compresión la losa de hormigón provee la rigidez lateral necesaria.
3. Reduce de peso propio que significa el uso del perfil metálico respecto al que tendría una viga maciza de hormigón armado.
4. Además de su economía, reduce las deflexiones entre un 20% y 30% en comparación con vigas no compuestas, al aumentar la inercia de la sección.
5. Otra ventaja importante, es la reducción del peralte de las vigas y el espesor de la losa; como consecuencia de ello, se obtiene un ahorro en recubrimiento para la protección el fuego y agentes climáticos.

No obstante, a las ventajas expuestas anteriormente, estas vigas requieren un gran cuidado en su mantención y conservación, debido a que el acero se corroe y oxida fácilmente en ambientes agresivos, como lo son los medios salinos y las zonas de gran contenido de humedad (Hedefine *et al.*, 1997).

## **2.4.- Antecedentes de diseños en base a vigas híbridas**

### **2.4.1. Generalidades**

El término de vigas híbridas es definido como una viga diseñada y fabricada con aceros de grados diferentes. Generalmente, el diseño eficiente de vigas armadas híbridas pasa por el empleo de acero de altas prestaciones para las alas y de un acero de grado convencional para el alma. La AASHTO HPS Guide (2003), fomenta el uso de esta tipología de vigas, debido a que los diseños híbridos que usan aceros de alto comportamiento (HPS) en todos los componentes no pueden ser eficientes. Por que no todas las partes de un puente de acero requieren de altos niveles de resistencia, por lo tanto, usar placas de menor resistencia en zonas poco solicitadas, no solamente admite el uso de un material de más bajo costo, sino que también el proceso de soldar resulta más eficiente, debido a que la placa de menor resistencia determina los productos de soldadura que serán usados (Lwin ,2002).

Según Roca (2007), las vigas híbridas fueron bastante populares hace años en Estados Unidos, donde se utilizaban para la construcción de puentes de vigas armadas metálicas con aceros de 50 ksi en las alas y aceros de 36 ksi en el alma. Por aquel entonces, las condiciones económicas que hacían atractiva esta alternativa fueron cambiando y el beneficio de esta tipología disminuyó. Actualmente con el desarrollo de los aceros de alto comportamiento (HPS), el diseño de vigas híbridas tiene un nuevo relanzamiento como una atractiva alternativa de diseño. Con ello, muchos códigos de diseño estructural están siendo actualizados y adecuados a la utilización de aceros HPS, logrando que la tipología de viga híbrida vuelva a ser una alternativa que representa un gran interés económico y medioambiental.

#### **2.4.2.- Experiencia de diseños de vigas híbridas, empleando acero HPS-70W**

El programa de investigación cooperativo entre la sociedad formada por FHWA, la industria del acero y las universidades consiguió descubrir el acero HPS-70W, el cual, ha sido todo un éxito en los Estados Unidos. En relación a este acero, muchos departamentos del estado federal de transporte y otros organismos de país han diseñados y construidos puentes en base a vigas híbridas de acero HPS-70W. A continuación daremos a conocer algunas de estas experiencias:

##### **a).- Experiencia de Tennessee [12]**

En 1996, el Departamento de Transporte de Tennessee (TNDOT) estaba terminando el diseño del puente SR53 sobre el río Martin (Figura 2.1) empleando acero ASTM A709 de grado 50W. Era el primer diseño de puente de acero de TNDOT, utilizando la nueva versión de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. El puente consistía en dos tramos de 71.8 metros (235.5 ft), con una calzada de 8.5 metros (28 ft) sobre tres vigas continuas de placas soldadas, espaciadas a 3.2 metros (10.5 ft).

Aproximadamente en el mismo tiempo, se hizo disponible el acero HPS-70W. Con el soporte de FHWA, TNDOT ofreció probar la aplicación del HPS-70W en un puente actual con el propósito de proveer una comparación real, entre el acero convencional grado 50W y la nueva alternativa HPS-70W. De acuerdo a lo anterior, TNDOT optimizó el rediseño usando acero HPS-70W para la superestructura de vigas y placas de grado



50W para los arriostramientos. El rediseño con HPS resultó en la reducción del 24.2 % en peso de acero y 10.6 % de ahorros en el costo. (Tabla 2.1)

Tabla 2.1 – Comparación de costos y pesos para el puente sobre el río Martin [12].

	Grados	
	50 W Convencional	HPS-70W & 50W
<b>Peso del acero</b>	306,325 Kg.	232,201 Kg.
<b>Costo en terreno</b>	US \$2.2/Kg.*	US \$2.6/Kg.**
<b>Costo Total del Acero</b>	US \$675,319	US \$604,051

\* Costo de construcción en Tennessee en 1996.

\*\* Estos costos unitarios incluyen cambio del orden de US \$ 25,000 por empalmes adicionales en maestranza y US \$ 10,000 por cambio en flujo de soldadura.

Nota: Precio promedio del dólar, Noviembre 2008 (US \$1 = \$651.51 pesos chilenos).

El puente fue abierto al tráfico en Febrero de 1998. En Abril del 2002, TNDOT había construido dos puentes más empleando HPS-70W, logrando en los tres puentes resultados completamente satisfactorios, en cuanto a peso de la superestructura y a costos de mantenimiento.

Algunas de las técnicas de optimización logradas en Tennessee fueron:

- Uso descubierto de los aceros HPS.
- El uso de acero HPS 70W para almas y aletas sobre soportes intermedios, donde los momentos y cortante son elevados.
- Uso de secciones de vigas híbridas para secciones compuestas en flexión positiva, donde los momentos son altos, pero los cortantes son bajos.
- Usar placas de ancho constantes la mayor extensión posible. Considerando cambios en el ancho de las placas en las zonas de empalme donde sea práctico.
- Usar placas de TMCP la mayor extensión posible.
- Uso de la AASHTO HPS Guide (2003). Las recomendaciones de la guía deben seguirse, sin adicionar requisitos más severos



Figura 2.1 - Puente en el río Martin, Tennessee.  
Fuente: HPS Designers' Guide (2002).

#### **b).- Experiencia en Pennsylvania [12]**

El departamento de Transporte de Pennsylvania (PennDOT) empleo acero HPS-70W en el puente de Ford City (Figura 2.2), que fue abierto al tráfico en julio del 2000. PennDOT realizó maquetas a escala para pruebas de tensión y fatiga, además de extensas pruebas sobre el material y las soldaduras del proyecto.

El Ford City, es un puente de vigas acero en base a placas soldadas, consta de tres tramos continuos de 98-127-98 metros. El primer tramo es curvado horizontalmente con un radio de 155 metros (508 ft). Los otros dos tramos están sobre la tangente. Existen cuatro líneas de vigas espaciadas a 4 metros. El acero HPS 70W fue utilizado en las zonas de momento negativos y el de grado 50W en otros lugares. Esta combinación híbrida de aceros resultó con un 20 % de reducción en el peso del acero, y permitió a las secciones de las vigas tener una altura constante en lugar de variable. Evitando así, un costoso adicional en el empalme longitudinal del alma.



Figura 2.2 - Puente de Ford City, Pennsylvania.  
Fuente: HPS Designers' Guide (2002).

### **c).- Experiencia, en cuanto a costo, de vigas híbridas de acero HPS 70W [12]**

En el año 2000, Ingeniería HDR, Inc. en asociación con la Universidad de Nebraska-Lincoln, llevó a cabo un estudio para comparar las diferencias de costo entre diseños de puente que usaban acero HPS 70W, acero convencional de grado 50W y una combinación de ambos grados de acero (híbrida). Con este propósito, un total de 42 diseños diferentes de viga fueron realizados usando la AASHTO LRFD, cuya carga viva fue HL-93. Los diseños tenían dos tramos en base a vigas continuas, cubriendo un rango de longitudes de 45.72 mt (150 ft), 60.96 mt (200 ft) y 76.2 mt (250 ft), con espaciado variable entre vigas de 2,74 (9 ft) a 3,66 mt (12 ft), y diseños en grado 50W, HPS-70W y una variedad de combinaciones híbridas.

A continuación, se exponen algunas conclusiones de dicho estudio:

- El HPS-70W proporciona ahorros en peso y en altura de las vigas para todos los tramos y espaciado de entre vigas.
- Los diseños híbridos son más económicos para todos los tramos y espaciados de entre vigas. La combinación híbrida más económica resultó al emplear acero convencional de grado 50W para todas las almas y alas superiores donde los momentos son positivos; con HPS-70W para todas las alas inferiores y en las alas superiores donde los momentos son negativos.

- LRFD trata la deflexión como un criterio opcional para diferentes configuraciones de cargas vivas. Si el límite de deflexión  $L/800$  es impuesto, esta puede controlar el diseño en HPS-70W, impidiendo el empleo de almas de poca altura.

Tabla 2.2 - Costos por unidad, para aceros grado 50W y HPS-70W [12].

<b>GRADOS</b>	<b>Costo del Material*</b>	<b>Costo de Fabricación*</b>
<b>50 W</b>	US \$0.88/Kg.	US \$1.34/Kg.
<b>HPS-70W Q&amp;T</b>	US \$1.19/Kg.	US \$1.65/Kg.
<b>HPS-70W TMPC</b>	US \$1.12/Kg.	-

\* Estos costos están sujetos a cambios.

Nota: Precio promedio del dólar, Noviembre 2008 (US \$1 = \$651.51 pesos chilenos).

## **CAPITULO III: ANTECEDENTES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES A52-34ES Y HPS-70W**

### **3.1.- Introducción**

En este capítulo daremos a conocer los antecedentes y consideraciones relativas a los aceros estructurales A52-34ES y HPS-70W, empleados en esta investigación. Además, se describe de manera simplificada la los principales elementos que influyen en la evolución del mercado internacional del acero, la producción y consumo, las tendencias de los precios y el mercado nacional del acero.

El acero estructural de alta resistencia A52-34ES con denominación según norma chilena (NCh), es comúnmente utilizado en la fabricación de vigas armadas de puentes en nuestro país. Debido a lo anterior, tanto diseñadores como fabricantes de vigas conocen las características, propiedades y comportamiento de este material, implicando con ello, no indagar mayormente en su estudio.

No ocurre lo mismo, con el acero de alto comportamiento HPS-70W. El desarrollo y el despliegue de acero de alto comportamiento (HPS) para puentes de carretera se origino con el esfuerzo conjunto de la Administración Federal de Autopistas (FHWA), la Marina U.S y el Instituto Estadounidense de Hierro & Acero (AISI) en 1994. La iniciativa de este proyecto era la necesidad de desarrollar aceros con mejoras en la resistencia, tenacidad, soldaduras, comportamiento ambiental; en general, los aceros HPS mejoraron sobre todo la calidad y la facilidad de fabricación de puentes en los Estados Unidos.

El HPS-70W fue el primero de los aceros desarrollado por el programa HPS, el cual en 1997, a tres años de iniciada su investigación fue lanzado comercialmente, y en el año 2000 estuvo presente en ASTM A709-00 y en la equivalente AASHTO M270-00 (Mittal Steel USA, 2006).

A través de una traducción parcial de la Guía de Diseñadores con HPS (HPS Designers' Guide 2002), que se presentan en Artículo 3.3 del este Capítulo, daremos a conocer: en forma más detallada los antecedentes, características, propiedades y consideraciones constructivas del acero HPS-70W en vigas de puentes carreteros.

### 3.2.- Acero estructural de alta resistencia A52-34ES

Según el Manual de Carreteras [9] en el Artículo 5.507.201, establece que los aceros estructurales con denominación según norma chilena NCh, empleados en vigas se deben usar en espesores mayores a 5mm, según la definición siguiente:

Acero laminado en caliente (estructural soldable), con designación A37-24ES, A42-27ES y A52-34ES, según NCh 203/217. Las propiedades y características mecánicas de estos materiales se establecen en la norma NCh 427.

La norma NCh 203.Of77, establece los requisitos que deben cumplir los productos de acero al carbono, laminados en caliente, destinados a emplearse en construcciones estructurales de acuerdo a las normas de construcción correspondientes. Los aceros que considera la NCh 203.Of77, se clasifican según las características mecánicas del acero, en tres grados que se indican en la Tabla 3.2, designándose por: A37-24ES, A42-27ES y A52-34ES.

#### 3.2.1.- Composición Química

Según la NCh 203.Of77, los aceros estructurales A37-24ES, A42-27ES y A52-34ES deben cumplir con los límites de composición química que se indican en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Límites de composición química, en %, valores máximos para C, Mn, P y S.

Composición	A37-24ES		A42-27ES		A52-34ES	
	Análisis de cuchara	Análisis de comprobación	Análisis de cuchara	Análisis de comprobación	Análisis de cuchara	Análisis de comprobación
C	0.22	0.26	0.23	0.27	0.24	0.28
Mn	1.15	1.20	1.25	1.30	1.45	1.50
P	0.040	0.050	0.040	0.050	0.040	0.050
S	0.050	0.063	0.050	0.063	0.050	0.063
Cu, mín.*)	0.20	0.18	0.20	0.18	0.20	0.18

\*) El contenido mínimo de cobre rige solo cuando se especifica acero con cobre.

Fuente: INN, NCh 203.Of77.

#### 3.2.2.- Propiedades Mecánicas

Los productos de acero laminado de acuerdo a la norma NCh 203.Of77 deben cumplir con las propiedades mecánicas de la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 - Propiedades mecánicas en el ensayo a la tracción.

Características	Espesor, e, a que se aplica, mm	Unidad de medida*	Grados de acero estructural		
			A37-24ES	A42-27ES	A52-2ç34ES
Resistencia a la tracción, Rm	Todos	MN/m <sup>2</sup> (kgf/mm <sup>2</sup> )	363 ≤ Rm ≤ 416 (37 ≤ Rm ≤ 47)	412 ≤ Rm ≤ 510 (42 ≤ Rm ≤ 52)	510 ≤ Rm ≤ 608 (52 ≤ Rm ≤ 62)
Límite de fluencia, Re mínimo	e ≤ 16	MN/m <sup>2</sup> (kgf/mm <sup>2</sup> )	235 (24)	265 (27)	324 (34)
	16 < e ≤ 32	MN/m <sup>2</sup> (kgf/mm <sup>2</sup> )	226 (23)	255 (26)	324 (33)
	32 < e ≤ 50	MN/m <sup>2</sup> (kgf/mm <sup>2</sup> )	216 (22)	245 (25)	314 (32)
Alargamiento % de rotura, A, en probetas de Lo = 50mm	5 ≤ 16	%	24	22	20
	5 < e ≤ 16	%	22	20	18
	16 < e ≤ 50	%	20	18	16

\*) De acuerdo con NCh22, 1Kgf/mm<sup>2</sup> = 9,80665MN/m<sup>2</sup>

Fuente: INN, NCh 203.Of77

### 3.3.- Guía de diseñadores con HPS [12]

#### 3.3.1.- Introducción

En 1994, un programa de investigación cooperativo entre la Administración Federal de Autopistas (FHWA), la Marina de los EE.UU y el Instituto Estadounidense de Hierro y Acero (AISI) fue lanzado para desarrollar el acero de alto comportamiento para puentes (HPS: High Performance Steel). Un comité directivo de expertos de FHWA, la Marina, AISI, fabricantes de acero y la Sociedad Americana de Soldadura (AWS) se formó para investigar y controlar esta guía.

El programa de investigación inicial fue desarrollar aceros HPS 70W y HPS 100W, en las categorías de acero de intemperie, con requisitos de severidad de la zona 3, y con la mejora importante en soldabilidad. Con el uso próspero del acero HPS 70W, los ingenieros de puente solicitaron una versión de HPS en grado 50W.

Los grados de HPS-50W (345 MPa) y de HPS-70W (485 MPa) están ahora comercialmente disponibles y el HPS 100W está en el desarrollo. Este Guía de Diseñadores con HPS cubre solamente los grados HPS de 50W y 70W.

Según la AASHTO HPS Guide (2003), el acero de gran comportamiento ha hecho una entrada muy rápida a la industria de los puentes. De la línea de los acero HPS el grado 70W ha sido más investigado, evaluado y usado exhaustivamente con un éxito abrumador. El primer puente de HPS 70W fue puesto en servicio en diciembre 1997, solamente tres años después del inicio de la investigación cooperativa. Dentro de los

próximos cuatro años siguientes, más de 45 puentes construidos en acero HPS 70W fueron puestos en servicio, exclusivamente en vigas armadas de acero; como partes de placas en vigas homogéneas, mixtas e híbridas, o en sistemas de piso, entramados de cubierta, y puentes colgantes que totalizaron casi 4,5 millones de pies cuadrados (aprox. 418,000 m<sup>2</sup>) de área cubierta.

Según Wilson (2007), en Estados Unidos a fines del año 2006; aproximadamente 140 puentes de acero HPS estaban en servicio, alrededor de 45 se encontraban en diversas etapas de construcción y otros 60 estaban listos para ser construidos, diseñados o en la fase de planificación (ver Figura 3.1).

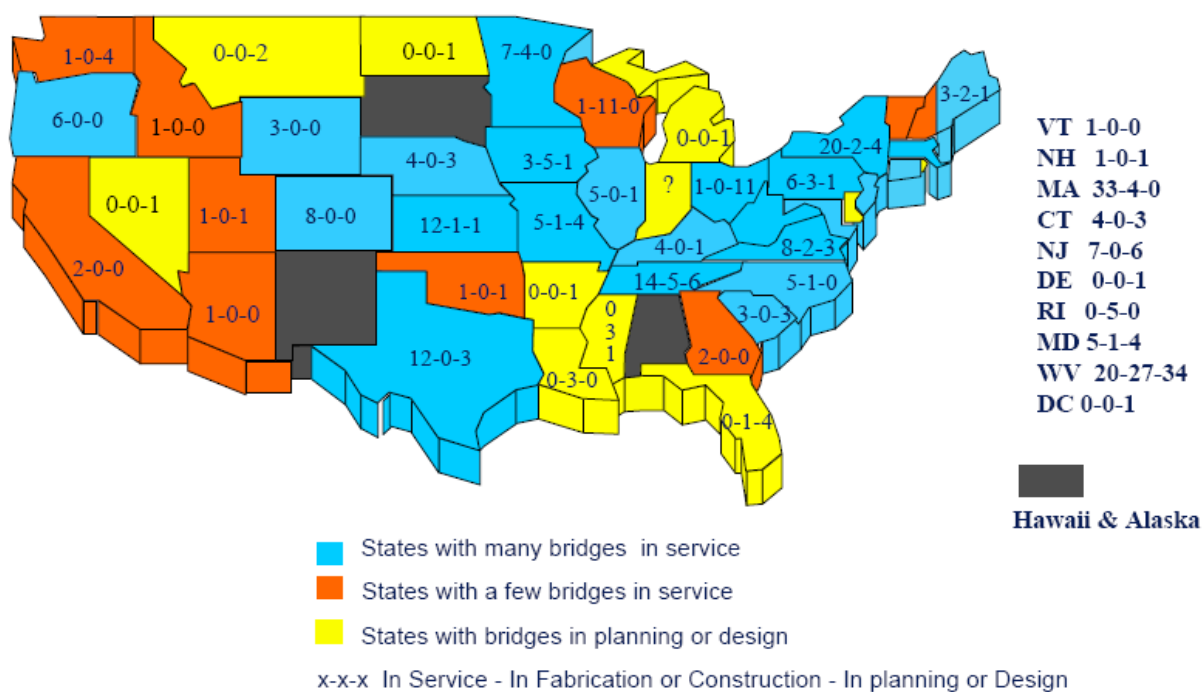


Figura 3.1 – Estados americanos usando puentes de HPS a fines del el año 2006.  
 Fuente: Wilson (2007).

En octubre del 2007, más de 250 puentes de HPS llevan el tráfico en 45 estados federales americanos (Wilson, 2007).

Los siguientes cuatro documentos cubren el diseño, la fabricación y construcción de puentes que usan aceros HPS.

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications with Interims (AASHTO LRFD).
2. AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 16th. Edition, 1996, 2000 Interim (AASHTO LFD).
3. AASHTO Guide Specifications for Highway Bridge Fabrication with HPS 70W Steel (AASHTO HPS Guide).



#### 4. ANSI/AASHTO/AWS D1.5-95 Bridge Welding Code with Addendums (AWS Code).

Estos documentos reflejan los encuentros y las experiencias sobre las aplicaciones de HPS por investigadores, fabricantes, propietarios e ingenieros que trabajan con aceros de gran comportamiento, y son las mejores referencias.

Esta Guía de Diseñadores con HPS (HPS Designers' Guide, 2003), trata los puntos clave de los cuatro documentos anteriores y su aplicación a aceros de alto comportamiento, identificando los factores que deben ser considerados y proporcionando las fuentes y referencias donde los diseñadores pueden obtener la información adicional, para así garantizar el uso próspero de los HPS en la construcción de puentes de carretera.

### 3.3.2.- Propiedades del material [12]

Los subcomités de AASHTO sobre puentes y estructuras, y el AASHTO T-14 Comité Técnico para el Diseño de Acero Estructural, continúan revisando y adoptando nuevas especificaciones cuando la investigación y desarrollo de HPS progresa. Han modificado la sección 6.4.1 de la norma AASHTO LRFD para incluir ASTM A709 grado HPS-70W como un reemplazo de AASHTO M270 de grado 70W (Lawin, 2002).

#### 3.3.2.1.- Propiedades químicas (ASTM A709-0)

La composición química para HPS 70W (HPS 485W) es mostrada en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 - Composición química para acero de gran comportamiento HPS 70W.

Element	Composition %
Carbon (C)	0.11 Max.
Manganese (Mn) *	1.10 - 1.35
Phosphorus (P)	0.020 Max.
Sulfur (S)	0.006 Max.
Silicon (Si)	0.30 - 0.50
Copper (Cu)	0.25 - 0.40
Nickel (Ni)	0.25 - 0.40
Chromium (Cr)	0.45 - 0.70
Molybdenum (Mo)	0.02 - 0.08
Vanadium (V)	0.04 - 0.08
Aluminum (Al)	0.01 - 0.04
Nitrogen (N)	0.015 Max.

\* Para placas de más de 2.5 pulgadas de espesor (65 mm), el máximo de Mn es 1.50 %.

Fuente: HPS Designers' Guide (2002).

El HPS-70W es producido por un procesos de temple y enfriamiento (Q&T), o por procesos controlados termo - mecánico (TMCP). Las capacidades de fábrica en EE.UU., limitan los procesos de Q&T a longitudes limites de 15.24 mt (50 ft.) con espesores sobre los 50mm (2 pulg.) y bajo los 100mm (4 pulg.). En el caso de los procesos de TMCP, éstos han sido desarrollados para producir placas de HPS-70W con espesores menores ó igual a 50 mm (2 pulg.) y 38 mt de longitud (125 ft., dependiendo del peso.

### 3.3.2.2.- Propiedades Mecánicas (ASTM A709-01)

Tabla 3.4 - Propiedades Mecánicas para placas de acero de alto comportamiento.

DESCRIPCIÓN	HPS-70W
Tensión de Fluencia Mínima, $F_y$ , Kg/cm <sup>2</sup> (Mpa)	4920 (485)
Tensión Última de Ruptura, $F_u$ , Kg/cm <sup>2</sup> (Mpa)	7732 (760)
Mínimas* CVN, para la Orientación Longitudinal	4.15 mt-kg. (48J)@ -23°C (-10°F)

\* Las pruebas de CVN muestran que HPS tiene resistencia de CVN mucho más altas que estos niveles mínimos. La especificación establece como requisitos mínimos para diseños a la fractura crítica, 0.69 mt-kg. (5 ft-lbs.) más alto que los valores indicados en el Tabla 3.4.

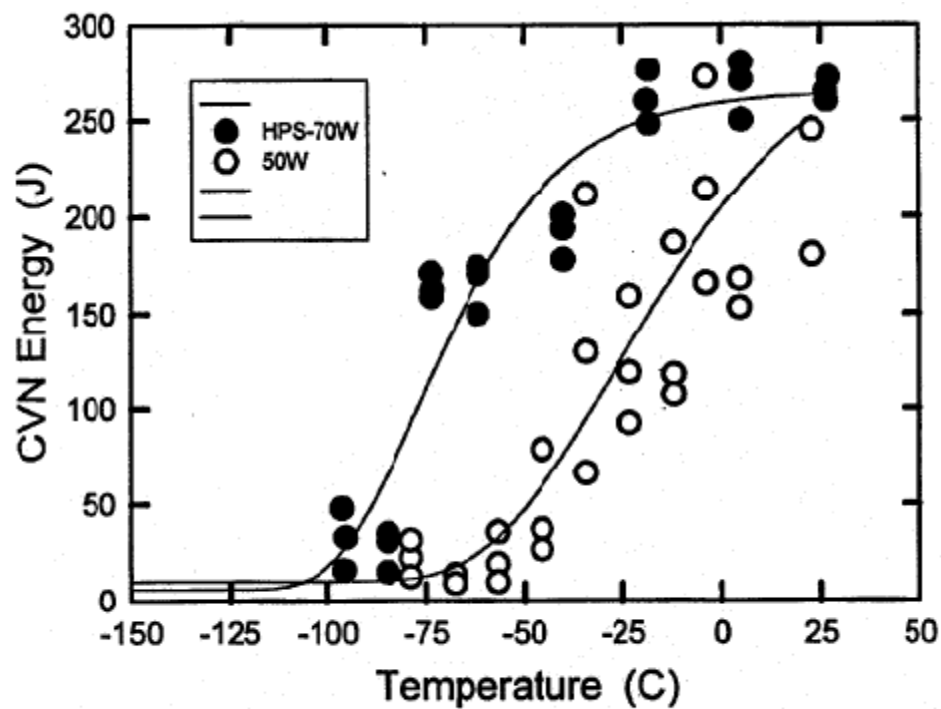
Fuente: HPS Designers' Guide (2002).

En los Estados Unidos, las pruebas requeridas de impacto en puentes de acero, ensayo Charpy de muesca en V (Charpy V-Notch, de ahora en adelante CVN), son desarrolladas dividiendo el país en tres zonas. Estas zonas abarcan desde los climas del norte (conocido como lo zona 3) a los climas del sur (conocido como lo zona 1) y tienen requerimientos específicos de temperatura para las pruebas CVN. Como mencionamos anteriormente, fue decidido por el comité directivo que el objetivo para el diseño de HPS fuese desarrollar un acero que pueda cubrir los requerimientos más críticos, los de la zona 3.

### 3.3.2.3.- Propiedades de fatiga y fractura

La resistencia de fatiga de aceros de alto comportamiento, al igual que los aceros convencionales, es controlada por los detalles soldados de las conexiones y el rango de tensión. La resistencia a la fatiga no está afectada por el esfuerzo o por el tipo de acero. Las pruebas de resistencia a la fatiga sobre acero de alto comportamiento llegan a la conclusión de que las categorías de fatiga dadas en AASHTO LRFD, Parte 6.6.1 también son aplicables a los detalles soldados de acero HPS.

La resistencia a la fractura de aceros de gran comportamiento es mucho más alta que las de los aceros convencionales para puentes. Esto es evidente en la Figura 3.2, donde se muestran las curvas de transición de los ensayos de impacto Charpy de muesca en V (CVN), para acero HPS-70W y el acero convencional AASHTO M270 de grado 50W. La transición de dúctil a frágil de HPS ocurre a menores temperaturas que el acero convencional de grado 50W. Esto quiere decir, que HPS 70W permanece completamente dúctil en las temperaturas más bajas donde el acero de 50W de grado convencional empieza a indicar un comportamiento frágil, por lo tanto, HPS mejora la confiabilidad minimizando la oportunidad de la falla frágil repentina.



$$T_F \text{ } ^\circ\text{F} = 1.8 (T_C \text{ } ^\circ\text{C}) + 32$$

$$1 \text{ ft.-lb.} = 0.729 \text{ J}$$

Figura 3.2 - Curva de Transición CVN.  
Fuente: HPS Designers' Guide (2002).

En la actual AASHTO son especificados requisitos de resistencia CVN para evitar la falla frágil en puentes de acero para temperaturas superiores a la temperatura mínima de servicio. Las temperaturas del servicio son divididas en tres zonas, tal como lo muestra la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 – Designación de zonas de temperatura para requisitos de CVN.

Designación de la Zona	Temperatura Mínima de Servicio	
	°F	°C
1	0°F y superior	-18°C y superior
2	-1°F a -30°F	-19°C a -34°C
3	-31°F a -60°F	-35°C a -51°C

Fuente: Manual de Carreteras, Vol. N° 3 (2002).

Los requisitos de CVN de AASHTO para estas zonas son mostrados en la Tabla 6.6.2-2 Requerimientos de Resistencia a la Fractura (Fracture Toughness Requirements) en la AASHTO LRFD (2002). El acero HPS-70W (485W) fue testeado para mostrar el comportamiento dúctil hasta ahora en la temperatura de servicio extrema de -60°F (zona 3). Es un logro muy significativo de la investigación de HPS y una ventaja importante que posee este acero en el control de la fractura frágil.

Con la mayor resistencia a la fractura, los aceros de alto comportamiento tienen una mayor tolerancia al agrietamiento que los aceros de grado convencional. Pruebas en laboratorio de fractura y fatiga total realizadas a vigas "I" fabricadas con acero HPS, mostraron que éstas eran capaces resistir toda la sobrecarga de diseño con fractura, incluso, cuando la grieta era lo suficientemente larga como para causar el 50% de pérdida en la sección del ala traccionada. La tolerancia al largo de la grieta incrementa el tiempo para notar y reparar las fallas por fatiga antes de que el puente se vuelva inseguro.

#### **3.3.2.4.- Soldabilidad**

El avance principal del programa de investigación de HPS fue desarrollar puentes de acero con soldaduras significativamente mejoradas. Mejorando la soldabilidad, se reducen los elevados costos de fabricación asociados con las grandes temperaturas de precalentamiento, control del calor de entrada, tratamiento post-soldadura y eliminación del agrietamiento de la soldadura producido por el hidrógeno. El agrietamiento inducido por el hidrógeno, también conocido como el agrietamiento retrasado o agrietamiento frío, ha sido uno de los problemas más comunes y serios encontrados en las soldaduras de puentes de acero. El origen común del hidrógeno es la humedad, así como también la grasa, óxidos y otros contaminantes que son fuentes potenciales de hidrógeno. En base a estos orígenes, el hidrógeno puede ser introducido en la región de soldadura a través del electrodo, la superficie del metal base y la atmósfera.

El agrietamiento inducido por el hidrógeno puede ocurrir en la zona afectada por el calor de la soldadura (HAZ) y en la zona fusión (FZ). Aunque las razones del agrietamiento son las mismas, los factores determinantes que causan el agrietamiento pueden ser diferentes para el HAZ y FZ. Para el HAZ, el control del agrietamiento viene de los modernos procesos de fabricación del acero, que incluyen los medios de evitar microestructuras susceptibles y eliminar las fuentes de hidrógeno en el metal base

(acero), además de emplear técnicas adecuadas de soldaduras, incluyendo precalentamiento y calor de entrada. Para el FZ, el control de la susceptibilidad del agrietamiento inducido por el hidrógeno es conseguido añadiendo aleación de metales en los electrodos, y usando técnicas correctas de soldaduras, incluyendo precalentamiento y calor de entrada.

El método más común y eficaz de eliminar el agrietamiento inducido por el hidrógeno está precisado por el mínimo precalentamiento y las temperaturas de entre pasadas para soldar. En general, a mayor precalentamiento menor es la oportunidad para formación de microestructuras frágiles y más tiempo para que el hidrógeno se difunda en la soldadura. Sin embargo, precalentar consume tiempo y costo. Uno de los objetivos en el desarrollo de los aceros de alto comportamiento es reducir o eliminar el precalentamiento. Este objetivo ha sido logrado con éxito como lo muestra la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 - Precalentamiento mínimo y temperaturas de entropaso.

	<b>Hidrógeno Difundido = H4*</b>			
	<b>Bajo 3/4"</b>	<b>3/4" - 1.5"</b>	<b>1.5" - 2.5"</b>	<b>Sobre 2.5"</b>
<b>Grado 70W</b>	50°F (10°C)	125°F (52°C)	175°F (79°C)	225°F (107°C)
<b>HPS-70W</b>	50°F (10°C)	70°F (21°C)	70°F (21°C)	125°F (52°C)

\* Significa el nivel de hidrógeno medido en el laboratorio en términos de mililitros por 100 gramos de metal de soldadura depositado, por ejemplo. H4 significa 4ml/100g de hidrógeno de difundido en la soldadura.

Fuente: HPS Designers' Guide (2002).

La Guía HPS de AASHTO (AASHTO HPS Guide, 2003) y el Código AWS [4] contienen las disposiciones suplementarias aplicables a soldaduras de HPS. Algunos elementos claves en relación con la soldadura de aceros HPS son:

- El uso de solamente hidrógeno bajo cuando las prácticas de reducir precalentamiento sea usada.
- Los procesos de soldaduras recomendados para HPS son solamente arco sumergido (SAW) y arco con metal protegido (SMAW). La investigación está en curso para el uso de la soldadura de arco gas metal (GMAW).
- El nivel de hidrógeno difundido es limitado a un máximo de 8ml/100g (H8). Los productos consumibles de soldadura al arco sumergido deben ser manejados de forma que el hidrógeno difundido sea controlado a un nivel máximo de H4 si es usado con un precalentamiento reducido. Los productos consumibles con SMAW pueden recibir niveles de H4 o H8.

- Para conectar acero HPS-70W a grado 50W convencional, deben ser considerados los productos consumibles de soldadura satisfactorios para el metal base de grado 50W. Sin embargo, es recomendado que el nivel de hidrógeno difundido sea limitado a H4 o H8.
- Para lograr soldaduras resistentes en placas encontradas de HPS-70W es recomendado SAW con soldaduras de surco de penetración completa, para conseguir soldadura resistentes en placas traslapadas es claramente recomendable la soldadura tipo filete.

### **3.3.2.5.- Características a la intemperie**

Parte del objetivo inicial de la investigación para desarrollar HPS fueron las "Características a la intemperie" (Weathering señalado por la letra W), es decir, el HPS debía tener la habilidad de funcionar sin pintura bajo condiciones atmosféricas normales. Los aceros HPS lograron ligeramente una mejor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros convencionales de grado 50W o 70W. Por ejemplo, al medir de acuerdo con ASTM G101, el índice (CI) de resistencia de corrosión atmosférica para 70W de grado convencional es 6.0, mientras que el índice para HPS 70W es 6.5. El incremento en la durabilidad y en la resistencia a la corrosión de estas formulaciones de intemperie de HPS, da como resultado una vida de puente mayor y libre de mantenimiento.

### **3.3.3.- Características de diseño [12]**

Los aceros de gran comportamiento dan otra opción a los diseñadores para conseguir puentes de acero durables y rentables. El diseño de HPS sigue a los mismos criterios de diseño y la buena práctica como las proveídas en la Sección 6 de la AASHTO LRFD, "Bridge Design Specifications".

El uso de HPS 70W da como resultado generalmente miembros más pequeños y estructuras mas livianas. Los diseñadores deben prestar la atención a deformaciones, pandeo global de los miembros, y al pandeo local de las componentes. El Estado Límite de Servicio debe ser chequeado por deflexión, manejo, y los procedimientos de construcción y transporte.

La deflexión por carga viva es un criterio considerado opcional, según lo indicado en la Sección 2, Artículo 2.5.2.6.2 de la AASHTO LRFD. La razón para esto, son las experiencias anteriores de puentes diseñados bajo las ediciones previas de las Especificaciones Estándar de AASHTO, no han indicado ninguna necesidad de computar y controlar las deflexiones por carga vivas, basado sobre la inmensa carga requerida por la AASHTO LRFD. Sin embargo, si los diseñadores deciden recurrir a la deflexión por carga viva, ésta debe ser calculada y proporcionada según la Sección 3, Artículo 3.6.1.3.2 de la AASHTO LRFD. Puede esperarse que los diseños en acero HPS-70W excedan el límite de deflexión  $L/800$ . Los diseñadores tienen el criterio de sobrepasar este límite o ajustar las secciones optimizando la profundidad del alma y/o incrementar el grosor del ala inferior en la región de momento positivo para conservar la deflexión dentro del límite.

La AASHTO HPS Guide (2003), fomenta el uso de vigas de híbridas, combinando el uso de HPS-70W y de aceros de grado convencional. Para tramos continuos, una combinación híbrida de HPS-70W en las regiones de momento negativos y grado 50W o HPS 50W en otras zonas dan como resultado un uso óptimo de HPS y consigo mayor economía.

### **3.3.4.- Especificaciones de construcción [12]**

Las provisiones de la sección de acero de las Especificaciones Estándares de Estado para Carreteras y Construcción de Puentes (State Standard Specifications for Roadway and Bridge Construction) y las Provisiones Especiales (Special Provisions) de los puentes de acero son generalmente aplicables a HPS, excepto las modificaciones mencionadas en la Guía HPS de AASHTO (AASHTO HPS Guide, 2003) y de la Guía de Diseñadores con HPS (HPS Designers' Guide, 2002), complementándose con la experiencia en construcción y conclusiones de investigaciones, planteadas a continuación:

- Los fabricantes de HPS han informado variadas experiencias al perforar acero HPS 70W Q&T. Las experiencias van desde “Ninguna diferencia con el acero de grado 50W” a “Taladros y reamers se agotan rápidamente”. El comité de HPS recomienda para perforar o escariar agujeros, que éstos sean inundados de lubricante constantemente durante el proceso.

- Desincrustar o triturar los residuos de fabrica resulta muy dificultoso para el acero Q&T de HPS, en cambio, si éstos se realizan mediante ráfagas abrasivas requiere más o menos el mismo esfuerzo de trabajo que para el acero convencional de grado 50W.
- Los procedimientos de corte con llama en placas de acero HPS, prácticamente no varían en relación al mismo proceso realizado en aceros convencionales.
- Las soldaduras en acero HPS 70W están actualmente restringidas a los procesos de arco sumergido y arco con metal protegido, tanto para productos Q&T como para TMCP. Los otros procesos de soldaduras al arco están siendo investigados.
- Las vigas de HPS-70W tendrán generalmente menos peso y menores momentos de inercia que las vigas fabricadas con materiales de resistencia más baja. Esto suministra ventajas para el manejo y traslado, pero podría requerir apuntalamiento adicional para la estabilidad durante el transporte e instalación.
- Perfiles como ángulos, tees estructurales, etc., que son usados principalmente para diafragmas y entramados no están disponibles en grado HPS. Por lo tanto, debe ser especificado en acero convencional.

### **3.3.5.- Cobertura de especificación**

El acero A709 Grado HPS-70W fue uno de los primeros desarrollado comercialmente por el programa de HPS. Esta categoría ya estuvo presente en ASTM A709-00, que es equivalente a AASHTO M270-00.

En el año 2005, ASTM A709/A709M-05 y versiones más recientes: Standard specification for Carbon and High-Strength Low Alloy Structural Steel Shapes, Plates and Bars and Quenched and Tempered Alloy Structural Steel Plates for Bridges. AASHTO M270-05, todas incluían los tres grados de acero HPS; HPS-50W, HPS-70W, y HPS-100W (Mittal Steel USA, 2006).



### **3.3.6.- Conclusiones derivadas de las experiencias estadounidenses con HPS**

La transición de investigación a práctica ha sido muy rápida para los aceros de alto comportamiento. En menos de 3 años después de la iniciación de investigación conjunta de AISI, FHWA y la marina, placas de acero de HPS 70W se pusieron comercialmente disponibles y utilizadas con éxito por Nebraska, Tennessee, y en otros diseños y construcciones de puente.

Las propiedades de los aceros HPS, de acuerdo a la experiencia adquirida y del comportamiento demostrado en puentes actualmente en servicio, son señaladas de manera simplificada a continuación:

- La gran resistencia del HPS permite que los diseñadores usen menos líneas de vigas, reduzcan peso y coste, usen vigas bajas para resolver el problema de pandeo vertical, e incrementen los largos de los tramos para reducir el número de pilares o eliminar la obstrucción en los cauces.
- Los aceros HPS al tener mejor soldabilidad elimina el agrietamiento inducido por el hidrógeno, reduce el costo de la fabricación por el menor requerimiento de precalentamiento, y mejorar la calidad de la soldadura usando practicas de hidrógeno bajo.
- Significativamente, la mayor resistencia a la fractura de HPS minimiza fallas frágiles y repentinas en los puentes de acero en temperaturas de servicio extremadamente bajas. La mayor resistencia a la fractura, representa también mayor tolerancia al agrietamiento, admitiendo más tiempo para detectar y reparar rajaduras antes de que el puente sea inseguro.
- Las excelentes características a la intemperie del acero HPS garantizan la habilidad de funcionar sin pintura por largos períodos de tiempo, bajo condiciones atmosféricas normales.
- HPS tiene potencial sobresaliente de reducir gastos e incrementar la productividad para la construcción de puentes de acero. Este nuevo acero provee ahorros hasta 18 % en costos y 28 % en peso, comparado con materiales tradicionales en el diseño de puentes.

- La resistencia más alta y el plus de excelente soldabilidad de este acero son especialmente ventajosos para las vigas híbridas donde puede ser usado en regiones de alta tensión, mientras se usa acero de resistencia más bajas en otras zonas menos solicitadas. Esto no solo admite el uso de un material de menor costo, sino que el proceso de soldar también resulta más eficiente, ya que la placa de resistencia menor determina los productos de soldadura que serán empleados.

### 3.3.7.- Costo de aceros HPS en EE.UU [12]

El costo real unitario para un determinado proyecto puede variar de región a región en EE.UU, de estructura a estructura dependiendo de la complejidad, y cambios basados sobre condiciones actuales del mercado.

Los costos aproximados para EE.UU en el 2001, por unidad del material, fabricación de los elementos y de la puesta en lugar de trabajo son mostrados en la Tabla 3.7:

Tabla 3.7 – Costos asociados a los aceros para puentes en EE.UU.

	<b>Material</b>	<b>Fabricación</b>	<b>Puesta en terreno</b>
<b>Grado 50W</b>	US \$ 0.77-0.93/Kg.	US \$ 1.21-1.37/Kg.	US \$ 2.20-2.76/Kg.
<b>HPS-50W</b>	US \$ 0.93-1.10/Kg.	US \$ 1.39-1.57/Kg.	US \$ 2.54-3.09/Kg.
<b>HPS-70W Q&amp;T</b>	US \$ 1.06-1.32/Kg.	US \$ 1.65-1.83/Kg.	US \$ 2.60-3.31/Kg.
<b>HPS-70W TMPC</b>	US \$ 0.99-1.26/Kg.	US \$ 1.54-1.72/Kg.	US \$ 2.54-3.20/Kg.

Nota: Precio promedio del dólar, Noviembre 2008 (US \$1 = \$651.51 pesos chilenos).

### 3.4.- Fabricantes de vigas con acero HPS en Chile

Según Pérez y Vargas (2005), la tecnología disponible actualmente en el mercado nacional permite la fabricación de vigas con acero HPS. De este modo, metalúrgica FAT, entrega la factibilidad de construir elementos con esta nueva calidad de aceros. FAT dispone de la tecnología e infraestructura necesaria para garantizar sus productos, fabricándolos bajo todas los parámetros de calidad nacionales e internacionales. Es así, como en su moderna planta para fabricar perfiles soldados, mediante arco sumergido, tanto los soldadores como los procesos de soldadura están calificados conforme a la A.W.S.

Para la construcción de vigas que contengan acero HPS-70W (homogéneas o híbridas), metalúrgica FAT tiene proveedores en Brasil y Ucrania, puesto que las dos grandes siderúrgicas nacionales no cuentan con la tecnología necesaria para producir los aceros de grado HPS. Considerando que el acero HPS-70W en relación al acero nacional A52-34ES, varía en la composición química.

La información antes mencionada se respalda en el Anexo D, correspondiente a una oferta económica solicitada a Metalúrgica FAT por Pérez y Vargas (2005).

### **3.5.- La industria del acero**

#### **3.5.1. Generalidades**

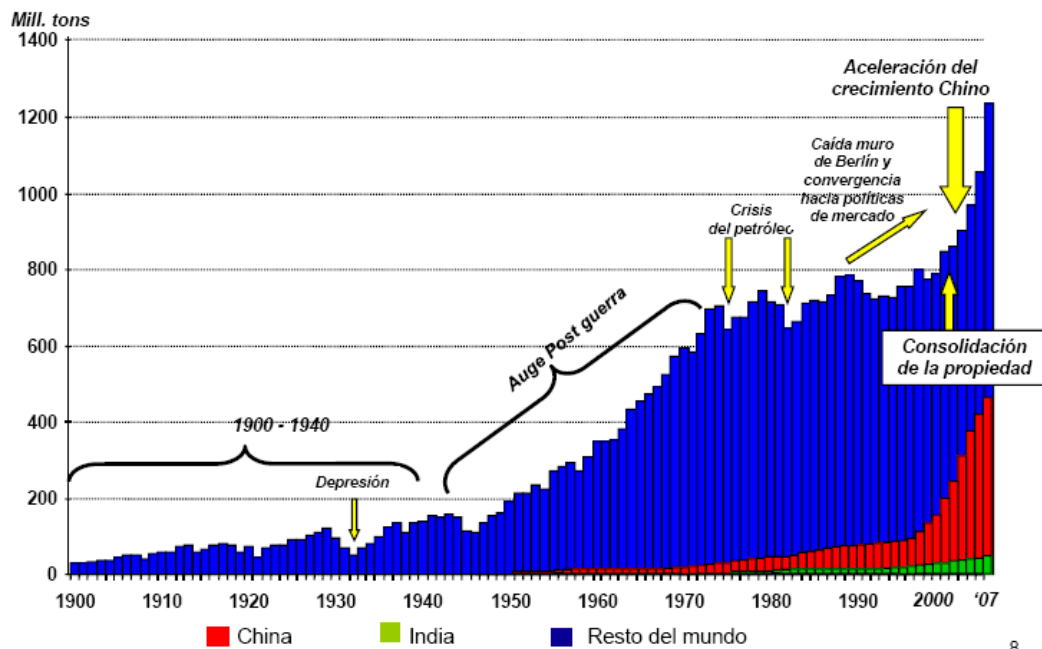
El término acero se refiere a una aleación de hierro que es maleable en algunos rangos de temperatura y que contiene manganeso, carbono y otros elementos de aleación.

Las características y especificaciones anteriormente descritas se han desarrollado para producir combinaciones de resistencia, ductibilidad, dureza, tenacidad, permeabilidad magnética y resistencia a la corrosión, cualidades que permiten satisfacer las necesidades de la sociedad moderna. La “trabajabilidad” del acero es una cualidad fundamental que a lo largo de los años ha permitido a los fabricantes generar una amplia gama de productos de acero de innumerables formas y tamaños (COCHILCO, 2008).

#### **3.5.2.- Producción y consumo mundial de acero**

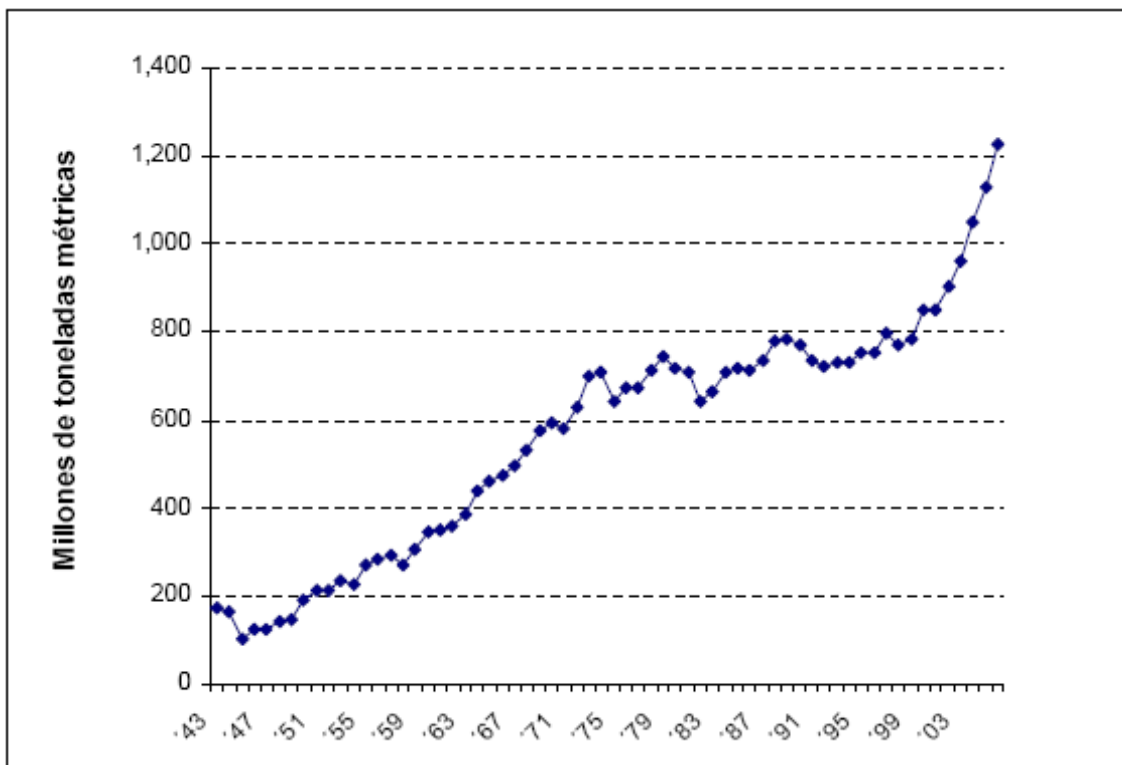
Históricamente, el crecimiento de la industria siderúrgica mundial se ha vinculado con los ciclos contractivos y expansivos del crecimiento económico, debido a que los productos de acero son utilizados por sectores que se resienten cuando hay bajas en la actividad económica como la construcción y la industria metalúrgica. En los Gráficos 3.1 y 3.2 se muestra la evolución de la producción de acero crudo (CAP, 2008).

Gráfico 3.1 - Evolución de la Producción de Acero Crudo.



Fuente: CAP: Comportamiento actual y futuro del acero (Agosto 2008).

Gráfico 3.2 - Producción mundial de Acero Crudo período 1943-2007.



Fuente: COCHILCO, Diciembre de 2007.

La producción de Acero desde el año 2000 viene experimentando un fuerte aumento, que se refleja en una tasa de crecimiento promedio anual de 6,3%. Es así como en los últimos años la producción de acero crudo ha alcanzado sus niveles históricos, llegando el 2006 a 1.227 millones de toneladas, lo que representa un

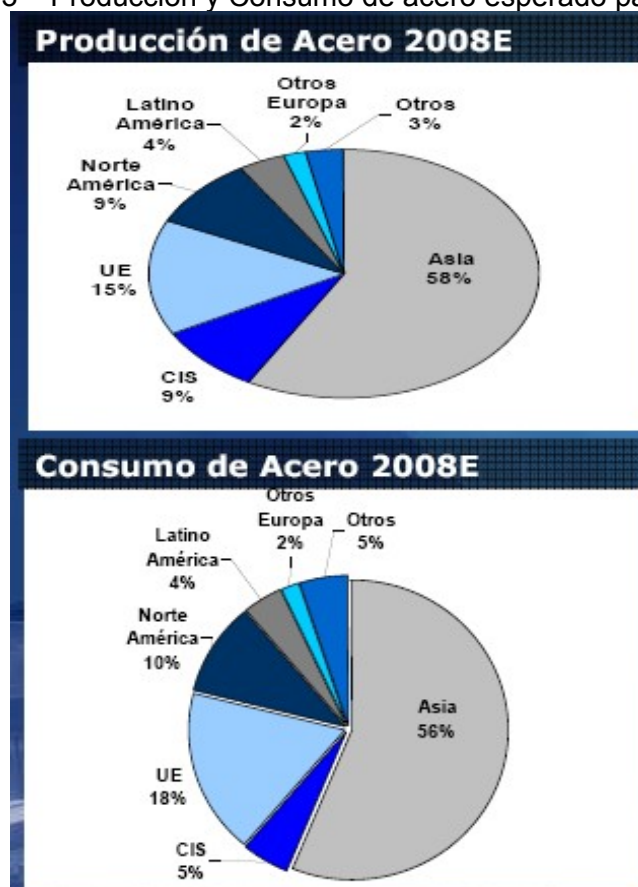
crecimiento de 8,7% con respecto al año 2005. Para el año 2007 la producción hasta noviembre alcanza las 1.206 millones de toneladas, promediando alrededor de 110 millones de toneladas de producción de acero crudo por mes (COCHILCO, 2008).

Al comparar esta cifra con la media del año 2006 se puede apreciar que la producción de acero crudo fue, en promedio, un 7,2% mayor cada mes revelando un mayor dinamismo en el mercado (COCHILCO, 2008).

### a).- Producción y Consumo de Acero por Zona Geográfica

La producción de acero en el año 2007 fue alrededor de 1.344 millones de toneladas, y se espera que para el 2008 llegue a 1410 millones de toneladas. El Gráfico 3.3 muestra los porcentajes de producción y consumo de acero esperado para el año 2008, en relación a las zonas geográficas de mayor participación en el mercado.

Gráfico 3.3 – Producción y Consumo de acero esperado para el 2008.

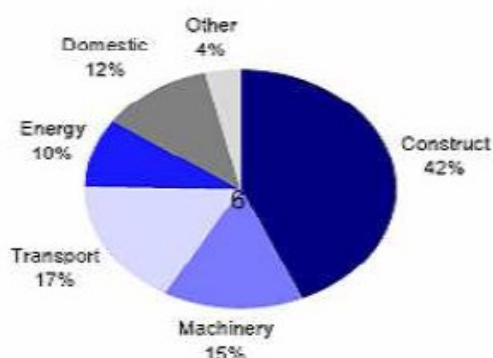


Fuente: CAP: Comportamiento actual y futuro del acero (Agosto 2008).

### b).- Principales usos del acero

En el Gráfico 3.4 se encuentran representadas las principales industrias a las cuales se destina la producción mundial de acero.

Gráfico 3.4 – Principales usos del acero.



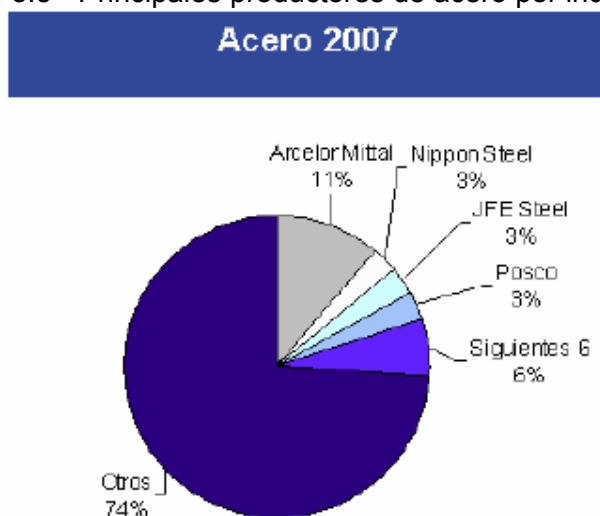
Fuente: CAP: Comportamiento actual y futuro del acero (Agosto 2008).

### c).- Principales Compañías Acereras de Mundo

Gráfico 3.5, muestra las 10 compañías acereras más grandes del mundo en términos de producción. Con estas cifras podemos concluir que la industria del acero presenta una baja concentración, ya que, las 10 compañías más grandes representan un 26% de la producción total.

Del gráfico destaca la primera compañía Arcelor Mittal, dado que es la fusión entre Mittal Steel y Arcelor que el año 2005 representaban la primera y segunda compañía más importante en la producción. Mittal Steel era la mayor productora de acero con una participación del 5,5%, seguida de Arcelor con una participación de 4,1%. Luego de la fusión, en el año 2006, Arcelor Mittal tuvo una participación de 9,4% en el mercado, llegando a alcanzar un 11% en el 2007 (COCHILCO, 2008).

Gráfico 3.5 - Principales productores de acero por industrias.



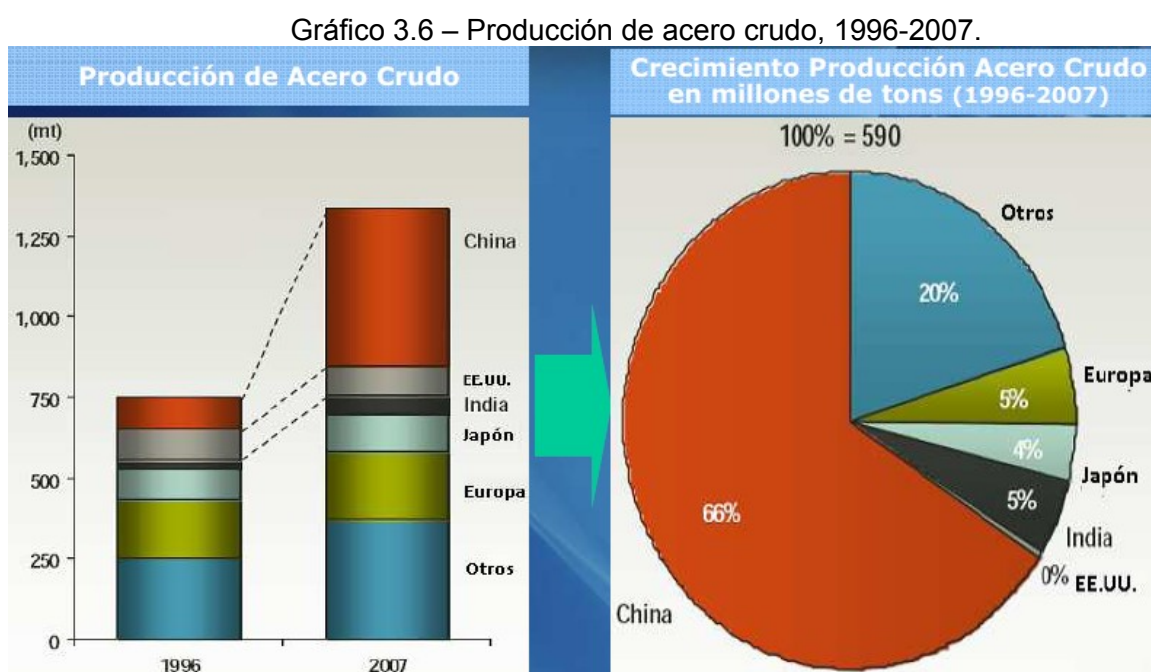
**Top 10: 26% de la industria**

Fuente: CAP: Crisis y Futuro Siderúrgico/Minería del Hierro (Noviembre 2008).

### 3.5.3.- Situación Internacional del acero

#### a).- El mercado Chino

En la última década el crecimiento de la producción de acero crudo ha estado liderado por industria siderúrgica China, con una participación del 66% (Gráfico 3.6). La demanda de acero crudo en China se encuentra impulsada por la construcción, se estima que el gobierno estimule la economía ante un frenazo post-olimpiadas (CAP, Agosto 2008).



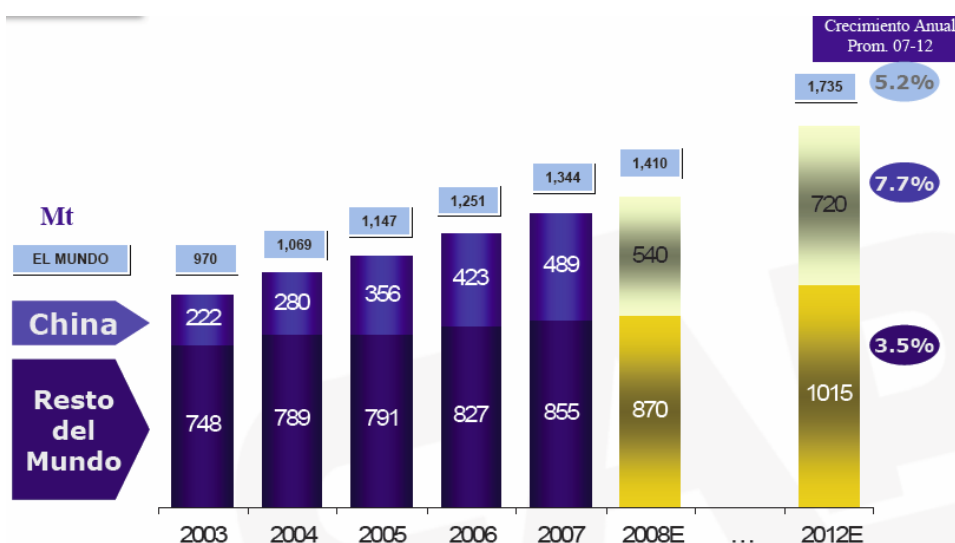
Fuente: CAP: Comportamiento actual y futuro del acero (Agosto 2008).

Según CAP [5], los siete primeros meses del año 2008, el gasto en construcción y urbanización aumento en 27.3% con respecto al 2007, acelerándose por la reconstrucción de las áreas devastadas por el terremoto de mayo. Para el año 2009 se visualiza un fuerte crecimiento del sector.

Los precios mundiales del acero se mantuvieron durante el 2008 pese a aumento de las exportaciones desde China, motivadas principalmente a premio de precios mundiales por sobre los precios del mercado domestico Chino (CAP, Agosto 2008).

El Gráfico 3.7 resume la producción mundial de acero de China y el resto del mundo en los cinco últimos años, estimando el crecimiento anual promedio en el mercado de un 5.2 %, para el período 2007 hacia el 2012.

Gráfico 3.7 – China en la producción mundial de acero hacia el 2012.

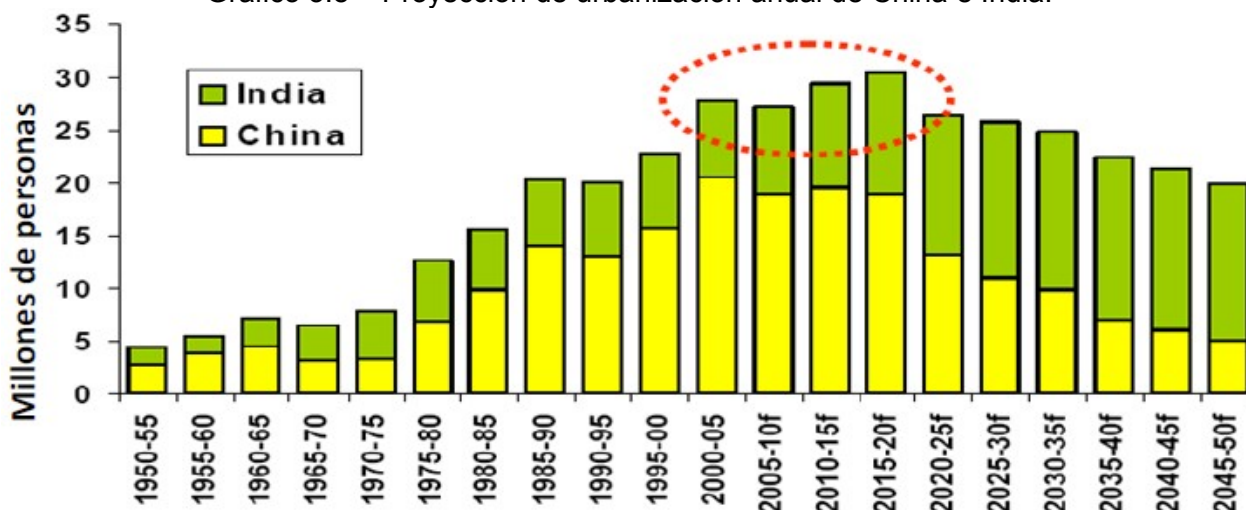


Fuente: CAP: Comportamiento actual y futuro del acero (Agosto 2008).

Sin embargo, una reciente estimación de producción, Macquarie Research, aprecia que para el año 2012 serán producidas alrededor de 1.845 millones de toneladas (China 815, Resto del mundo 1.030) y demandadas cerca de 1.840 millones de toneladas, con lo cual, la oferta y la demanda estarían compensadas (CAP, Agosto 2008).

Uno de los factores determinante en el aceleramiento de la demanda de acero es la dinámica de urbanización. Cada año, entre 2000 y 2020, alrededor de 25 a 30 millones de personas migrarán del campo a la ciudad en India y China (Gráfico 3.8)

Gráfico 3.8 – Proyección de urbanización anual de China e India.



Fuente: CAP: Comportamiento actual y futuro del acero (Agosto 2008).

Se estima que la población China alcanzara los mil millones de personas en el año 2025, con este proceso de urbanización existirán 221 ciudades con más de un millón de habitantes, implicando lo siguiente requerimientos:



- Pavimentar 5 mil millones de metros cuadrados de caminos.
- Construir 170 sistemas de transporte masivo.
- 40 mil millones de metros cuadrados de superficie serán construidos, en 5 millones de edificios.
- 50 mil de estos edificios podrían ser rascacielos.
- 5 números de veces el PIB se habrá multiplicado.

Para el período 2006-2025, se espera que el consumo de acero anual promedio crezca un 25%, experimentando alzas del orden de 9% para India, 5% para otros de Asia, 2% para América del Norte, 3% para China, América del Sur y resto del mundo (CAP, Agosto 2008).

#### **b).- Mercado Sudamericano**

La posición de los países sudamericanos frente al mercado del acero es variada. Si bien, existen países con interesantes crecimiento en los volúmenes de exportaciones, también hay otros netamente importadores y cuyas demandas de acero dependen de su crecimiento económico asociado. A continuación, se describe brevemente la situación de los países sudamericanos con mayor relevancia en el mercado del acero:

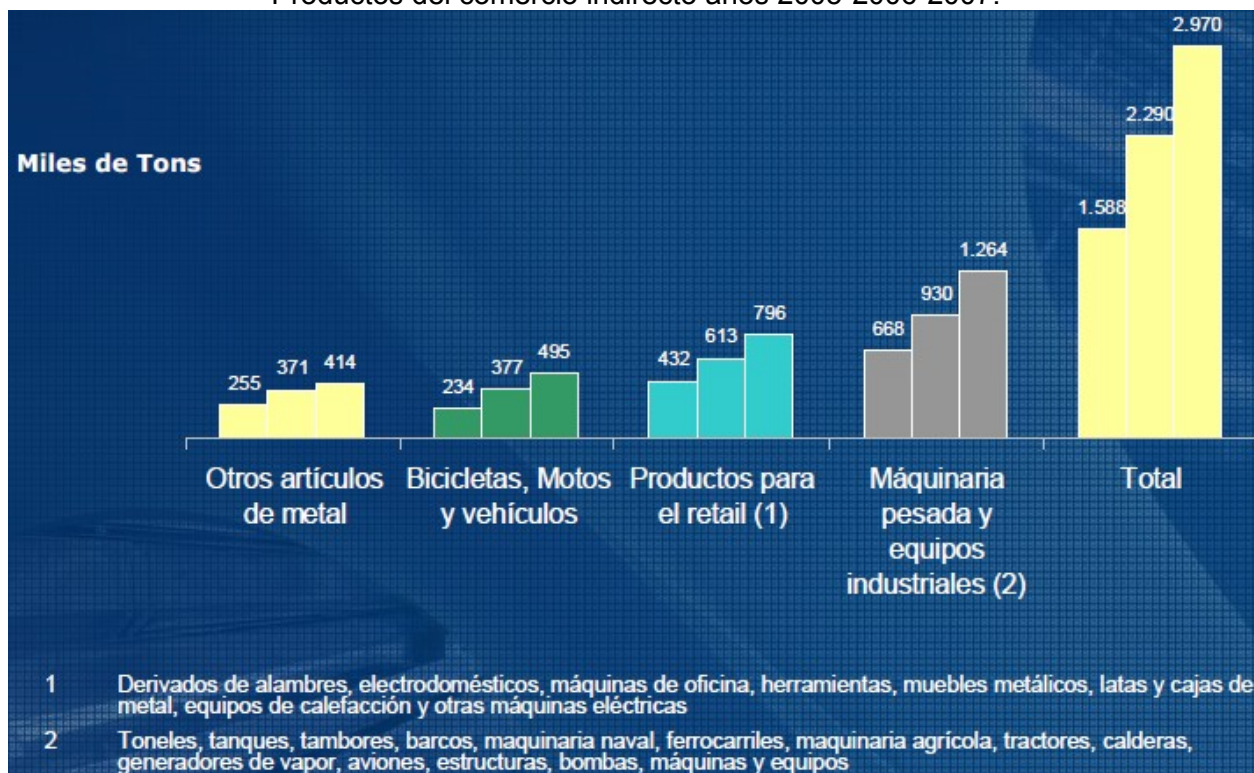
- Colombia, Perú y Ecuador: netamente importadores y demandantes de productos básicos.
- Argentina, Brasil y Venezuela: mercados protegidos y netamente exportadores.
- Chile: alto crecimiento.
- Bolivia, Uruguay y Paraguay: bajo crecimiento y por ende bajo consumo de acero.

China constituye un proveedor creciente de acero en los mercados latinoamericanos, donde además se abastece de grandes volúmenes de mineral de hierro. El balance neto de exportaciones de acero primario, semi terminado y productos de acero alcanza acerca de 2.5 millones de toneladas (CAP, Agosto 2008).

La mayor amenaza desde China proviene de los productos elaborados con alto contenido de carbono, la respuesta a este desafío es compleja. Los productores de acero de la región contribuyen con ella con el suministro en condiciones de máxima competitividad posible (CAP, Agosto 2008).

Las exportaciones desde China hacia América Latina en productos de comercio indirecto, creció en el año 2006 un 30.6%; durante el 2007, dichas exportaciones alcanzaron las 2.970 mil toneladas, registrándose un incremento respecto del año 2006 equivalente a un 22.9% (Gráfico 3.9)

Gráfico 3.9– Exportaciones Chinas hacia A.Latina.  
Productos del comercio indirecto años 2005-2006-2007.



Fuente: CAP: Comportamiento actual y futuro del acero (Agosto 2008).

### c).- Presión sobre insumos siderúrgicos

El enorme crecimiento de la producción de acero en un período tan breve (400 millones de toneladas en 5 años, acumulativamente más de un 40%) han provocado consecuentes aumentos de precios de los mayores insumos siderúrgicos. Así las industrias mineras de hierro, chatarra, carbón, coque y ferro aleaciones y el transporte marítimo asociado a ellas, han mostrado importantes incrementos de precio. Unidos al aumento de precio del petróleo, la energía eléctrica y los mayores costos y tiempos de inversión configuran un nuevo nivel de costos en la industria siderúrgica (CAP, Agosto 2008).

#### 3.5.4.- Índices de Precios del Acero

Dada la gran variedad de tipos y productos de acero disponibles en distintas áreas geográficas, es usual encontrar índices de precios que permiten monitorear el

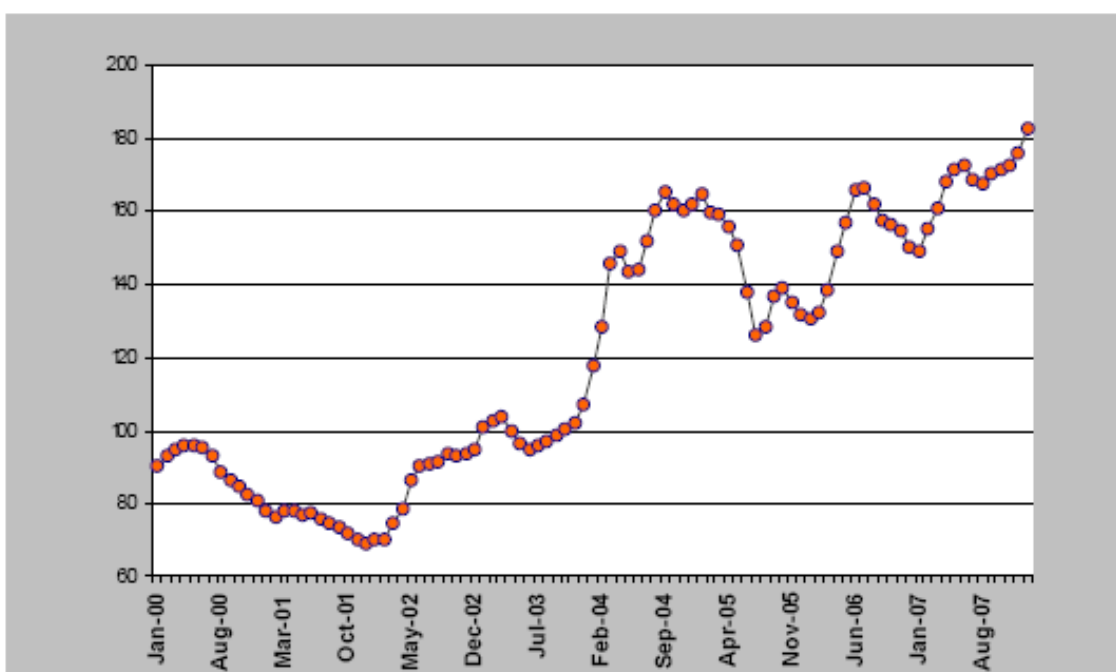
comportamiento del mercado del acero. Como referencia, la Compañía de Aceros del Pacífico (CAP)-principal compañía siderúrgica nacional- e ILAFA- con sede en Santiago, consultan en forma sistemática las publicaciones internacionales CRU y Metal Bulletin. En particular, dentro de la publicación CRUSPI (CRU Steel Prices Index) existen 8 tipos de índices de precios del acero (COCHILCO, 2008).

Según COCHILCO (2008), cada índice de precios del acero se estima a partir de las transacciones de una canasta de productos de acero transados en un determinado mercado. El índice global de precios de acero al carbono (Global Price Index) corresponde al valor ponderado de las transacciones de cinco productos de acero al carbono: rollos de acero laminados en caliente, rollos de acero laminados en frío, zincado por inmersión en caliente, barras de refuerzo y acero estructural. Se consideran sólo los tres mercados más grandes de consumo: Asia, Norteamérica y Europa.

Los otros 7 índices son el índice global de precios de acero al carbono para productos planos y productos largos, índice global de precios de acero al carbono para Norteamérica, Europa y Asia, el índice de precios para el acero inoxidable y por último, el índice global de precios que considera las transacciones por chatarra, arrabio y hierro procesado por reducción directa.

El Gráfico 3.10 muestra la evolución del índice global de precios del acero en el período comprendido entre los años 1994 y 2007.

Gráfico 3.10 - Evolución del Índice Global de Precios del Acero.



Fuente: COCHILCO, 2008.

En este gráfico se observa que después de un período donde el índice osciló en torno a valores bajo la referencia 100 (entre enero del 2000 y diciembre de 2003) alcanzando su mínimo valor en noviembre de 2001, los precios de los productos de acero han aumentado ostensiblemente de nivel en el período comprendido entre los años 2004 a 2007. Para el mes de enero de 2008 el índice global de precios ha aumentado un 22,5% con respecto a enero de 2007 evidenciando la fortaleza de los precios en este mercado (COCHILCO, 2008).

### **3.5.5.- El mercado del acero en Chile**

De acuerdo al Instituto Internacional del Hierro y el Acero (IISI), la producción chilena de acero crudo durante el año 2006 fue de 1,7 millones de toneladas, lo que representa un 0,1% de la producción mundial de acero. Por otro lado, el consumo total de acero durante el año 2006 llegó a 2,2 millones de toneladas, registrándose un incremento respecto del año 2005 equivalente a un 10%, marcado por un aumento del consumo aparente de los productos planos de un 22%, mientras los productos largos exhibieron un crecimiento de apenas un 0,6% respecto del año precedente. El consumo nacional representa un 0,2% del total mundial, donde el 70% corresponde a producción nacional (53% CSH y 17% Gerdau Aza) y el 30% restante fue importado principalmente de Brasil, Argentina y Ucrania (COCHILCO, 2008).

La industria siderúrgica nacional está concentrada en 2 grandes actores:

- Compañía Siderúrgica Huachipato (CSH) del Grupo CAP que representa el 70% de la producción de acero crudo.
- Gerdau Aza que representa el 30% restante de la producción.

La producción de ambas empresas apunta a que en el mercado chileno del acero se comercializa fundamentalmente una variedad de productos largos y planos de acero del tipo de aceros “al carbono”. Dentro de esto, para tener una idea de la proporción de productos, el 59% de la producción total de Compañía Siderúrgica Huachipato son planos y el 49% son barras.

### a).- Compañía Siderúrgica Huachipato (CSH)

Compañía Siderúrgica Huachipato concentra el 99% de sus despachos en el mercado nacional y sólo un 0,1% al mercado externo. El total de despachos CHS aumentó en 54 mil TM (+5,1%) en el año 2006 con respecto al 2005. Este mayor volumen se compone de un incremento en los despachos en el mercado interno de 82 mil TM (+8,0%) y una disminución de 28 mil TM (-80,0%) en las entregas al mercado externo. Cabe señalar que la disminución de los despachos a los mercados externos está en línea con el objetivo preferente de la Compañía de abastecer el mercado local.

Por su parte, los precios promedio de la mezcla de productos vendidos tanto en el mercado interno como externo exhibieron importantes alzas, correspondiendo éstas a un 5,7% y un 23,0% respectivamente (COCHILCO, 2008).

A modo de referencia, en la Tabla 3.8 se presenta el volumen de despachos y el precio del acero informado por la Compañía de Aceros del Pacífico en su memoria anual del año 2006.

Tabla 3.8 - Despachos y precios Mercado Interno y Externo (Miles TM).

	2006	2005	Variación %
Internos	1112	1030	8,0
Externos	7	35	(80,0)
<b>Despachos Totales</b>	<b>1.119</b>	<b>1.065</b>	<b>5,1</b>
Precio Interno	626	592	5,7
Precio Externo	786	639	23,0

Fuente: Memoria CAP 2006.

Según CAP, en el año 2007, el total de los despachos de CSH alcanzaron las 1.206 mil toneladas métricas, incluyendo los mercados internos y externos.

### b).- Gerdau Aza

Por otro lado, Gerdau Aza, es el principal productor nacional de acero a partir de chatarra y participa exclusivamente en el mercado de los productos de acero largos. Durante el año 2006, la producción de Gerdau Aza alcanzó 0,5 millones de toneladas de acero, con un reciclaje de 0,42 millones de toneladas de chatarra ferrosa. En nuestro país, alrededor del 44% del acero consumido proviene del reciclaje de distintos tipo de chatarra, donde Gerdau Aza es la principal empresa siderúrgica consumidora de chatarra en nuestro país con alrededor de un 75% de la demanda (COCHILCO, 2008).

A nivel mundial las estimaciones informan que el 40% del consumo de acero proviene del reciclaje de distintos tipos de chatarra. Esta alta tasa de reciclaje se debe a las excelentes propiedades que tiene el acero, que luego de reiterados usos no pierde sus cualidades.

Para su producción, Gerdau Aza cuenta con dos plantas localizadas en la Región Metropolitana, una ubicada en Colina y la otra en Renca. Estas dos plantas producen acero a partir de la fundición de chatarra en un horno de arco eléctrico.

### **c).- Precios**

Los precios de referencia utilizados para la comercialización de productos de acero en Chile aparecen semanalmente en la publicación especializada Metal Bulletin en la sección de precios del acero para Latinoamérica. De esta forma, los precios de los productos comercializados en Chile reflejan la evolución internacional del precio (COCHILCO, 2008).

### **3.5.6.- Conclusiones**

China constituye el principal consumidor de acero en el mundo y su crecimiento determinara el mercado del acero en las próximas décadas. El acero es hoy un negocio asiático.

El mercado de insumos siderúrgicos ha experimentado históricas alzas en el último año, aunque debería iniciarse una tendencia hacia la normalización de tales precios.

Se espera que el mercado siderúrgico se mantenga ajustado por algunos años debido a la dificultad para aumentar la capacidad de producción.

La mayor amenaza del mercado nacional será a través de la importación de productos terminados, no de acero primario.

## **CAPITULO IV: ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE ACERO, SEGÚN MÉTODO ASD DE AASHTO**

### **4.1.- Introducción**

El diseño de la superestructura e infraestructura de un puente esta controlado por las disposiciones entregadas en las “Standard Specifications for Highway Bridges” [1] y la “LRFD Bridges Design Specifications” [3], ambas emitidas por la American Associations of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). La primera normativa entrega los requerimientos para el Diseño por Tensiones Admisibles (ASD) y para el Diseño por Factores de Carga (LFD). La segunda corresponde al Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Según Manual de Carreteras (2002) en su Volumen N° 3, establece que los puentes en Chile, deben diseñarse ciñéndose a las disposiciones de la “Standard Specifications for Highway Bridges” de AASHTO, 1996, Sixteenth Editions, y sus modificaciones posteriores, incluyendo recomendaciones complementarias que se estructuran en el volumen antes mencionado de dicho manual.

Para el propósito de esta investigación en particular, las vigas serán diseñadas de acuerdo a lo establecido por el Manual de Carreteras, mediante el método de Tensiones admisibles (ASD).

### **4.2.- Materialización de las vigas de acero compuestas con losa colaborante**

Las vigas de acero compuestas con losa colaborante se materializan por medio de conectores de cortantes soldados en el ala superior de la viga, de este modo, se logra que la losa de hormigón trabaje conjuntamente con la viga para atender los esfuerzos de flexión. En efecto, una porción de la losa, llamada ancho efectivo ó colaborante, funciona de modo semejante a una cubreplaca de acero. De hecho, el área efectiva de la losa se puede transformar en un área equivalente de acero para el cálculo de esfuerzos y deflexiones de la viga compuesta. Esto se lleva a cabo a dividir el área efectiva del hormigón por la relación modular  $n$ , relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del hormigón. El área equivalente se supone que actúa en el centro de gravedad de la losa efectiva. La sección de acero equivalente se llama sección transformada (Sears, 1997).

#### 4.2.1.- Teoría elástica de vigas compuestas

Cuando una viga compuesta trabaja en su rango elástico, el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria hasta que se llega al momento límite del comportamiento elástico ( $M_y$ ), que corresponde al momento en que fluye la primera fibra de la sección compuesta (Pérez *et al.*, 2005).

Para determinar esta capacidad de momento elástico se debe trabajar por medio de la sección equivalente en acero, esto es, transformando el ancho efectivo de la losa colaborante de hormigón en un ancho equivalente en acero, aplicando un factor ( $n$ ) que es el cociente entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón. De esta forma, la porción del eje neutro puede encontrarse en la viga de acero o en la losa (Figuras 4.1a y 4.1b). Para los efectos de diseño, en el caso que se encuentre en la losa el aporte a la resistencia de la parte en tracción de la losa podría despreciarse.

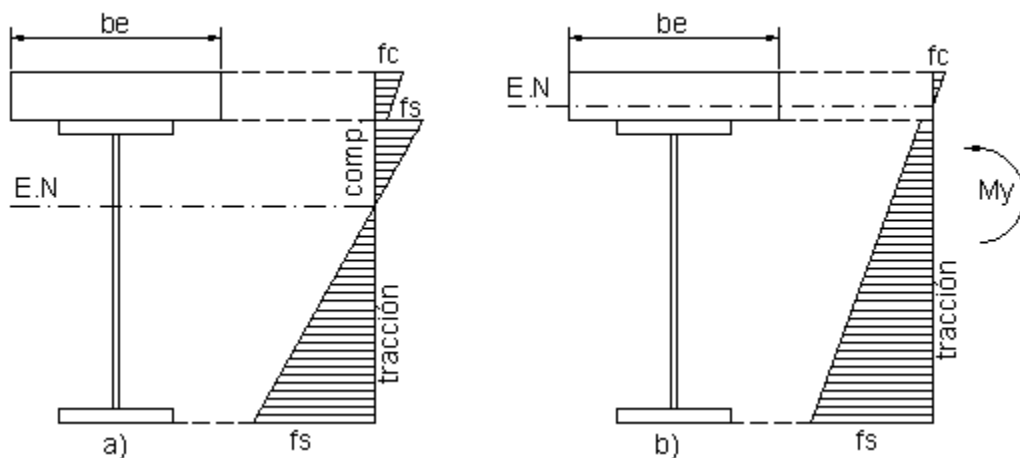


Figura 4.1 – Diagrama de esfuerzo elástico en una viga compuesta.  
a) E.N ubicado en la viga de acero. b) E.N ubicado en la losa.

La eficiencia de las vigas compuestas se produce en la flexión, ya que en cuanto a capacidad de corte de la sección no se logra ninguna mejora significativa. Es por esto, que la verificación de la fuerza de corte se efectúa al igual que para las vigas no compuestas, es decir, el alma de la viga de acero debe ser capaz de tomar prácticamente la totalidad de los esfuerzos de corte. Así, las vigas con losa colaborante (ó compuesta) son especialmente apropiadas para puentes carreteros y para edificios que soportan grandes cargas.



Se debe asegurar que la conectividad entre la viga y la losa, otorgada por los conectores de corte, resista movimientos tanto horizontales como verticales entre ambas superficies de contacto. Los tipos de conectores recomendados son perfiles canal y pernos de cabeza redonda (stud); siendo este último el más empleado, los que son fundidos eléctricamente al ala superior, debiendo quedar correctamente embebidos en la losa después del proceso de hormigonado. En general, el tamaño y espaciamiento de los conectores de corte se seleccionan de acuerdo con los principios de comportamiento elástico y la distribución longitudinal del esfuerzo de corte.

#### 4.3.- Especificaciones para el diseño de vigas híbridas, según el método ASD [1]

Cuando se utilizan vigas esbeltas armadas para un puente, el costo se puede bajar por lo general al usar aletas con resistencia a la fluencia mayor que la del alma. Tal tipo de construcción se permite para puentes de carretera bajo las especificaciones de la norma AASHTO, si las vigas clasifican como híbridas. Las vigas híbridas resultan económicas por que el alma de una viga esbelta contribuye relativamente poco a la resistencia de flexión, de este modo, la resistencia del alma al cortante depende exclusivamente de la relación altura-espesor (Sears, 1997).

Según la AASHTO (1996), los criterios que gobiernan el diseño de vigas híbridas, son en general, los mismos que para las vigas esbeltas armadas homogéneas. Los que difieren son los siguientes:

1. El esfuerzo cortante promedio en el alma no debe exceder el admisible para el acero del alma.
2. El esfuerzo de flexión en el alma puede exceder al admisible para el acero de ésta, si el esfuerzo en cada aleta no excede el admisible para el acero de la aleta multiplicado por un factor de reducción por viga híbrida  $R_i$ .

$$R_i = 1 - \frac{\beta\psi(1 - \alpha)^2 \cdot (3 - \psi + \psi\alpha)}{6 + \beta\psi(3 - \psi)} \quad (4.1)$$

En donde:

$$\alpha = F_{yw} / F_{yf}$$

$F_{yw}$  = resistencia a la fluencia mínima especificada del alma.

$F_{yf}$  = resistencia a la fluencia mínima especificada de la alma.

$\beta$  = área del alma dividida por área de la aleta en tensión.

$\Psi$  = relación de las distancias, entre el borde exterior de la aleta inferior al eje neutro de la sección compuesta transformada a corto plazo y la altura de la sección de acero.

3. En el cálculo de las relaciones alto-espesor máximas admisibles para un alma,  $f_b$  debe tomarse como el esfuerzo de flexión calculado en la aleta a compresión, dividido por  $R_i$ .
4. En el cálculo de las relaciones ancho-espesor máximas permitidas de una aleta a compresión,  $f_b$  debe tomarse como el esfuerzo calculado a flexión en la aleta, dividido por  $R_i$ .
5. En el caso de vigas compuestas, el esfuerzo de flexión en la losa de hormigón no debe exceder el esfuerzo admisible del hormigón multiplicado por  $R_i$ .
6. El diseño de atiesadores para una viga híbrida será semejante al de una viga homogénea, excepto que el esfuerzo cortante admisible en el alma de vigas homogéneas atiesadas transversalmente, será reemplazado por la siguiente ecuación:  $F_v = CF_y/3 \leq F_y/3$ , que tiene relación con el esfuerzo cortante admisible en almas de vigas híbridas atiesadas transversalmente. Además, la fórmula requerida para el cálculo del área mínima del atiesador ( $A$ ) no es aplicable para vigas híbridas.

#### **4.4.- Diseño de vigas de acero por el método ASD de AASHTO**

El método de diseño por Tensiones Admisibles (ASD) de la norma AASHTO [1], establece que las cargas de trabajo en ningún punto de la estructura pueden ser sobrepasadas por una tensión superior a un valor admisible, garantizando de esta forma, que la estructura se mantenga en el rango elástico.

Ecuación general para método ASD:

$$\sum \text{Cargas} \leq \text{Factor de Seguridad} \times \text{Resistencia nominal}$$

En relación a las unidades empleadas, se han efectuados los ajustes necesarios de las fórmulas para trabajar con dimensiones de fuerza y longitud, en toneladas y metros respectivamente.

Cabe mencionar, que en este capítulo, no se presentan todas las disposiciones que contiene el método ASD de AASHTO para el diseño de vigas de acero, sino que solamente, se exponen las consideraciones que fueron de interés para los fines de esta investigación, y corresponden a una traducción parcial de la "Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Editions, 1996".

#### **4.4.1.- Consideraciones primarias de diseño**

##### **4.4.1.1.- Limitaciones de las deflexiones**

Las deformaciones por cargas de servicio pueden causar deterioros en calzadas, fisuramiento local en la losa de hormigón y en la estructura metálica, lo que podría reducir la serviciabilidad y durabilidad del puente.

En general, los puentes de una luz simple o continua, se deben diseñar para que la deflexión debida a la carga viva mas impacto no exceda  $1/800$  de la luz. Para puentes peatonales en áreas urbanas, esta deflexión se debe limitar a  $1/1000$  de la luz. Para voladizos, por lo general, la deflexión no debe exceder  $1/300$  del brazo del voladizo, o  $1/375$  cuando se tiene trafico peatonal (Sears, 1997).

##### **4.4.1.2.- Relación opcional altura-luz de la superestructura**

Para vigas compuestas simplemente apoyadas, la altura de la viga de acero sola ( $H_v$ ) debe ser preferiblemente al menos  $1/30$  de la luz ( $L$ ). La altura total de la superestructura, viga de acero más losa de hormigón ( $H_v + e_o$ ), debe ser preferiblemente al menos  $1/25$  de la luz ( $L$ ).

#### **4.4.2.- Cargas de diseño para carreteras**

El primer propósito de un puente de carretera es llevar con seguridad, tanto geométrica como estructural, los volúmenes necesarios para el tráfico y las cargas. Dichos volúmenes de tráfico presentes y futuros determinan el número y anchos de las vías de tránsito, establecen la necesidad, los anchos de bermas y el peso mínimo del

camión de diseño. Por ello, el aspecto primordial que se debe tener presente en el diseño de las vigas de puentes, es conocer los tipos de carga a que estarán sometidas las vigas, desde su colocación hasta el estado final de servicio.

Las “Standard Specifications for Highway Bridges” de la norma AASHTO (1996), requieren que los puentes sean diseñados para soportar cargas muertas, vivas e impacto, o efecto dinámico de cargas vivas. Además, las estructuras también deben ser capaces de soportar otras cargas a las cuales pueden estar sujetas, tales como: fuerzas longitudinales, centrífugas, térmicas, sísmicas y de montajes.

De acuerdo al tipo de estructura que se diseñará, los tipos de cargas a emplear serán las siguientes:

#### **4.4.2.1.- Cargas permanentes**

**a).- Cargas muertas (DL):** incluyen los pesos muertos (propios) reales de los materiales especificados para la estructura, como pesos propios de tablero, vigas, arriostramientos, atiesadores y moldajes.

**b).- Carga muerta superpuesta (SDL):** la carga muerta superpuesta tiene efecto cuando se diseñan superestructuras en base a vigas con losa colaborante (o vigas compuestas), en caso contrario estas solicitaciones pasan a formar parte de las cargas de peso muertos.

Las cargas muertas soportadas por la sección compuesta, actúan después de que el hormigón del tablero ha ganado suficiente resistencia, y su peso puede distribuirse igualmente entre todas las vigas. Debido a lo antes expuesto, en este grupo se consideran pesos propios de barreras de seguridad y carpeta de rodado.

#### **4.4.2.2.- Cargas vivas (LL)**

**a).- Camión de diseño (t):** según la norma AASHTO, existen cuatro clases estándar de cargas para vehículos de carreteras incluidas en las especificaciones: H15, H20, HS15, HS20. La serie H15 y HS15 de camiones es equivalente al 75% de las cargas H20 y HS20 respectivamente (la diferencia entre el camión H y el HS es el uso de un tercer eje en un camión HS).

La “Geometric Guide” de la norma AASHTO, indica que la carga mínima para puentes nuevos debe ser la HS20 (Figura 4.2), para todas las clases funcionales de carreteras (Sears, 1997).

**b).- Carga de faja de diseño (I):** para puentes de grandes luces se usan fajas de carga para simular vehículos múltiples en un carril dado. La carga de faja y la carga concentrada asociada a ella se distribuyen uniformemente en un ancho de 3.05 metros, según la perpendicular al eje de la faja de tránsito. Para la determinación de momentos y cortes deben emplearse distintas magnitudes de carga concentradas. Según la norma AASHTO, para HS20 en una luz simple, la faja de carga uniformemente distribuida en la dirección longitudinal es de 0,64 Klb por pie (aproximadamente 0,952 ton por metro). A lo anterior, se le agrega una carga concentrada de 18 Klb (aproximadamente 8,165 ton) para momento y de 26 Klb (aproximadamente 11,8 ton) para cortante (Figuras 4.3 y 4.4 respectivamente).

Las cargas de camiones y de faja no se aplican al mismo tiempo para el método ASD.

El Ministerio de Obras Públicas, a través del Manual de Carreteras en su Volumen Nº 3, establece que los puentes definitivos en Chile serán diseñados para una carga HS20-44 incrementadas en un 20% (Figuras 4.2c, 4.3c y 4.4c).

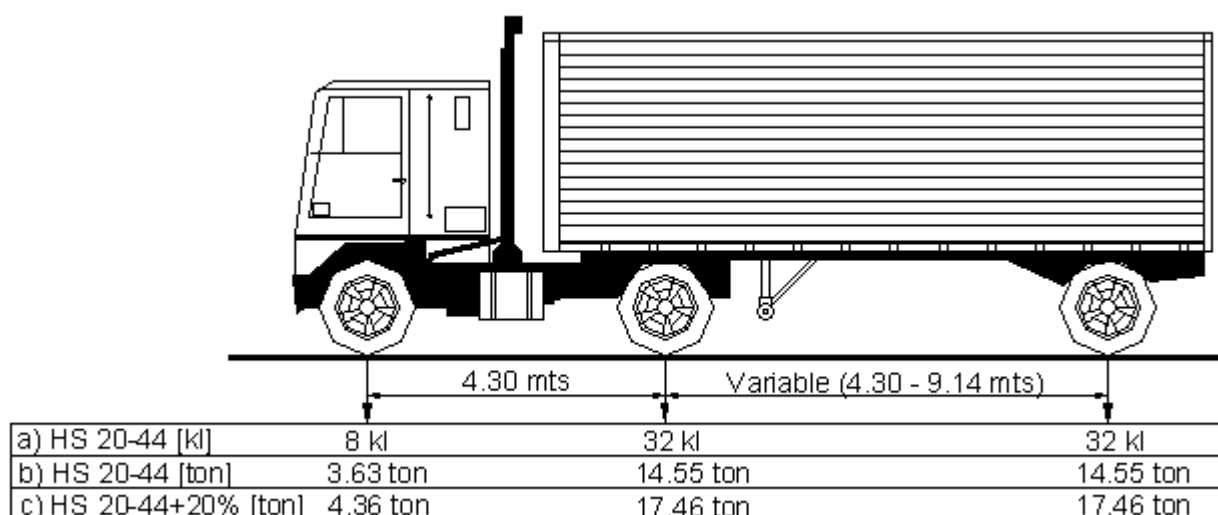


Figura 4.2 - Cargas de diseño HS20-44 para camión

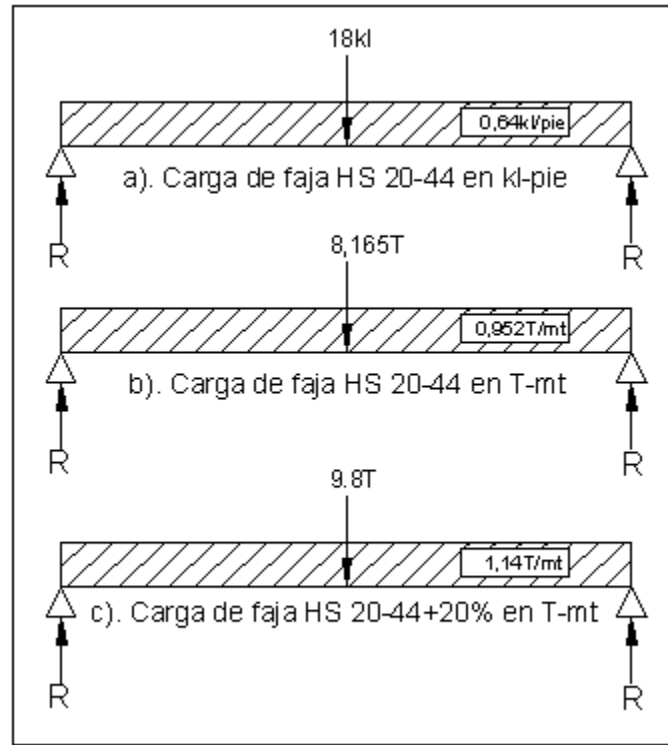


Figura 4.3 – Cargas HS20-44, de faja y concentrada para momento

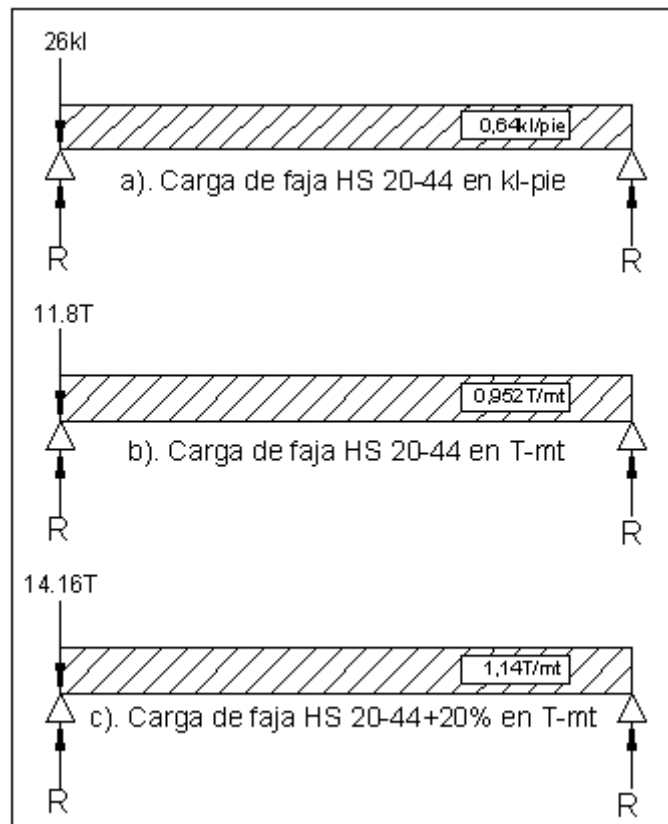


Figura 4.4 – Cargas HS20-44, de faja y concentrada para cortante

**c).- Impacto (i):** se aplica un coeficiente de impacto a las cargas vehiculares para representar el aumento de carga debido al impacto causado por una superficie rugosa de la carretera u otra perturbación. En las especificaciones estándar de la norma AASHTO (1996), el coeficiente de impacto “i” es una función de la luz y se determina mediante la siguiente fórmula:

$$i = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 0.3 \quad (4.2)$$

En esta fórmula, L en metros, debe tomarse de acuerdo al tipo de sollicitación (momento o cortante) y de la luz.

#### **Luces simples:**

Para momento, L = longitud de la luz de diseño para tableros de calzada, vigas de piso y vigas longitudinales.

Para cortante, L = longitud de la porción cargada desde el punto considerado hasta la reacción.

#### **Voladizos:**

Para momento, L = longitud desde el punto considerado hasta el eje mas alejado.

Para cortante, úsese  $i = 0.3$

#### **Luces continuas:**

Para momento, L = longitud de la luz considerada para momento positivo; promedio de dos luces adyacentes cargadas para momento negativo.

Para cortante, L = longitud como para luces simples.

#### **4.4.2.3.- Cargas de viento (W)**

Las cargas de viento prescritas a continuación se consideran como una carga viva móvil uniformemente distribuida. Asimismo, actúan en las superficies expuestas verticales de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y las barandas vistos en elevación, haciendo un ángulo de 90° con el eje longitudinal de la estructura. Estas fuerzas se presumen para una velocidad del viento de 161Kph.

a).- **Superestructura:** Para vigas deberá ser aplicada una carga de viento de 0.244 ton/m<sup>2</sup> pero no menos de 0.45 ton/mts lineal en la luz de las vigas principales.

b).- **Viento sobre la carga viva:** Una fuerza de 0.15 ton/mts lineales debe aplicar a la carga viva, actuando a 1,83 m por encima del tablero de la calzada.

#### 4.4.2.4.- Coeficientes de distribución (CD)

Para cada viga, las cargas de camión y de faja serán calculadas aplicando en cada una de ellas la fracción del peso de rueda determinada por el coeficiente de distribución, el cual es un factor que intenta de interpretar la distribución de carga de rueda sobre las vigas en el sentido transversal.

El coeficiente de distribución se obtiene suponiendo que las cargas de camión y de faja ocupan un ancho aproximado de 3.05 metros, colocados en cualquier parte dentro de la pista, de modo que generen los máximos esfuerzos en los miembros soportantes (Figura 4.5).

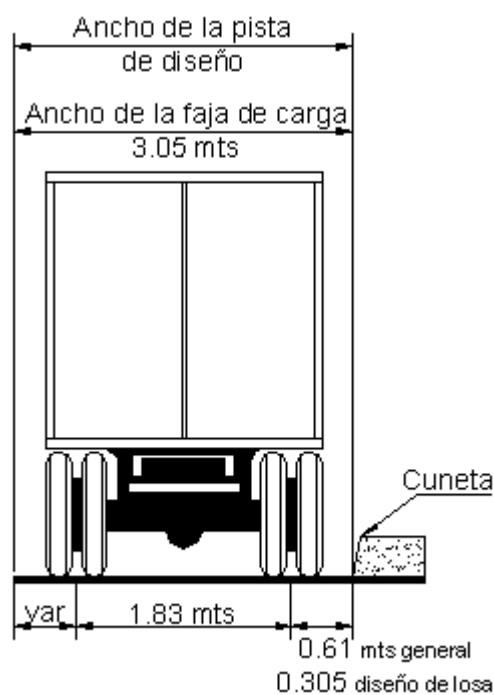


Figura 4.5 – Ubicación del camión HS20-44 en la pista de diseño.



a).- **Coefficiente de distribución para vigas interiores:** para los efectos de esta tesis se considero un tablero de hormigón con dos carriles de tráfico, soportado por vigas principales de acero tipo "I". De acuerdo con esto, la AASHTO (1996) indica que la fracción de carga de rueda soportada por una viga interior esta regida por la siguiente fórmula:

$$CD = \frac{S}{1,6764}, \text{ con } S \leq 4,2672 \text{ mt} \quad (4.3)$$

Para mayores valores de S (espaciamiento promedio de las vigas en metros), la carga en cada viga debe ser la reacción de las cargas de rueda suponiendo el tablero como una luz simple entre vigas.

b).- **Coefficiente de distribución para vigas exteriores:** en este caso, se asume que el tablero actúa como una viga simplemente apoyada entre la viga exterior y la viga inmediatamente adyacente, cuando se apoya en tres vigas, se considera rotula en la viga central. Acto seguido, para ambos carriles, se posiciona un camión AASHTO a 0.61 metros del borde de la baranda y 0.61 metros del eje de la calzada, de tal modo de encontrar el máximo efecto (Figura 4.6). Posteriormente, para obtener la reacción de la carga de eje sobre la viga en cuestión, se momenta en torno a la viga adyacente. El mayor factor que pondera la reacción de la carga es el coeficiente de distribución para la viga exterior. A esta metodología se denomina Método del Momento Flector.

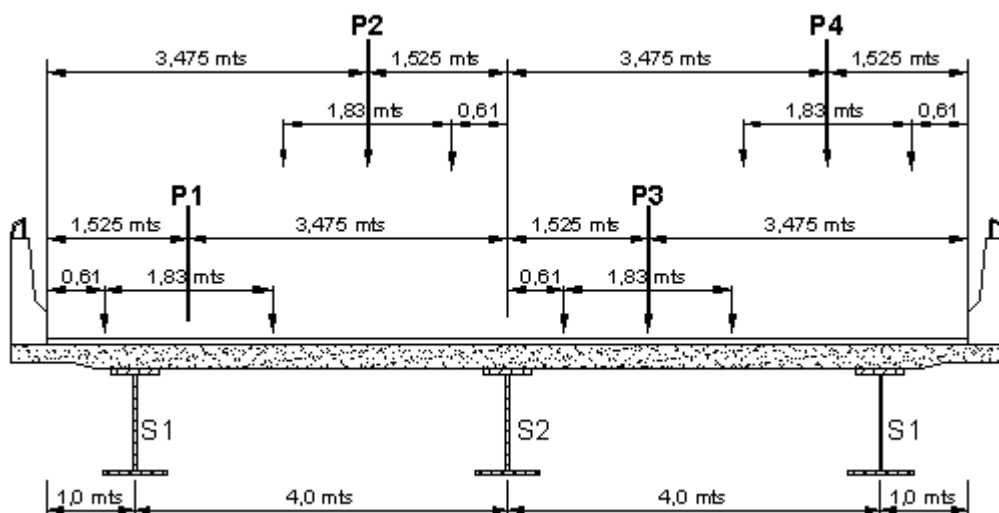


Figura 4.6 - Coeficiente de distribución de la carga viva en una viga exterior (S1).

En la Tabla 4.1 se presentan las fracciones de las cargas de ejes, para cada una de las vigas y posiciones del camión AASHTO.

Tabla 4.1 - Fracción de cargas de ejes sobre las vigas.

	Vigas		
	S1 Izquierda	S2	S1 Derecha
Carga sobre P1	0,87	0,13	0
Carga sobre P2	0,38	0,62	0
Carga sobre P3	0	0,62	0,38
Carga sobre P4	0	0,13	0,87

#### 4.4.2.5.- Coeficiente de reducción por presencia múltiple (CR)

El coeficiente de reducción considera la probabilidad de que el puente éste cargado simultáneamente en todas sus vías de circulación por el camión AASHTO. Este coeficiente reduce la carga de rueda dependiendo del número de pistas o vías de tránsito, según lo especifica la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 - Valores del Coeficiente de reducción, según numero de pistas.

Número de pistas	Coeficiente de Reducción (CR)
1 ó 2	1,00
3	0,90
4 ó más	0,75

#### 4.4.3.- Esfuerzos básicos admisibles

Los esfuerzos básicos admisibles, recomendados por la AASHTO (1996) para vigas longitudinales de acero en puentes de carretera, dependen de la condición de carga y están relacionados con la resistencia mínima a la fluencia del acero  $F_y$ .

Para el caso de vigas armadas en construcción compuesta, el esfuerzo de flexión en el tablero de hormigón deber ser controlado por el esfuerzo admisible del hormigón  $F_h$ .

A continuación se presentan los esfuerzos básicos admisibles para vigas armadas de acero, tanto homogéneas como híbridas.

##### 4.4.3.1.- Vigas armadas homogéneas

###### a).- Esfuerzo admisible del ala a compresión soportada continuamente

$$F_c = 0.55F_y \quad (4.4)$$

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero.

**b).- Esfuerzo admisible del ala a tracción**

$$F_t = 0.55F_y \quad (4.5)$$

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero.

**c).- Esfuerzo admisible del hormigón**

$$F_h = 0.4 f'_c \quad (4.6)$$

$f'_c$  : resistencia última a compresión del hormigón.

**d).- Esfuerzo admisible para el corte del alma**

$$F_v = F_y/3 \quad (4.7)$$

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero .

**4.4.3.2.- Vigas armadas híbridas**

**a).- Esfuerzo admisible del ala a compresión soportada continuamente**

$$F_c = 0.55F_y \cdot R_i \quad (4.8)$$

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero del ala.

**b).- Esfuerzo admisible del ala a tracción**

$$F_t = 0.55F_y \cdot R_i \quad (4.9)$$

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero del ala.

**c).- Esfuerzo admisible del hormigón**

$$F_h = 0,4 \cdot f'_c \cdot R_i \quad (4.10)$$

$f'_c$  : resistencia última a compresión del hormigón.

**d).- Esfuerzo admisible para el corte del alma**

$$F_v = F_y/3 \quad (4.11)$$

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero del alma.

**Observación:** se considera el esfuerzo admisible del ala a compresión soportada continuamente, debido a que para vigas simplemente apoyadas la única aleta que trabaja a compresión en toda la longitud del tramo es la superior, que en este caso, se encuentra continuamente soportada por la losa de hormigón mediante los conectores de corte.

#### 4.4.4.- Determinación de las propiedades de la sección

##### 4.4.4.1.- Determinación del ancho efectivo (B)

De acuerdo con Sears (1997), por medio de los conectores de cortante soldados a la aleta superior de la viga se puede lograr que una losa trabaje conjuntamente con la viga de acero para atender los esfuerzos de flexión. En efecto, una longitud a determinar de la sección transversal de la losa, llamado ancho efectivo o ancho colaborante (Figura 4.7), funciona de modo semejante a una cubreplaca de acero en la aleta superior. Para ello, se debe dividir el área efectiva de la losa de hormigón por la relación modular “n” (relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón), para transformarlo en un área equivalente en acero.

Entonces: 
$$n = E_s / E_c \quad (4.12)$$

Donde:

$$E_s = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 : \text{módulo de elasticidad del acero.}$$

$$E_c \approx 0.136482 \gamma^{1.5} \sqrt{f_c'}, \text{ en Kg/cm}^2 : \text{módulo de elasticidad de hormigón.}$$

(Según AASHTO,  $E_c = 33 \gamma^{1.5} \sqrt{f_c'}$ , en psi, con  $\gamma$  (peso específico del hormigón) en lb/pie<sup>3</sup> y  $f_c'$  en lb/pulg<sup>2</sup>. Transformando las unidades se llega a  $E_c \approx 0.136482 \gamma^{1.5} \sqrt{f_c'}$ , en kg/cm<sup>2</sup>, con  $\gamma$  en kg/m<sup>3</sup> y  $f_c'$  kg/cm<sup>2</sup>).

Aproximadamente, la relación modular “n” se puede suponer de acuerdo a los valores de la Tabla 4.3, para los intervalos de  $f_c'$  (Kg/cm<sup>2</sup>) que allí se presentan.

Tabla 4.3 – Valores para la razón modular “n”, según el rango de  $f_c'$

<b><math>f_c'</math> [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>n</b>
115 - 137	11
138 - 167	10
168 - 209	9
210 - 269	8
270 - 358	7
359 - ó mas	6

Para determinar el ancho efectivo se utiliza el menor valor “B” de la siguiente expresión:

$$B \leq \begin{cases} \frac{1}{4} L, \text{ luz del tramo} \\ S, \text{ espaciamento entre los eje de las vigas} \\ 12 \cdot e_o, \text{ 12 veces el espesor de la losa} \end{cases} \quad (4.13)$$

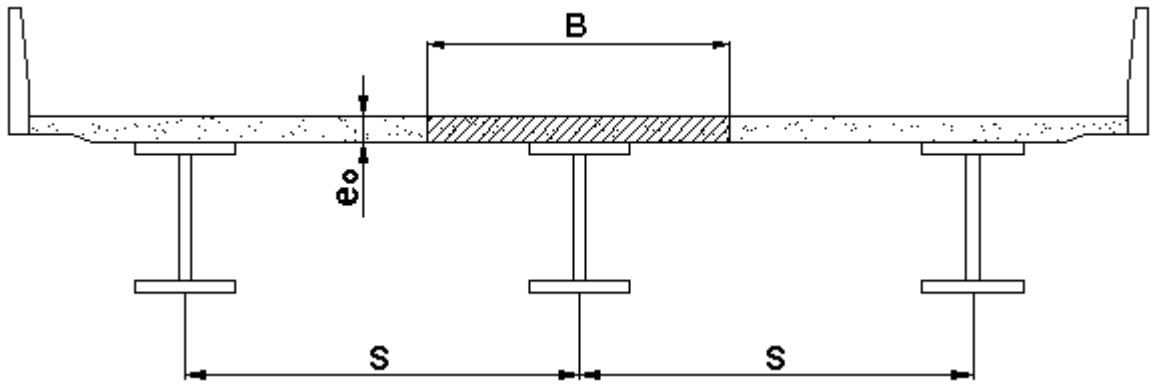


Figura 4.7 - Ancho efectivo de la losa de hormigón para una viga interior

#### 4.4.4.2.- Geometría de la viga compuesta

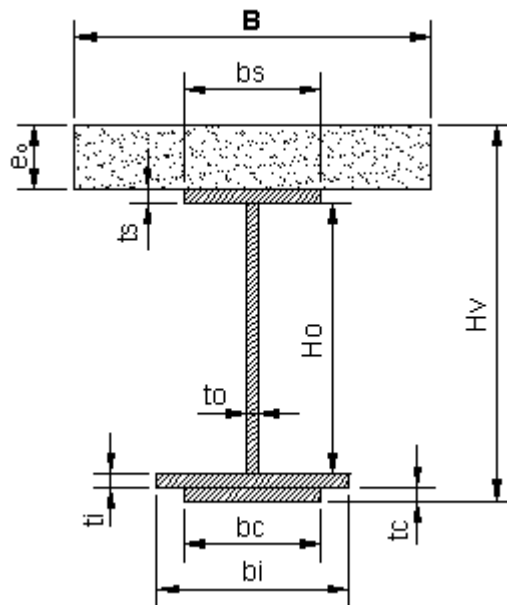


Figura 4.8 - Esquema básico de una viga compuesta

Donde:

- $H_v$  : altura total de la viga de acero.
- $B$  : ancho colaborante.
- $e_o$  : espesor del tablero o losa de hormigón.
- $H_o$  : altura del alma.
- $to$  : espesor del alma.
- $bs$  : ancho ala superior.
- $ts$  : espesor ala superior.
- $bi$  : ancho ala inferior.
- $ti$  : espesor ala inferior.
- $bc$  : ancho cubreplaca.
- $tc$  : espesor de la cubreplaca.

$A_o = H_o \cdot t_o$ , área del alma.

$A_s = b_s \cdot t_s$ , área de ala superior.

$A_i = b_i \cdot t_i$ , área de ala inferior.

$A_r = b_c \cdot t_c$ , área de la cubreplaca.

#### 4.4.4.3.- Propiedades de la sección de acero sola

##### a).- Área

$$A_v = A_o + A_s + A_i + A_c \quad (4.14)$$

Donde:

$A_v$  : es el área de la sección de acero de la viga esbelta armada.

$A_o = H_o \cdot t_o$ , área del alma

$A_s = b_s \cdot t_s$ , área de ala superior

$A_i = b_i \cdot t_i$ , área de ala inferior

$A_r = b_c \cdot t_c$ , área de la cubreplaca

##### b).- Posición de la fibra neutra

$d_v$ : es la distancia desde el eje neutro del alma al eje neutro de la viga.-

$$d_v = \frac{\frac{1}{2} A_s(H_o + t_s) - \frac{1}{2} A_i(H_o + t_i) - A_r(t_i + \frac{1}{2}(H_o + t_c))}{A_v} \quad (4.15)$$

##### c).- Inercias

$I_x$  : es la inercia de la sección de acero con respecto al eje neutro del alma.

$$I_x = \frac{1}{4} [A_i(H_o + t_i)^2 + A_s(H_o + t_s)^2] + \frac{1}{12} [b_i \cdot t_i^3 + b_s \cdot t_s^3 + H_o \cdot t_o^3 + b_c \cdot t_c^3] + A_r(t_i + \frac{1}{2}(H_o + t_c))^2 \quad (4.16)$$

$I_v$  : es la inercia de la sección de acero con respecto a su propio eje neutro.

$$I_v = I_x - A_v(d_v)^2 \quad (4.17)$$

##### d).- Distancias y Módulos Resistentes

$X_c$  : es la distancia desde el eje neutro de la sección de acero al borde superior de la viga.

$$X_c = 0.5H_o + t_s + |d_v| \quad (4.18)$$

$S_c$  : módulo resistente a la flexión de la sección de acero en el borde superior de la viga.

$$S_c = \frac{I_v}{X_c} \quad (4.19)$$

$X_t$  : es la distancia desde el eje neutro de la sección de acero al borde inferior de la viga.

$$X_t = 0.5H_o + t_i + t_c - |d_v| \quad (4.20)$$

$S_t$  : módulo resistente a la flexión de la sección de acero en el borde inferior de la viga.

$$S_t = \frac{I_v}{X_t} \quad (4.21)$$

#### 4.4.4.4.- Propiedades de la sección compuesta

##### a).- Área

$A_c$  : es el área de la sección compuesta.

$$A_c = \frac{B e_o}{n} \quad (4.22)$$

$n$  : relación modular.

##### b).- Posición de la fibra neutra

$d_c$ : es la distancia desde el eje neutro del alma al eje neutro de la sección compuesta.

$$d_c = \frac{-\frac{1}{2} A_i(H_o + t_i) + \frac{1}{2} A_s(H_o + t_s) - A_r(t_i + \frac{1}{2}(H_o + t_c)) + A_c(\frac{1}{2}(H_o + e_o) + t_s)}{A_v + A_c} \quad (4.23)$$

##### c).- Inercias

$I_y$  : es la inercia de la sección compuesta con respecto al eje neutro del alma.

$$I_y = I_x + \frac{1}{12} B \cdot e_o^3 + A_c(\frac{1}{2}(H_o + e_o) + t_s)^2 \quad (4.24)$$

$I_c$  : es la inercia de la sección compuesta con respecto a su propio eje neutro.

$$I_c = I_y - (A_v + A_c) \cdot (d_c)^2 \quad (4.25)$$

#### d).- Distancias y Módulos resistentes

$X_{c_n}$ : es la distancia desde el eje neutro de la sección compuesta al borde superior de la viga.

$$X_{c_n} = 0.5H_o + t_s - |dc| \quad (4.26)$$

$Sc_n$ : módulo resistente a la flexión de la sección compuesta en el borde superior de la viga.

$$Sc_n = \frac{I_c}{X_{c_n}} \quad (4.27)$$

$X_{t_n}$ : es la distancia desde el eje neutro de la sección compuesta al borde inferior de la viga.

$$X_{t_n} = 0.5H_o + t_i + t_c + |dc| \quad (4.28)$$

$St_n$ : módulo resistente a la flexión de la sección compuesta en el borde inferior de la viga.

$$St_n = \frac{I_c}{X_{t_n}} \quad (4.39)$$

$X_{h_n}$ : es la distancia desde el eje neutro de la sección compuesta al borde superior de la losa de hormigón.

$$X_{h_n} = X_{c_n} + e_o \quad (4.30)$$

$Sh_n$ : módulo resistente a la flexión de la sección compuesta en el borde superior de la losa de hormigón.

$$Sh_n = \frac{I_c}{X_{h_n}} \quad (4.31)$$

Para los efectos de cálculo de las propiedades de la sección compuesta, la losa de hormigón se transforma en un área equivalente de acero. Para ello, el área de hormigón se divide por la razón modular "n" para cargas de corta duración, tales como carga viva e impacto (LL+I). Para cargas de larga duración, como la carga muerta superpuesta (SDL), el divisor es 3"n", para tener en cuenta los efectos del flujo plástico.

Producto de lo anterior, para cargas muertas superpuesta se determinan los respectivos:  $dc', Ac', I_c', X_{c_{3n}}, X_{t_{3n}}, X_{h_{3n}}, Sc_{3n}, St_{3n}, Sh_{3n}$ , cuyo procedimiento de cálculo es semejante a los anteriores pero remplazando **n** por **3n**. Las designaciones de los respectivos ejes neutros y distancias aparecen esquematizadas en la Figura 4.9.



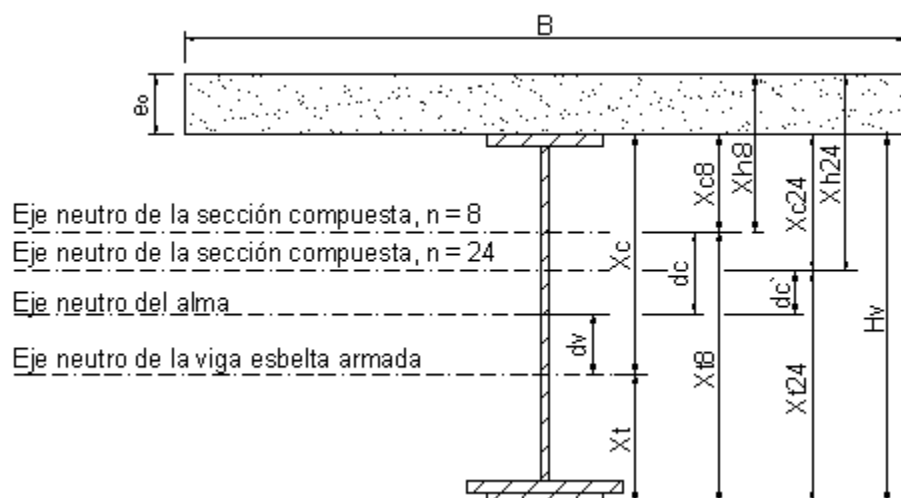


Figura 4.9 – Esquema de los ejes neutros y sus respectivas distancias asociadas.

**Observación:** para los propósitos de esta tesis en particular, en el cálculo de las propiedades de la sección compuesta no se considera la contribución del área de acero del refuerzo longitudinal del tablero de hormigón. Esto, por considerarse que su aporte en términos de áreas es despreciable.

#### 4.4.5.- Cálculo de esfuerzos de trabajo

Según la norma AASHTO (1996), las vigas esbeltas armadas deben diseñarse por el método del momento de inercia por flexión pura, para satisfacer la fórmula de flexión (4.32):

$$F_b \geq \frac{M}{S} \quad (4.32)$$

$$S = \frac{I}{C} \quad (4.33)$$

En donde:

M : momento flector de la sección.

Fb : esfuerzo admisible a flexión.

S : modulo resistente de la sección.

I : momento de inercia de la sección.

C : distancia desde el eje neutro de la sección de la viga a la superficie más extrema.

Las fórmulas que a continuación se presentan corresponden al diseño de vigas sin alzaprimas, pues se supone, que las vigas no van a estar apuntaladas durante el vaciado de la losa de hormigón.

a).- Esfuerzo en la fibra extrema superior de acero (compresión)

$$f_c = \frac{M_{DL}}{S_c} + \frac{M_{SDL}}{S_{c'_n}} + \frac{M_{LL+I}}{S_{c_n}} \quad (4.34)$$

b).- Esfuerzo en la fibra extrema inferior de acero (tracción)

$$f_t = \frac{M_{DL}}{S_t} + \frac{M_{SDL}}{S_{t'_n}} + \frac{M_{LL+I}}{S_{t_n}} \quad (4.35)$$

c).- Esfuerzo en la fibra extrema superior del hormigón

$$f_h = \frac{M_{SDL}}{n' Sh'_n} + \frac{M_{LL+I}}{n Sh_n} \quad (4.36)$$

d).- Esfuerzo cortante promedio en el alma

$$f_v = \frac{V_{DL} + V_{SDL} + V_{LL+I}}{A_o} \quad (4.37)$$

En donde:

$M_{DL}$  : momento debido a las cargas muertas (o peso propio).

$M_{SDL}$  : momento debido a las cargas superpuestas (o sobrecargas permanentes).

$M_{LL+I}$  : momento debido a las cargas viva más el efecto producido por el impacto.

$V_{DL}$  : cortante en el alma debido a las cargas muertas.

$V_{SDL}$  : cortante en el alma debido a las cargas superpuestas.

$V_{LL+I}$  : cortante en el alma debido a las cargas viva más el efecto producido por el impacto.

#### 4.4.6.- Verificaciones

Las dimensiones de la sección transversal compuesta, (viga esbelta armada más losa de hormigón) deben ser verificadas por los criterios establecidos en la norma de diseño para: resistencia de los materiales, relaciones altura-luz de la sección compuesta y relaciones ancho-espesor de almas y aletas.

Las relaciones antes mencionadas, permiten evitar o disminuir los efectos de pandeo local de la viga y reducir la inestabilidad de sección transversal en su conjunto.

#### 4.4.6.1.- Resistencia de los materiales

En cuanto a la resistencia de los materiales, tanto para vigas de acero homogéneas como híbridas, debe cumplirse lo siguiente:

##### a).- Para el hormigón del tablero

$$f_h \leq F_h \quad (4.38)$$

##### b).- Para el acero en compresión

$$f_c \leq F_c \quad (4.39)$$

##### c).- Para el acero en tracción

$$f_t \leq F_t \quad (4.40)$$

##### d).- Para el esfuerzo cortante promedio del alma

$$f_v \leq F_v \quad (4.41)$$

#### 4.4.6.2.- Relaciones ancho-espesor para vigas de acero homogéneas

Para los esfuerzos calculados iguales a los esfuerzos admisibles, la norma AASHTO (1996), establece que las máximas relaciones ancho-espesor (ó alto-espesor, en el caso de almas) para un miembro a compresión en puentes de carretera se encuentran restringidas por las siguientes limitaciones.

##### a).- Alma de vigas con rigidizadores transversales

$$\frac{H_o}{t_o} \leq \frac{263}{\sqrt{F_y}} \quad (4.42)$$

Donde:

$F_y$  : tensión de fluencia del acero en, ton/cm<sup>2</sup>

$H_o$  : alto del alma.

$t_o$  : espesor del alma.

##### b).- Ala en compresión

$$\frac{b_s}{t_s} \leq \frac{37}{\sqrt{F_y}} \quad (4.43)$$

Donde:

$F_y$  : tensión de fluencia del acero, en ton/cm<sup>2</sup>

$b_s$  : ancho del ala en compresión.

$t_s$  : espesor del ala en compresión.

#### c).- Ala en tracción

$$\frac{b_i}{t_i} \leq \frac{37}{\sqrt{F_y}} \quad (4.44)$$

Donde:

$F_y$  : tensión de fluencia del acero, en ton/cm<sup>2</sup>.

$b_i$  : ancho del ala en tracción.

$t_i$  : espesor del ala en tracción.

#### 4.4.6.3.- Relaciones ancho-espesor para vigas de acero híbridas

Para los esfuerzos calculados menores que esfuerzo admisible, la norma AASHTO (1996), establece que las máximas relaciones ancho-espesor (ó alto-espesor, en el caso de almas) para un miembro a compresión en puentes de carretera se encuentran restringidas por las siguientes limitaciones.

#### a).- Alma de vigas con rigidizadores transversales

$$\frac{H_o}{t_o} \leq \frac{193,56}{\sqrt{f_{bc}}} \quad (4.45a)$$

$$f_{bc} = \frac{f_c}{R_i} \quad (4.45b)$$

Donde:

$f_c$ : esfuerzo de flexión calculado en la aleta a compresión, en ton/cm<sup>2</sup>.

$H_o$  : alto del alma.

$t_o$  : espesor del alma.

$R_i$  : coeficiente de reducción por viga híbrida.

#### b).- Ala en compresión

$$\frac{b_s}{t_s} \leq \frac{27.3}{\sqrt{f_{bc}}} \quad (4.46a)$$

$$f_{bc} = \frac{f_c}{R_i} \quad (4.46b)$$

Donde:

$f_c$  : esfuerzo de flexión calculado en la aleta a compresión, en  $\text{ton/cm}^2$  .

$b_s$  : ancho del ala en compresión.

$t_s$  : espesor del ala en compresión.

$R_i$  : coeficiente de reducción por viga híbrida.

#### c).- Ala en tracción

$$\frac{b_i}{t_i} \leq \frac{27.3}{\sqrt{f_{bt}}} \quad (4.47a)$$

$$f_{bt} = \frac{f_t}{R_i} \quad (4.47b)$$

Donde:

$f_t$  : esfuerzo de flexión calculado en la aleta a tracción, en  $\text{ton/cm}^2$  .

$b_s$  : ancho del ala en compresión.

$t_s$  : espesor del ala en compresión.

$R_i$  : coeficiente de reducción por viga híbrida.

#### 4.4.6.4.- Dimensiones de las cubreplacas

La longitud de la cubreplaca, unida a cualquiera de las aletas, deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$L_p \geq 2H_v + 0.9 \quad (4.48)$$

Donde:

$L_p$  : longitud de la cubreplaca, en mts

$H_v$  : altura de la sección de acero, en mts

Además, el espesor máximo de una cubreplaca sobre el ala, no será mayor que dos veces el espesor del ala donde la cubreplaca esta adherida.

#### 4.4.7.- Cálculo de las deflexiones

##### 4.4.7.1.- Deflexión por carga muerta

Las deflexiones por carga muerta se pueden necesitar de modo que al hormigón del tablero pueda dársele niveles específicos de acabado, o para contrarrestar las deflexiones por carga muerta (contraflecha).

Según Hedefine (1997), la deflexión por carga muerta tiene dos componentes, una corresponde a DL y la otra SDL. Para el cálculo de DL, se debe usar el momento de inercia “I” de la sección sola de acero. Para SDL, “I” debe ser la correspondiente a la razón modular de la sección compuesta para carga muerta superpuesta (3n). Ambas componentes pueden calcularse de la siguiente fórmula:

$$\delta = \frac{500}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (4.49)$$

Donde:

$\delta$  = deflexión por carga muerta, en cm

q = carga uniforme, en ton/mts

L = luz, en mts

E = modulo de elasticidad del acero, en ton/m<sup>2</sup>

I = momento de inercia de la sección compuesta para cargas muertas superpuestas (n' = 3n) con respecto al eje neutro, en m<sup>4</sup>

#### 4.4.7.2.- Deflexión por carga viva

Los cálculos de la deflexión por carga viva deben basarse en el momento de inercia de la sección bruta, o de la sección transformada en el caso de vigas compuestas.

Según Hedefine (1997), la deflexión por carga viva en el centro de la luz de un larguero simplemente apoyado, se puede obtener con precisión aceptable de la fórmula aproximada (4.50a).

$$\delta = \frac{18.75}{EI} \frac{Pt}{L^3 - 51.5612L + 135.3545} \quad (4.50a)$$

$$Pt = Wr \cdot CD(1+i) \quad (4.50b)$$

Donde:

$\delta$  = deflexión por carga viva, en cm

Wr = peso de la rueda delantera del camión, en ton

CD = coeficiente de distribución por carga viva

i = coeficiente de impacto

L = luz, en mts

E = modulo de elasticidad del acero, en ton/m<sup>2</sup>

I = momento de inercia de la sección compuesta para cargas vivas (n) con respecto al eje neutro, en m<sup>4</sup>

## 4.5.- Diseño de atiesadores

La flexión de las vigas tiende a pandear las almas delgadas. Este pandeo puede evitarse haciendo el alma relativamente gruesa comparada con su altura o rigidizando el alma mediante atiesadores. En vigas armadas, se emplean placas conectadas en forma perpendicular al alma. Los atiesadores pueden colocarse de manera longitudinal o transversal (verticalmente) o en ambas direcciones (Sears, 1997).

En este caso, para el diseño de las vigas armadas, se consideraron las relaciones alto-espesor del alma para vigas sin rigidizadores longitudinales. Por lo tanto, no se presentan los criterios de diseño para atiesadores longitudinales.

### 4.5.1.- Atiesadores de carga

En vigas armadas simplemente apoyadas, según Sears (1997), se requieren atiesadores de carga en los apoyos y deben colocarse por pares, es decir, un atiesador a cada lado del alma. Además, deben diseñarse por aplastamiento y como columnas para evitar el pandeo.

Las alas de los atiesadores de carga deben extenderse tan cerca como sea práctico hasta los bordes externos de las aletas. Asimismo, deben esmerilarse para que ajusten contra la aleta a través de la cual se transmite la carga concentrada o la reacción, o deben conectarse a esa aleta con soldaduras de surco de penetración completa.

#### 4.5.1.1.- Diseño por aplastamiento

Los atiesadores de carga deben diseñarse por aplastamiento sobre el área que esta realmente en contacto con el ala. En este caso, el esfuerzo real de aplastamiento “ $f_p$ ” no deberá exceder al esfuerzo admisible de aplastamiento “ $F_p$ ”. No deben tomarse en cuenta las porciones de los atiesadores ajustados a filetes de ángulos de las alas o a soldaduras entre ala y alma (Sears, 1997).

En general debe cumplirse:  $f_p \leq F_p$  (4.51)

Donde:

$F_p = 0.8 \cdot F_y$  : Esfuerzo admisible al aplastamiento, en ton/cm<sup>2</sup>

$f_p = V/A_p$  : Esfuerzo real de aplastamiento, en ton/cm<sup>2</sup>

$F_y$  : tensión de fluencia del acero del atiesador, en ton/cm<sup>2</sup>

$V$  : Fuerza cortante máxima en el apoyo, en ton

$t_p$  : espesor del atiesador de carga, en cm

$b_p$  : ancho del atiesador de carga, en cm

$z$  : desbaste para permitir la soldadura entre alma y aleta, en cm

$b_e = b_p - z$  : Ancho efectivo de cada placa, en cm

$A_p$  : el área de apoyo efectiva, en cm<sup>2</sup>

Para un par de atiesadores de carga:  $A_p = 2 \cdot b_e \cdot t_p$ , en cm<sup>2</sup>

Para dos pares de atiesadores de carga:  $A_p = 4 \cdot b_e \cdot t_p$ , en cm<sup>2</sup>

#### 4.5.1.2.- Diseño como columnas

También, deben diseñarse como columnas. En las vigas armadas ordinarias, la sección de la columna esta compuesta por los atiesadores de carga y una porción del alma. En el caso de atiesadores consistentes en dos placas, la porción efectiva del alma es una franja centrada de  $18t_o$  de ancho, donde " $t_o$ " es el espesor del alma en cm (Figura 4.10a). Cuando los atiesadores están formados por cuatro placas o más, la porción efectiva del alma es una franja central que incluye la porción entre los atiesadores y que se extiende fuera de ellos una distancia total de  $18t_o$  (Figura 4.10b). El radio de giro debe calcularse con respecto al eje que pasa por el centro del alma (Sears, 1997).

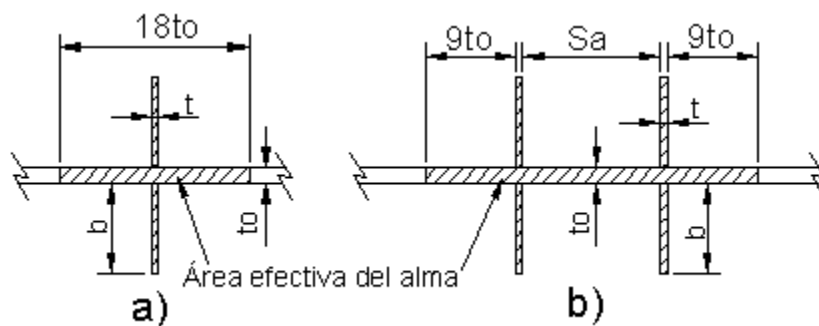


Figura 4.10 - Áreas efectivas para el diseño de rigidizadores.

El diseño de atiesadores de apoyo como columna, debe ser tal, que el esfuerzo admisible a la compresión del atiesador " $F_{ca}$ ", sea menor o igual al esfuerzo real de compresión " $f_{ca}$ ". Los respectivos " $F_{ca}$ " y " $f_{ca}$ " se calculan de acuerdo a las siguientes expresiones:



$$F_{ca} = \frac{F_y}{F.S} \left[ 1 - \frac{(KL/r)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right], \quad \text{si } KL/r \leq C_c \quad (4.52a)$$

$$F_{ca} = \frac{4\pi^2 E}{F.S(KL/r)^2}, \quad \text{si } KL/r \geq C_c \quad (4.52b)$$

$$f_{ca} = V/A_e \quad (4.53)$$

Donde:

$$C_c = \sqrt{2\pi^2 E_a / F_y}$$

$F_{ca}$  : esfuerzo admisible a la compresión del atiesador, en ton/cm<sup>2</sup>

$f_{ca}$  : esfuerzo real de compresión del atiesador, en ton/cm<sup>2</sup>

F.S = 2.12, factor de seguridad según AASHTO

$K$  : coeficiente de longitud efectiva

$L$  : longitud real no arriostrada, en cm (en este caso  $L = H_o$ )

$E_a$  : módulo de elasticidad del acero del atiesador, en ton/cm<sup>2</sup>

$F_y$  : tensión de fluencia del acero del atiesador, en ton/cm<sup>2</sup>

$V$  : Fuerza cortante máxima en el apoyo, en ton

$r = \sqrt{(I_{xx} / A_e)}$  : Radio de giro, en cm

$A_e$  : área efectiva de la sección de la columna, en cm<sup>2</sup>

Para un par de atiesadores de carga:  $A_e = L_e \cdot t_o + 2 \cdot b_p \cdot t_p$

Para dos pares de atiesadores de carga:  $A_e = L_e \cdot t_o + 4 \cdot b_p \cdot t_p$

$L_e$  : longitud efectiva de la porción del alma, en cm

Para un par de atiesadores de carga:  $L_e = 18 t_o$

Para dos pares de atiesadores de carga:  $L_e = 18 t_o + S_a$

$I_{xx}$ : inercia de la sección de la columna con respecto al eje del alma, en cm<sup>4</sup>

Para un par de atiesadores de carga:  $I_{xx} = \frac{1}{12} [t_p(2b_p + t_o)^3 + (L_e - t_p)t_o^3]$

Para dos pares de atiesadores de carga:  $I_{xx} = \frac{1}{12} [2t_p(2b_p + t_o)^3 + (L_e - 2t_p)t_o^3]$

La relación ancho-espesor de un atiesador de placa no debe exceder:

$$\frac{b_p}{t_p} \leq \frac{18.3}{\sqrt{F_y}} \quad (4.54)$$

Donde:

$F_y$  : tensión de fluencia del acero del atiesador, en ton/cm<sup>2</sup>

$t_p$  : espesor del atiesador, en cm

$b_p$  : ancho del atiesador, en cm

#### 4.5.2.- Atiesadores de rigidez

El empleo de atiesadores contribuye a minimizar las probabilidades de pandeo local. En puentes de carretera, según la AASHTO, los atiesadores transversales intermedios (ó atiesadores de rigidez) pueden ser omitidos si el esfuerzo cortante promedio de la sección bruta del alma “fv” es menor que el valor determinado por la fórmula 4.55, que deriva de la relación alto-espesor para alma de vigas sin atiesadores (fórmula 4.56). Sin embargo, se pueden requerir atiesadores para las conexiones a entramados transversales de arriostramiento.

$$Fv' = \frac{5153.6}{(Ho/to)^2} \leq \frac{Fy}{3} \quad (4.55)$$

$$\frac{Ho}{to} \leq \frac{71.6}{\sqrt{fv}} \leq 150 \quad (4.56)$$

Donde:

Ho : alto del alma, en cm

to : espesor del alma, en cm

Fv' : esfuerzo cortante admisible de almas no atiesadas, en ton/cm<sup>2</sup>

fv : esfuerzo cortante promedio del alma, en ton/cm<sup>2</sup>

Deben usarse atiesadores de rigidez en vigas de puentes de carretera cuando Ho/to ó “fv” excede los valores antes mencionados. Cuando los atiesadores de rigidez sean requeridos, con o sin atiesadores longitudinales, el espaciamiento entre ellos será tal que, el actual esfuerzo cortante “fv” no excederá el valor determinado por la ecuación (4.57); el máximo espaciamiento esta limitado a 3Ho y esta sujeto al siguiente requerimiento:

$$Fv.a.t = \frac{Fy}{3} \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(do/Ho)^2}} \right] \quad (4.57)$$

Donde:

Fv.a.t : esfuerzo cortante admisible de almas atiesadas, en ton/cm<sup>2</sup>

C : relación entre el esfuerzo cortante de pandeo y el esfuerzo cortante de cadencia, y esta determinado por lo siguiente :

$$C = 1 \text{ cuando } \frac{Ho}{to} < 50.3798 \sqrt{\frac{K}{Fy}} \quad (4.58a)$$

$$C = \frac{50.3798}{H_o/t_o} \sqrt{\frac{K}{F_y}} \text{ cuando } 50.3798 \sqrt{\frac{K}{F_y}} \leq \frac{H_o}{t_o} \leq 62.8422 \sqrt{\frac{K}{F_y}} \quad (4.58b)$$

$$C = \frac{3163.866K}{(H_o/t_o)^2 F_y} \text{ cuando } \frac{H_o}{t_o} \geq 62.8422 \sqrt{\frac{K}{F_y}} \quad (4.58c)$$

$$K = 5[1 + (H_o/d_o)^2]$$

$F_y$  : tensión de fluencia del acero del alma, en ton/cm<sup>2</sup>

$d_o$  : espaciamiento entre atiesadores de rigidez, en mts

El espaciamiento esta limitado a un máximo de  $3H_o$ , o para paneles de vigas sin atiesadores longitudinales el espaciamiento de estos atiesadores no debe exceder a  $(260 \cdot t_o)^2 / H_o$  para asegurar la fabricación, manejo y montaje eficientes de las vigas.

En vigas simplemente apoyadas, el espaciamiento del primer atiesador transversal será tal que, el esfuerzo cortante del alma al final del panel no exceda el valor determinado por la ecuación (4.59). (En este caso, el máximo espaciamiento esta limitado a  $1.5H_o$ )

$$F_{v.a.t} = CF_y/3 \leq F_y/3 \quad (4.59)$$

Los atiesadores de rigidez pueden ser de un acero convencional, aunque el alma y las alas sean de un acero de grado superior.

Los atiesadores de rigidez se pueden conectar al alma de las vigas de puentes de carreteras solos o en pares. Cuando se emplean rigidizadores en ambos lados del alma, deben ajustarse firmemente contra el ala a compresión. Cuando se coloca un atiesador en un sólo lado del alma debe estar en contacto, pero no necesariamente conectado a la aleta de compresión. Los atiesadores de rigidez no necesitan estar en contactos con el ala a tensión. Sin embargo, la distancia entre el extremo de la soldadura del atiesador y el borde cercano de los filetes de soldadura entre alma y aleta no debe ser menor que  $4 \cdot t_o$  ni mayor que  $6 \cdot t_o$ , donde " $t_o$ " es el espesor del alma.

En general, los atiesadores de rigidez según Sears (1997), deben diseñarse de modo que:

$$l_a \geq l \quad (4.60)$$

$$l = d_o t_o^3 J \quad (4.61a)$$

$$J = 2.5 (H_o/d_o)^2 - 2 \geq 0.5 \quad (4.61b)$$

Donde:

- la : momento de inercia, en cm<sup>4</sup>, del atiesador de rigidez
- J : relación entre las rigideces del atiesador y el alma
- do : distancia, en cm, entre los atiesadores de rigidez
- to : espesor del alma, en cm

En pares de atiesadores, “la” debe tomarse con respecto al centro del alma. Si es un atiesador sencillo, “la” debe tomarse con respecto a la cara del alma en contacto con éste. En cualquier caso, los atiesadores de rigidez deben proyectarse una distancia, en cm desde el alma, de al menos:

$$ba \geq \begin{cases} 5.08 + \frac{Ho}{30} \\ \frac{bs}{4} \end{cases} \quad (4.62)$$

Y el espesor no será menor que:

$$ta \geq \begin{cases} \frac{ba}{16} \\ to \end{cases} \quad (4.63)$$

Donde:

- ba : ancho del atiesador, en cm
- bs : ancho del ala a compresión, en cm
- ta : espesor del atiesador, en cm

Los atiesadores de rigidez deben tener una sección transversal bruta de área Aa, en cm<sup>2</sup>, que cumpla con la siguiente condición:

$$Aa \geq A$$
$$A = [0.15*B*Ho*to*(1-C)(fv/Fv)-18to^2]Y \quad (4.64)$$

Donde:

- A = [0.15\*B\*Ho\*to\*(1-C)(fv/Fv)-18to<sup>2</sup>]Y
- B = 1.0 para par de rigidizadores
- B = 1.8 para ángulos sencillos
- B = 2.4 para placas sencillas
- C : calculado de acuerdo a las fórmulas (4.57)
- Fv : esfuerzo cortante admisible del alma, en ton/cm<sup>2</sup>
- fv : esfuerzo cortante promedio calculado, en ton/cm<sup>2</sup>
- Y : relación entre la tensión de fluencia del acero del alma y la tensión de fluencia del acero del atiesador

Cuando el área A, calculada con la fórmula (4.64) es muy pequeña o negativa, los atiesadores de rigidez solo necesitan satisfacer la ecuación (4.60), y las limitaciones ancho-espesor dadas previamente (Fórmulas 4.62 y 4.63).

#### 4.6.- Criterios y recomendaciones de diseño exigidos en Chile

En Chile, el diseño de puentes y de otras estructuras viales esta basado en las consideraciones del Manual de Carreteras en su Volumen N°3 [8]. Éste es un documento de carácter normativo, a ser usado como guía técnica para el desarrollo de obras viales. En él se establecen políticas, criterios, procedimientos y métodos a cumplir, los que tienen relación con la planificación, estudio, evaluación, diseño, construcción, seguridad, mantenimiento y calidad e impacto ambiental.

Los diseños de puentes en Chile deben realizarse bajo las disposiciones de la norma AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Editions, 1996”, y sus futuras actualizaciones.

Las disposiciones y recomendaciones del Manual de Carreteras acerca de las especificaciones de la norma AASHTO corresponden, en general, a aclaraciones o interpretaciones que pueden no ajustarse a la experiencia chilena.

A continuación, se exponen algunos criterios de diseños extraídos del Volumen N°3 del Manual de Carreteras, los cuales son empleados y aplicados normalmente por la Dirección de Vialidad.

**a).- Espesores mínimos:** se deberán respetar los siguientes espesores mínimos, en los elementos que se detallan a continuación:

- |                               |         |
|-------------------------------|---------|
| • Alas y Almas                | 12 [mm] |
| • Cubreplacas de refuerzo     | 10 [mm] |
| • Atiesadores de carga        | 10 [mm] |
| • Atiesadores de rigidez      | 8 [mm]  |
| • Arriostramientos            | 8 [mm]  |
| • Otros elementos principales | 5 [mm]  |
| • Elementos secundarios       | 4 [mm]  |

**b).- Cargas permanentes:** para la determinación de cargas permanentes, se recomienda el uso de los siguientes pesos específicos:

- Hormigón simple 2.20 [ton/m<sup>3</sup>]
- Hormigón armado 2.50 [ton/m<sup>3</sup>]
- Hormigón de pavimento 2.40 [ton/m<sup>3</sup>]
- Acero estructural 7.85 [ton/m<sup>3</sup>]
- Capa asfáltica 2.40 [ton/m<sup>3</sup>]

**c).- Camión de Diseño:** como se dijo anteriormente, en Chile, los puentes son diseñados considerando un camión HS20-44 incrementadas sus cargas en un 20%. Estas magnitudes de carga fueron definidas en el Artículo 4.4.2.2 (Figuras 4.2c, 4.3c y 4.4c) del presente Capítulo.

## **CAPITULO V: DISEÑO DE VIGAS ESBELTAS ARMADAS, PARA LUCES SIMPLES DE 25, 30 Y 40 METROS, SEGÚN METODO ASD DE AASHTO**

### **5.1.- Introducción**

En el presente capítulo, para las diferentes luces y configuraciones de material que componen los diseños a analizar, se realizará el diseño de las vigas esbeltas armadas simplemente apoyadas según el método ASD de AASHTO [1], y de acuerdo con la metodología planteada en el Artículo 1.3 de la presente investigación.

Para obtener los resultados de las tres alternativas de diseño de las vigas, en una primera fase se expone la información básica adoptada para el diseño (antecedentes generales, bases de diseño, materiales empleados, cargas solicitantes). En la segunda fase, para las tres configuraciones de diseño aplicadas en cada luz, se calculan las solicitaciones que deben resistir las vigas; y en la tercera fase y final, se entregan los resultados asociados al diseño de dichas alternativas. En esta tercera fase, en cuanto al diseño por flexión de las vigas, contiene sólo los resultados para las secciones centrales de la luz, los resultados de las otras secciones se presentan en el Anexo B.

### **5.2.- Antecedentes generales para el diseño**

#### **5.2.1.- Generalidades**

Los antecedentes expuestos en este trabajo entregan las herramientas para llevar a cabo el diseño de la superestructura de vigas, según el método ASD de AASHTO [1] y siguiendo las recomendaciones del Manual de Carreteras.

Para el desarrollo de este capítulo, serán empleados los criterios y especificaciones de diseño, descritos en el Capítulo IV de la presente investigación.

Todos los resultados obtenidos de procedimiento de diseño se resumen en tablas. Para una mayor asimilación de éstos, en el Anexo C, se incluyen esquemas ilustrativos de los diseños de las vigas esbeltas armadas con sus respectivas dimensiones, los cuales sintetizan gráficamente los resultados derivados del diseño.

De acuerdo a los objetivos de esta investigación, para llevar a cabo el análisis técnico del proyecto en estudio, se analizarán vigas simples para luces de 25, 30 y 40 metros, con las alternativas de diseño expuestas en la Tabla y Figura 1.1. Dichas alternativas son resumidas a continuación:

- **Diseño 1:** tres vigas homogéneas de acero A52-34ES, es decir, la viga es diseñada totalmente en acero A52-34ES.
- **Diseño 2:** tres vigas híbridas, que combinan acero A52-34ES en el alma y elementos secundarios, y acero HPS 70W en las alas y cubreplacas.
- **Diseño 3:** tres vigas homogéneas de acero HPS 70W, este diseño incorpora acero HPS 70W en la sección principal y acero A52-34ES en los elementos secundarios.

Las tres configuraciones de diseño de cada luz, serán estructuradas en base a tres vigas de acero esbeltas armadas, de sección doble T, simplemente apoyadas; y además, se considera losa colaborante (denominada también sección compuesta ó viga compuesta).

Cabe mencionar, que la alternativa de diseño en base a vigas híbridas (Diseño 2) de acero HPS-70W surge de antecedentes bibliográficos revisados, los cuales en base a experiencias de puentes reales en Estados Unidos, reflejan una gran eficiencia en pesos y costos. Para tramos simples, éstos recomiendan el empleo de vigas híbridas en secciones compuestas en flexión positiva, donde los momentos son altos pero los cortantes son bajos.

#### **a).- Consideraciones**

La investigación se realiza para un puente de carretera de tránsito bidireccional, el cual, que se encuentra emplazado en una zona rural. Por lo tanto, en las cargas de diseño no se considera la sobrecarga peatonal.

Debido a los objetivos de este estudio, sólo se compara la estructuración en acero, por lo tanto, no se diseña la losa de hormigón y se asume idéntica para todos los diseños y luces.



El diseño de los conectores de corte y soldaduras no son variables significativas en el análisis técnico ni económico de los elementos principales, por lo tanto no se considera su diseño.

Como la carga de viento actúa sobre las superficies verticales expuestas de todos los miembros, y debido a que el área expuesta de los tres diseños en cada tramo no difiere mayormente, se asumen condiciones idénticas de arriostamientos para todos los diseños. Por lo tanto, no se diseña arriostamiento lateral entre las vigas, debido a que los pesos no variaran significativamente entre un diseño y otro.

Para la rigidización de las almas de las vigas, sólo se diseñan atiesadores transversales de carga y rigidez, debido a que en las máximas relaciones alto-espesor del alma, se eligió la modalidad de almas de vigas sin atiesador longitudinal.

Para el cálculo de la carga muerta en las vigas exteriores (S1), se considera un ancho de franja de la losa:  $Fs1 = 3.4$  metros. Mientras, que para la viga interior (S2) se considera un ancho de franja de la losa:  $Fs2 = 4$  metros.

El peso considerado para los detalles de entramado en las vigas exteriores, es el 7% del peso de la viga. En cambio, para la viga interior se considera el 14% del peso de la viga.

Para el peso propio de las barreras de seguridad, se consideran barreras de hormigón del tipo New Jersey baja.

#### **b).- Sección transversal tipo de la superestructura**

La Figura 5.1, muestra la sección transversal tipo para todos los diseños y tramos en estudio. De la cual, se puede apreciar que la losa hormigón se encuentra soportada sobre tres largueros de vigas esbeltas armadas, espaciadas a 4 metros; y consta, con un ancho de calzada de 10 metros (ancho mínimo exigido por el MOP en el Manual de Carreteras, Vol. N° 3).

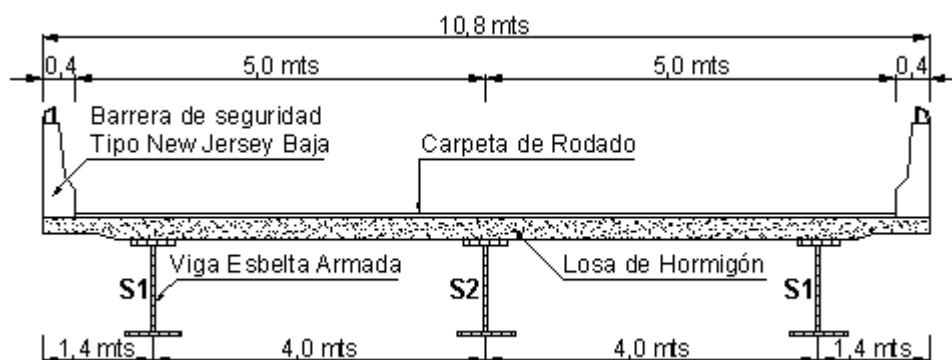


Figura 5.1 - Sección transversal tipo para todos diseños y tramos.

## 5.2.2.- Bases de diseño

### 5.2.2.1.- Normas y documentos de diseño

Como se dijo anteriormente, el diseño de las vigas esbeltas armadas homogéneas de acero estructural se realizará de acuerdo a las especificaciones de la “Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Edition, 1996”, de la norma AASHTO y sus modificaciones posteriores, incluyendo disposiciones y recomendaciones complementarias que se establecen en el Manual de Carreteras; Volumen N° 3, Capítulo 3.1000.

Mientras, las vigas esbeltas armadas híbridas, se diseñaran de acuerdo a las indicaciones de la norma AASHTO (1996), acogiendo consideraciones presentes en: textos, publicaciones u otros documentos, en relación a esta tipología de vigas.

### 5.2.2.2.- Propiedades de los materiales empleados

#### a).- Acero estructural

Los grados de acero estructural empleados en el diseño, son recomendados en la sección 6.4.1: Aceros Estructurales de la AASHTO LRFD y en el Manual de Carreteras [9] Artículo 5.507.201: Aceros estructurales, según norma NCh 203/217. Específicamente, los aceros empleados en esta investigación son de grado A52-34ES y HPS 70W, cuyas propiedades son presentadas en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 – Propiedades de los aceros estructurales empleados.

ACERO	Fy [ton/m <sup>2</sup> ]	Es [ton/m <sup>2</sup> ]	γs [ton/m <sup>3</sup> ]
A52-34ES	34.000	21.000.000	7,85
HPS 70W	49.200	21.000.000	7,85

Donde:

$F_y$  : tensión de fluencia mínima especificada para el acero

$E_s$  : módulo de elasticidad del acero

$\gamma_s$  : peso específico del acero

### b).- Hormigón

Para el hipotético puente se considera una losa de hormigón de 25 cm de espesor, construida en calidad H-30. Las propiedades del hormigón son presentadas en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 – Propiedades del hormigón empleado en la losa.

HORMIGÓN	$f_c'$ [ton/m <sup>2</sup> ]	$E_h$ [ton/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_h$ [ton/m <sup>3</sup> ]
H - 30	2.500	2.697.457	2,50

Donde:

$f_c'$  : resistencia a la compresión del hormigón

$E_h$  : módulo de elasticidad del hormigón

$\gamma_h$  : peso específico del hormigón

### c).- Pavimento asfáltico

Se asume una carpeta de rodado de 5 cm de espesor, en base a pavimento asfáltico. El peso unitario del asfalto es de 2,4 [ton/mt<sup>3</sup>].

#### 5.2.2.3.- Cargas aplicadas al diseño

##### a).- Cargas permanentes

**Carga muerta (DL):** se supone que las vigas no van a estar apuntaladas durante el vaciado de la losa de hormigón. Por lo tanto, la carga muerta sobre cada viga de acero incluye el peso de una franja de losa,  $F_{s1}$  para las vigas exteriores y  $F_{s2}$  para la viga interior. Además, de los pesos de la viga de acero y de los detalles de entramado (arriostramientos, atiesadores y conectores). Para el peso propio de los detalles de entramado, se considera lo siguiente: en las vigas exteriores el 7% del peso de la viga y en la viga interior 14% del peso de la viga. La Tabla 5.3, resume las fórmulas aplicadas para determinar la carga muerta distribuida sobre las vigas exteriores (S1) e interiores (S2).

Tabla 5.3 – Obtención de la carga muerta distribuida sobre las vigas ( $q_{DL}$ ).

CARGA MUERTA SOPORTADA POR LA VIGA DE ACERO (DL)		
Carga	Fórmula de cálculo para vigas S1	Fórmula de cálculo para vigas S2
Tablero de hormigón	$Fs1*eo*Dh$	$Fs2*eo*Dh$
Viga esbelta armada	$ys*(Ho*to+bs*ts+bi*ti+bc*tc)$	$ys*(Ho*to+bs*ts+bi*ti+bc*tc)$
Detalles entramado	$0,07*ys*(Ho*to+bs*ts+bi*ti+bc*tc)$	$0,14*ys*(Ho*to+bs*ts+bi*ti+bc*tc)$
$q_{DL}$ por viga (ton/mt)	$\Sigma$	$\Sigma$

La nomenclatura empleada se encuentra definida en el Artículo 4.4.4.

**Carga muerta superpuesta (SDL):** el peso propio de las barreras de seguridad y la futura carpeta de rodado se colocan después que el hormigón haya curado. Por lo tanto, sus pesos deben ser distribuidos por igual entre todas las vigas. El procedimiento para determinar la carga muerta superpuesta distribuida sobre las vigas es mostrado en la Tabla 5.4., considerando los siguientes valores de cargas SDL: barreras de seguridad 0.661 ton/mt y carpeta de rodado 1.2 ton/m.

Tabla 5.4 – Obtención de la carga muerta superpuesta distribuida sobre las vigas ( $q_{SDL}$ ).

CARGA MUERTA SOPORTADA POR LA SECCIÓN COMPUESTA (SDL)	
Carga	Fórmula de cálculo para vigas S1 y S2
Barrera de seguridad, New Jersey	0.661/3
Carpeta de rodado	1.2/3
$q_{SDL}$ por viga (ton/mt)	$\Sigma$

Para vigas exteriores e interior, en la Tabla 5.5, se entrega un resumen de las cargas permanentes asociadas a los tres tipos de diseños planteados para cada luz

Tabla 5.5 – Resumen de cargas permanentes, linealmente distribuidas, para vigas S1 y S2.

Luz [mts]	Diseño	Viga exterior S1		Viga interior S2	
		$q_{DL}$ por viga [ton/mt]	$q_{SDL}$ por viga [ton/mt]	$q_{DL}$ por viga [ton/mt]	$q_{SDL}$ por viga [ton/mt]
25	Diseño 1	2.484	0.620	2.882	0.620
	Diseño 2	2.411	0.620	2.804	0.620
	Diseño 3	2.398	0.620	2.791	0.620
30	Diseño 1	2.541	0.620	2.943	0.620
	Diseño 2	2.472	0.620	2.870	0.620
	Diseño 3	2.458	0.620	2.854	0.620
40	Diseño 1	2.710	0.620	3.123	0.620
	Diseño 2	2.627	0.620	3.035	0.620
	Diseño 3	2.610	0.620	3.016	0.620

## b).- Cargas vivas mas impacto (LL+i)

La carga viva impuesta es HS20–44, más una mayoración del 20% exigido por el Manual de Carreteras. Esta mayoración otorga seguridad estructural ante la incertidumbre de las cargas eventuales de vehículos mayores a las previstas en el diseño. La carga viva dominante puede ser una carga de camión o una de faja, dependiendo de la luz del puente.

Las cargas vivas fueron expuestas en el Artículo 4.4.2.2 del capítulo anterior. En la Tabla 5.6, se entrega un resumen de las cargas vivas involucradas en el diseño.

Tabla 5.6 – Resumen de las cargas vivas.

Carga viva HS20-44+20%	Detalle	Cantidad	Unidad
Carga de camión	Primer Eje	4.36	[ton]
	Segundo Eje	17.46	[ton]
	Tercer Eje	17.46	[ton]
Carga de faja	Distribuida	1.14	[ton/mt]
	Concentrada para cortante	14.16	[ton]
	Concentrada para momento	9.8	[ton]

### 5.2.2.4.- Combinación de esfuerzos

Según el método ASD de AASHTO [1], el esfuerzo de trabajo “fb” para un miembro a flexión sometido a momentos por cargas muertas, muertas superpuestas, vivas más impacto, representadas por DL, SDL, LL+i; en cualquier punto de la sección compuesta será la sumatoria de los esfuerzos causados por las cargas aplicadas separadamente para el acero y las secciones compuestas a corto y largo plazo, según la secuencia constructiva sin apuntalamiento.

$$fb = fb_{DL} + fb_{SDL} + fb_{LL+i} \leq Fb \quad (5.1)$$

Donde:

fb : esfuerzo de trabajo de flexión

fb<sub>DL</sub> : esfuerzo solicitante por carga muerta

fb<sub>SDL</sub> : esfuerzo solicitante por cargas muertas superpuestas

fb<sub>LL+i</sub> : esfuerzo solicitante por cargas vivas

Fb : esfuerzo admisible a flexión

### 5.3.- Solicitaciones de diseño

#### 5.3.1.- Solicitaciones máximas por carga muerta y carga muerta superpuesta

A continuación, se presentan las fórmulas empleadas para calcular las solicitaciones máximas de momento y corte, para cargas muertas y cargas muertas superpuestas.

##### 5.3.1.1.- Solicitaciones máximas por carga muerta (DL)

###### a).- Para vigas exteriores, S1:

- El momento máximo ocurre en el centro de la luz (L) y es igual a:

$$M_{DL(S1)} = \frac{q_{DL(S1)} \cdot L^2}{8}, [\text{ton} \cdot \text{mt}] \quad (5.2)$$

- El cortante máximo ocurre en los apoyos y es igual a:

$$V_{DL(S1)} = \frac{q_{DL(S1)} \cdot L}{2}, [\text{ton}] \quad (5.3)$$

###### b).- Para vigas interiores, S2:

- El momento máximo ocurre en el centro de la luz (L) y es igual a:

$$M_{DL(S2)} = \frac{q_{DL(S2)} \cdot L^2}{8}, [\text{ton} \cdot \text{mt}] \quad (5.4)$$

- El cortante máximo ocurre en los apoyos y es igual a:

$$V_{DL(S2)} = \frac{q_{DL(S2)} \cdot L}{2}, [\text{ton}] \quad (5.5)$$

##### 5.3.1.2.- Solicitaciones máximas por carga muerta superpuesta (SDL)

Debido a que la carga muerta superpuesta es aplicada después que el hormigón haya curado, sus pesos deben ser distribuidos por igual entre todas las vigas. Debido a esto, las máximas solicitaciones de momentos y cortes son las mismas, tanto para las vigas exteriores (S1) como para la viga interior (S2).

- El momento máximo por carga muerta superpuesta ocurre en el centro de la luz (L) y es igual a:

$$M_{SDL} = \frac{q_{SDL} \cdot L^2}{8}, [\text{ton} \cdot \text{mt}] \quad (5.6)$$

- El cortante máximo por carga muerta superpuesta ocurre en los apoyos y es igual a:

$$V_{SDL} = \frac{q_{SDL} \cdot L}{2}, [\text{ton}] \quad (5.7)$$

Las solicitaciones máximas para vigas interiores y exteriores, debido a cargas muertas y cargas muertas superpuestas son resumidas en la Tabla 5.7, para los tres tipos diseño de cada luz.

Tabla 5.7 – Solicitaciones máximas debido a cargas muertas y cargas muertas superpuestas.

LUZ [mts]	TIPOS DE DISEÑO	Viga Exterior S1		Viga Interior S2		Viga Interior y Exterior	
		$M_{DL(S1)}$ [ton*mt]	$V_{DL(S1)}$ [ton]	$M_{DL(S2)}$ [ton*mt]	$V_{DL(S2)}$ [ton]	$M_{SDL}$ [ton*mt]	$V_{SDL}$ [ton]
25	DISEÑO 1	194.036	31.046	225.166	36.027	48.464	7.754
	DISEÑO 2	188.327	30.132	219.083	35.053	48.464	7.754
	DISEÑO 3	187.342	29.975	218.035	34.886	48.464	7.754
30	DISEÑO 1	285.837	38.112	331.085	44.145	69.788	9.305
	DISEÑO 2	278.136	37.085	322.880	43.051	69.788	9.305
	DISEÑO 3	276.482	36.864	321.118	42.816	69.788	9.305
40	DISEÑO 1	541.921	54.192	624.570	62.457	124.067	12.407
	DISEÑO 2	525.458	52.546	607.030	60.703	124.067	12.407
	DISEÑO 3	521.930	52.193	603.271	60.327	124.067	12.407

### 5.3.2.- Solicitaciones máximas por carga viva más impacto (LL+i)

#### 5.3.2.1.- Solicitaciones máximas por carga de camión (t)

Según Hedefine (1997), para obtener el efecto máximo con la carga HS20-44+20% de camión, las cargas del segundo y tercer eje, con espaciamento variable V, deben ser colocadas a 4.267 mts, el mínimo permitido. Luego, la distancia “a” del centro de gravedad de las tres cargas de eje a la carga central se halla al tomar momentos con respecto a la carga central.

$$a = \frac{17.46 \cdot 4.267 - 4.356 \cdot 4.267}{17.46 + 17.46 + 4.356} = 1.42\text{mts} \quad (5.8)$$

El momento máximo ocurre bajo la carga del eje central, cuando su distancia desde el centro de la luz es igual a la distancia del centro de gravedad de las cargas al centro de la luz, o sea  $[1.42/2] = 0.71\text{mts}$ . Así que la carga central debe colocarse a  $[L/2 - 0.71]$  mts desde el apoyo (Figura 5.2). De este modo:

- El momento máximo debido a la carga de camión, en vigas simplemente apoyadas es:

$$M_t = \frac{39.276 \cdot \left(\frac{L}{2} + 0.71\right)^2}{L} - 17.46 \cdot 4.267, [\text{ton} \cdot \text{mt}] \quad (5.9)$$

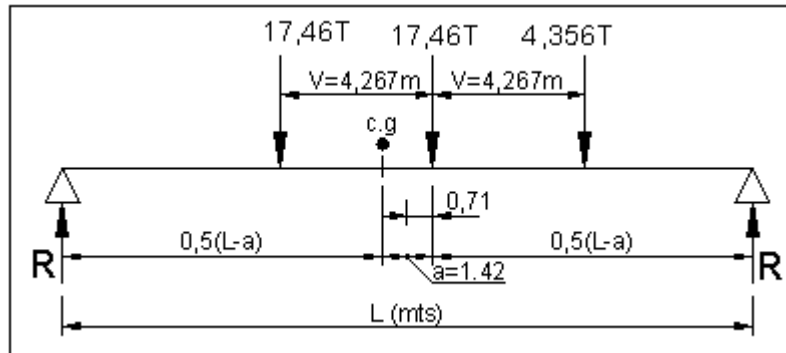


Figura 5.2 - Máximo momento en la luz con carga de camión.

Para determinar el cortante máximo por carga de camión, la carga de externa de 17.46 ton debe ubicarse sobre uno de los apoyos, tal como lo indica la Figura 5.3. Entonces:

- El cortante máximo debido a la carga de camión, en vigas simplemente apoyadas, se determina con la siguiente fórmula:

$$V_t = \frac{39.276(L - 4.267 + a)}{L}, [\text{ton}] \quad (5.10)$$

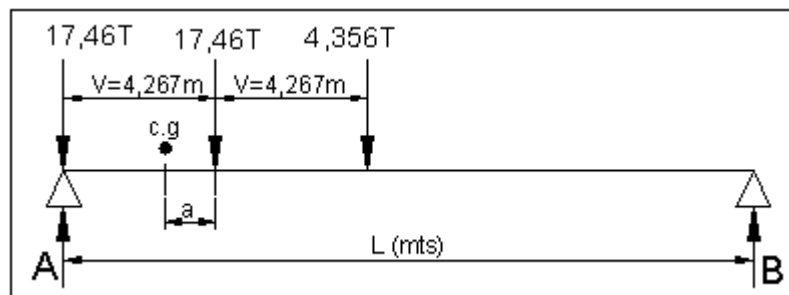


Figura 5.3 - Cortante máximo en la luz con carga de camión

### 5.3.2.2.- Solicitaciones máximas por carga de faja (I)

Para la determinación de las solicitaciones máximas por la carga de faja, a la carga uniformemente distribuida en la dirección longitudinal se le deben aplicar distintas magnitudes de carga concentradas para momento y cortante. Según la norma AASHTO, para HS20-44+20%, a la carga de faja de 1.143 ton/mt se le debe agregar una carga concentrada de 9.8 ton para momento (Figura 5.4) y de 14.15 ton para cortante (Figura 5.5).



Debido a lo anterior:

- El momento máximo debido a la carga de faja se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Ml = \frac{1.143 \cdot L^2}{8} + \frac{9.8}{2} \cdot \frac{L}{2}, [\text{ton} \cdot \text{mt}] \quad (5.11)$$

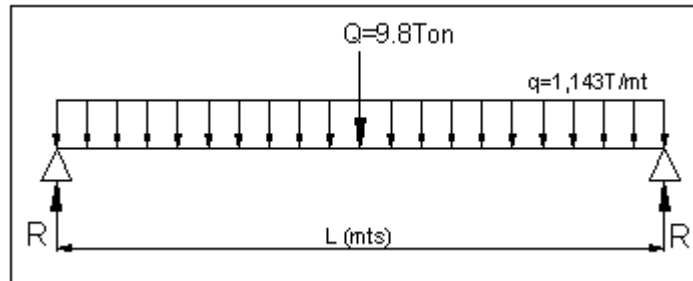


Figura 5.4 - Máximo momento en la luz con carga de faja

Para obtener el cortante por carga de faja, la carga concentrada de 14.15 ton se debe ubicar sobre el apoyo, tal como lo indica la Figura 5.5. De esta manera:

- El cortante máximo producido por la carga de faja es:

$$Vl = 14.15 + 1.143 \cdot \frac{L}{2}, [\text{ton}] \quad (5.12)$$

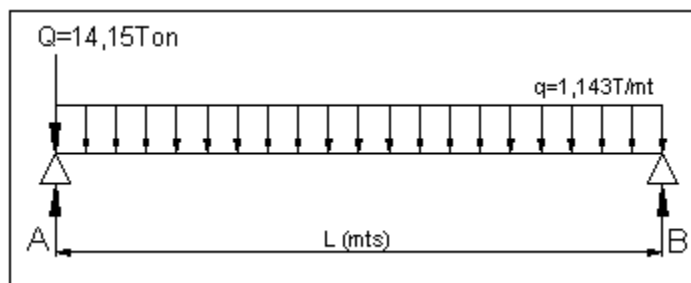


Figura 5.5 - Cortante máximo en la luz con carga de faja

### 5.3.2.3.- Coeficientes de distribución de las cargas vivas (CD)

Para una viga longitudinal externa (S1), la norma AASHTO establece que el coeficiente de distribución por carga viva se determina aplicando al larguero, la reacción de la carga de rueda o eje. Según lo expuesto en el Artículo 4.4.2.4 (b), dicha reacción, es generada por el camión en las posiciones que produce los máximos esfuerzos dentro de un carril, asumiendo que el tablero actúa como una viga simple entre las vigas.

De la Tabla 4.1 del capítulo anterior, se puede deducir lo siguiente: la mayor reacción de la carga de eje que se produce en las vigas exteriores (S1) es de 0.87 ejes, debido a que un mismo carril no puede estar expuesto a dos cargas simultáneamente. Por lo tanto, el coeficiente de distribución de la carga viva a través de viga exterior, es el siguiente:

$$CD_{S1} = 0.87 \text{ ejes} \quad (5.13)$$

Según la norma AASHTO (1996), para un puente de tránsito bidireccional cuya superestructura esta compuesta por un tablero de hormigón soportado por vigas principales de acero tipo "I", la distribución de la carga viva sobre una viga interior (S2) puede determinarse con la Fórmula (4.3):

$$CD_{S2} = \frac{S}{1,6764} = \frac{4}{1.6764} = 2.386 \text{ ruedas} = 1.193 \text{ ejes} \quad (5.14)$$

Con un espaciamiento de 4 mts entre las vigas, el coeficiente de distribución para la viga interior  $CD_{S2} = 2.386$  ruedas que al dividirlo por dos, se obtiene la carga de 1.193 ejes.

#### 5.3.2.4.- Coeficiente de impacto (i)

El coeficiente de impacto por carga viva se obtiene de la Fórmula 4.2, del capítulo anterior:

$$i = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 0.3, \text{ para } L = \text{luz en metros.}$$

En síntesis:

Las solicitaciones máximas por carga viva más el impacto en la viga exterior (S1), se obtiene de la siguiente manera:

- Si  $M_t > M_l$ , la carga de camión gobierna el momento por carga viva, entonces:

$$M_{LL+i} = M_t \cdot CD_{S1} \cdot (1+i) \quad (5.15)$$

- Si  $M_t < M_l$ , la carga de faja gobierna el momento por carga viva, entonces:

$$M_{LL+i} = M_l \cdot CD_{S1} \cdot (1+i) \quad (5.16)$$

- Si  $V_t > V_l$ , la carga de camión gobierna el cortante por carga viva, entonces:

$$V_{LL+i} = V_t \cdot CD_{S1} \cdot (1+i) \quad (5.17)$$

- Si  $V_t < V_l$ , la carga de faja gobierna el cortante por carga viva, entonces:

$$V_{LL+i} = V_l \cdot CD_{S1} \cdot (1+i) \quad (5.18)$$

Las solicitaciones máximas por carga viva más el impacto en la viga interior (S2), se obtiene de la siguiente manera:

- Si  $M_t > M_l$ , la carga de camión gobierna el momento por carga viva, entonces:

$$M_{LL+i} = M_t \cdot CD_{S2} \cdot (1+i) \quad (5.19)$$

- Si  $M_t < M_l$ , la carga de faja gobierna el momento por carga viva, entonces:

$$M_{LL+i} = M_l \cdot CD_{S2} \cdot (1+i) \quad (5.20)$$

- Si  $V_t > V_l$ , la carga de camión gobierna el cortante por carga viva, entonces:

$$V_{LL+i} = V_t \cdot CD_{S2} \cdot (1+i) \quad (5.21)$$

- Si  $V_t < V_l$ , la carga de faja gobierna el cortante por carga viva, entonces:

$$V_{LL+i} = V_l \cdot CD_{S2} \cdot (1+i) \quad (5.14)$$

Para cada luz, las solicitaciones debido a cargas vivas son las mismas para los tres tipos de diseños.

Para todas las luces consideradas en la presente investigación, las Tablas 5.8 y 5.9 sintetizan las solicitaciones máximas por cargas vivas, para la viga exterior (S1) e interior (S2) respectivamente.

Tabla 5.8 – Solicitaciones máximas debidas a la cargas vivas para la viga exterior S1.

LUZ [mts]	Camión		Faja		$CD_{S1}$	i	Camión		Faja	
	Mt [ton*mt]	Vt [ton]	MI [ton*mt]	VI [ton]			$M_{LL+i}$ [ton*mt]	$V_{LL+i}$ [ton]	$M_{LL+i}$ [ton*mt]	$V_{LL+i}$ [ton]
25	199.727	34.809	150.488	28.432	0.870	0.242	215.729	37.598	162.545	30.710
30	248.689	35.553	202.005	31.288	0.870	0.224	264.778	37.854	215.074	33.312
40	346.713	36.484	326.460	37.000	0.870	0.195	360.501	37.935	339.442	38.471

Tabla 5.9 - Solicitaciones máximas debidas a la cargas vivas para la viga interior S2.

LUZ [mts]	Camión		Faja		CD <sub>S2</sub>	i	Camión		Faja	
	Mt [ton*mt]	Vt [ton]	MI [ton*mt]	VI [ton]			M <sub>LL+i</sub> [ton*mt]	V <sub>LL+i</sub> [ton]	M <sub>LL+i</sub> [ton*mt]	V <sub>LL+i</sub> [ton]
25	199.727	34.809	150.488	28.432	1.193	0.242	295.822	51.557	222.892	42.112
30	248.689	35.553	202.005	31.288	1.193	0.224	363.081	51.907	294.923	45.680
40	346.713	36.484	326.460	37.000	1.193	0.195	494.342	52.019	465.465	52.754

De las Tablas 5.8 y 5.9, tanto para la viga exterior como interior, podemos concluir lo siguiente.

- Para las tres luces planteadas, la solicitud de momento máximo por carga viva que controla el diseño es la carga de camión.
- Para las luces de 25 y 30 metros, la solicitud de cortante máximo por carga viva que controla el diseño es la carga de camión, mientras que para la luz de 40 metros, la solicitud de cortante máximo que controla es la carga de faja.

### 5.3.3.- Resumen de solicitudes máximas de diseño

Para los tres tipos de diseños plantados en cada una de las luces, las Tablas 5.10 y 5.11, resumen las solicitudes máximas de los distintos estados de carga, debidas a momento y cortante respectivamente.

Tabla 5.10 – Resumen de momentos flectores en el centro de la luz.

LUZ [mts]	TIPO DE DISEÑO	Viga Exterior S1			Viga Interior S2		
		M <sub>DL</sub> [ton*mt]	M <sub>SDL</sub> [ton*mt]	M <sub>LL+i</sub> [ton*mt]	M <sub>DL</sub> [ton*mt]	M <sub>SDL</sub> [ton*mt]	M <sub>LL+i</sub> [ton*mt]
25	DISEÑO 1	194.036	48.464	215.729	225.166	48.464	295.822
	DISEÑO 2	188.327	48.464	215.729	219.083	48.464	295.822
	DISEÑO 3	187.342	48.464	215.729	218.035	48.464	295.822
30	DISEÑO 1	285.837	69.788	264.778	331.085	69.788	363.081
	DISEÑO 2	278.136	69.788	264.778	322.880	69.788	363.081
	DISEÑO 3	276.482	69.788	264.778	321.118	69.788	363.081
40	DISEÑO 1	541.921	124.067	360.501	624.570	124.067	494.342
	DISEÑO 2	525.458	124.067	360.501	607.030	124.067	494.342
	DISEÑO 3	521.930	124.067	360.501	603.271	124.067	494.342

Los momentos máximos para los distintos estados de carga mostrados en la Tabla 5.10 no se suman, debido a que en el rango elástico y según la secuencia constructiva sin apuntalamiento, los esfuerzos de trabajo en las fibras extremas de la sección compuesta se determinan como la sumatoria de los esfuerzos causados por cada uno de los momentos solicitante y la sección que resiste cada uno de ellos. Es decir, los

esfuerzos soportados por la sección de acero, se determinan con el momento por carga muerta  $M_{DL}$ . Los esfuerzos soportados por la sección compuesta para cargas de larga duración, se calculan con el momento por carga muerta superpuesta  $M_{SDL}$ , y los esfuerzos soportados por la sección compuesta para cargas de corta duración, se determinan con el momento debido a la carga viva  $M_{LL+i}$ .

Tabla 5.11 - Resumen de cortantes máximos en los extremos.

LUZ [mts]	TIPO DE DISEÑO	Viga Exterior S1				Viga Interior S2			
		$V_{DL}$ [ton]	$V_{SDL}$ [ton]	$V_{LL+i}$ [ton]	<b>V Total</b> [ton]	$V_{DL}$ [ton]	$V_{SDL}$ [ton]	$V_{LL+i}$ [ton]	<b>V Total</b> [ton]
25	DISEÑO 1	31.046	7.754	37.598	76.398	36.027	7.754	51.557	95.337
	DISEÑO 2	30.132	7.754	37.598	75.484	35.053	7.754	51.557	94.364
	DISEÑO 3	29.975	7.754	37.598	75.327	34.886	7.754	51.557	94.196
30	DISEÑO 1	38.112	9.305	37.854	85.270	44.145	9.305	51.907	105.357
	DISEÑO 2	37.085	9.305	37.854	84.243	43.051	9.305	51.907	104.263
	DISEÑO 3	36.864	9.305	37.854	84.023	42.816	9.305	51.907	104.028
40	DISEÑO 1	54.192	12.407	38.471	105.070	62.457	12.407	52.754	127.618
	DISEÑO 2	52.546	12.407	38.471	103.424	60.703	12.407	52.754	125.864
	DISEÑO 3	52.193	12.407	38.471	103.071	60.327	12.407	52.754	125.488

Si comparamos las Tablas 5.10 y 5.11, podemos observar que las vigas exteriores (S1) están sometidas a solicitaciones menores que la viga interior (S2). Según Hedefine (1997), algunas veces puede ajustarse el espaciamiento entre vigas para igualar las cargas. Si no se hace esto y las diferencias de cargas es grande, pueden necesitarse diseños diferentes para las vigas interiores y exteriores, sin embargo, los costos de fabricación con frecuencia serán mayores si las vigas son distintas. No obstante, las vigas exteriores deberán tener por lo menos la misma capacidad de las vigas interiores.

Debido a lo antes expuesto y para los fines de esta investigación, todas las vigas, de los distintos tipos de diseño en cada luz, serán diseñadas con las solicitaciones de la viga interior (S2).

#### 5.4.- Diseño de las vigas esbeltas armadas para luces de 25, 30 y 40 metros

En esta etapa se entregan resultados correspondientes a las tres alternativas de diseño especificadas para cada una de las luces.

Con la finalidad de reducir el peso de las vigas, y por consiguiente, obtener diseños más eficientes en cuanto a peso y costo, en esta investigación se contempla la reducción de las secciones de las alas y corte de la cubreplaca, debido a que los

momentos flectores en vigas simplemente apoyadas decrecen casi parabólicamente con la distancia desde el centro de la luz, hasta cero en los apoyos. Sin embargo, este capítulo contiene sólo los resultados de las secciones centrales de cada luz; las cuales resultan ser las críticas en cuanto a esfuerzos. Los resultados de las otras secciones, es decir, aquellas donde se produce una disminución del tamaño de las aletas o corte de la cubreplaca, se exponen en el Anexo B. En dicho anexo, se presentan planillas que sintetizan los resultados asociados al diseño por flexión de cada una de las secciones, de los tres tipos de diseños analizados para cada luz.

Como se dijo anteriormente en el Artículo 5.3.3, para los fines de esta investigación las tres vigas que componen cada tipo de diseño, serán diseñadas con las solicitaciones de la viga interior (S2). Además cabe mencionar, que toda la nomenclatura empleada en las tablas siguientes, se encuentra definida en el Capítulo IV.

La manera de obtener los valores tabulados en las tablas siguientes es semejante para todos los tramos. Debido a lo anterior, se describirá el procedimiento para la luz de 25 metros; mientras que para las otras dos luces se presentarán sólo las tablas. Sin embargo, en el caso que alguna consideración difiera del procedimiento en relación a la luz de 25 metros será argumentada.

#### **5.4.1.- Diseño de las secciones compuestas para luz de 25 metros**

##### **5.4.1.1.- Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz**

En la Tabla 5.12, para los tres tipos de diseño, se proponen las dimensiones de los elementos de la sección de acero.

Tabla 5.12 – Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz.

TIPO DE DISEÑO	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior	
	Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]
<b>DISEÑO 1</b>	1.3	0.012	0.30	0.022	0.4	0.032	0.35	0.022
<b>DISEÑO 2</b>	1.2	0.012	0.25	0.018	0.3	0.032	0.25	0.022
<b>DISEÑO 3</b>	1.2	0.012	0.25	0.016	0.3	0.032	0.25	0.018

##### **5.4.1.2.- Relación altura-luz para las secciones de la viga**

La Tabla 5.13 resume, tanto para la sección de acero como para la sección compuesta, las relaciones altura-luz que debe cumplir las vigas esbeltas armadas en cada uno de los diseños, de acuerdo a lo expuesto en el Artículo 4.4.1.2.

Tabla 5.13 – Relación altura-luz para las secciones de la viga.

TIPO DE DISEÑO	Datos			Sección de acero			Sección compuesta		
	Hv [mts]	B [mts]	eo [mts]	(Hv/L)	(1/30)	$\frac{Hv}{L} \geq \frac{1}{30}$	(Hv+eo)/L	(1/25)	$\frac{Hv + eo}{L} \geq \frac{1}{25}$
DISEÑO 1	1.376	3.0	0.25	0.055	0.033	SI	0.065	0.04	SI
DISEÑO 2	1.272	3.0	0.25	0.051	0.033	SI	0.061	0.04	SI
DISEÑO 3	1.266	3.0	0.25	0.051	0.033	SI	0.061	0.04	SI

#### 5.4.1.3.- Propiedades de las secciones en el centro de la luz

##### a).- Propiedades de la sección de acero

Las propiedades de la sección de acero son obtenidas de acuerdo a lo planteado en el Artículo 4.4.4.3. Para ello, el eje neutro se localiza al tomar momentos de las áreas del alma y las aletas, con respecto a las medias alturas de éstas.

El área, el eje neutro, la inercia y los módulos de la sección ( $S_c$  y  $S_t$ ) con sus respectivas distancias a las fibras extremas, son tabulados para los tres diseños en la Tabla 5.14.

Tabla 5.14 – Propiedades de las secciones de acero.

TIPO DE DISEÑO	$A_v$ [ $mt^2$ ]	$d_v$ [m]	$I_v$ [ $mt^4$ ]	$X_c$ [m]	$S_c$ [ $mt^3$ ]	$X_t$ [m]	$S_t$ [ $mt^3$ ]
DISEÑO 1	0.0427	0.2224	0.0123	0.8944	0.0138	0.4816	0.0256
DISEÑO 2	0.0340	0.1973	0.0080	0.8153	0.0098	0.4567	0.0175
DISEÑO 3	0.0325	0.1959	0.0075	0.8119	0.0092	0.4541	0.0164

##### b).- Propiedades de la sección compuesta

La losa será construida con un hormigón de calidad H-30, por lo tanto,  $f_c'$  es aproximadamente 250 kg/cm<sup>2</sup>. Con lo anterior, de la Tabla 4.3 se obtiene  $n = 8$  y por consiguiente  $3n = 24$ .

Según el Artículo 4.4.4.4, para determinar las propiedades de la sección compuesta, la losa de hormigón, sin tomar en cuenta el área de las barreras ni de la capeta de rodado, se transforma en un área equivalente de acero. Para localizar el eje neutro, se toman momentos con respecto a la media altura del alma de la viga.

#### Para cargas vivas

Según lo anterior, para calcular las propiedades de la sección compuesta para cargas de corta duración, tales como carga viva e impacto, el área de hormigón se divide por la razón modular  $n = 8$ . Las propiedades de la sección compuesta para cargas vivas de los tres diseños, aparecen en la Tabla 5.15.

Tabla 5.15 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas con,  $n = 8$ .

TIPO DE DISEÑO	Ac [m <sup>2</sup> ]	dc [m]	Ic [m <sup>4</sup> ]	Xc8 [m]	Sc8 [m <sup>3</sup> ]	Xt8 [m]	St8 [m <sup>3</sup> ]	Xh8 [m]	Sh8 [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	0.1365	0.4780	0.0433	0.1940	0.2233	1.1820	0.0367	0.4440	0.0976
DISEÑO 2	0.1278	0.4927	0.0305	0.1253	0.2438	1.1467	0.0266	0.3753	0.0814
DISEÑO 3	0.1263	0.4998	0.0291	0.1162	0.2507	1.1498	0.0253	0.3662	0.0795

### Para cargas muertas superpuestas

Para determinar las propiedades de la sección compuesta para cargas de larga duración, como la carga muerta superpuesta, el divisor es  $n = 24$  para tener en cuenta los efectos del flujo plástico. Estas propiedades, son expuestas en la Tabla 5.16 para los tres diseños.

Tabla 5.16 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas con  $n=24$ .

TIPO DE DISEÑO	Ac' [m <sup>2</sup> ]	dc' [m]	Ic' [m <sup>4</sup> ]	Xc24 [m]	Sc24 [m <sup>3</sup> ]	Xt24 [m]	St24 [m <sup>3</sup> ]	Xh24 [m]	Sh24 [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	0.0740	0.2084	0.0313	0.4636	0.0674	0.9124	0.0343	0.7136	0.0438
DISEÑO 2	0.0653	0.2530	0.0226	0.3650	0.0618	0.9070	0.0249	0.6150	0.0367
DISEÑO 3	0.0638	0.2634	0.0216	0.3526	0.0613	0.9134	0.0236	0.6026	0.0358

#### 5.4.1.4.- Cálculo del factor de hibridez $R_i$ , para Diseño 2 (viga híbrida)

El factor de hibridez " $R_i$ " calculado según el Artículo 4.3, tal como su nombre lo indica, es un factor de reducción asociado a la tipología de vigas de acero híbridas, cuya función se basa en aminorar los esfuerzos admisibles debido a flexión y restringir las relaciones ancho-espesor en los elementos que constituyen dicha viga. Para la luz de 25 metros, en la Tabla 5.17 se presenta el factor de hibridez asociado al Diseño 2 (viga híbrida).

Tabla 5.17 – Factor de hibridez " $R_i$ " para el Diseño 2 (viga híbrida).

Datos	Fy alma [ton/m <sup>2</sup> ]	34000	Área alma [m <sup>2</sup> ]	0.0144	Xt8 [m]	1.1467
	Fy ala [ton/m <sup>2</sup> ]	49200	Alma ala tensión [m <sup>2</sup> ]	0.0096	Hv [m]	1.2720
Coefficientes	$\alpha$	0.6911	$\beta$	1.50	$\psi$	0.9015
Factor de hibridez	$R_i$	0.9603				



#### 5.4.1.5.- Esfuerzos de trabajo debido a flexión de la sección en el centro de la luz

##### a).- Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el centro de la luz

Los esfuerzos de trabajo en el rango elástico, son determinados de acuerdo a las solicitaciones máximas de diseño, y el cálculo de éstos resulta de la razón entre el momento máximo (Tabla 5.10, viga S2 para luz de 25 mts.) y el modulo resistente a la flexión (S), donde ambos son determinados para las distintas etapas de diseño de acuerdo a lo siguiente: bajo el supuesto que las vigas no van a estar apuntaladas durante el vaciado y fraguado de la losa de hormigón, los esfuerzos de la sección de acero debidos a  $M_{DL}$  se determinan con los módulos de sección de acero sola,  $Sc$  y  $St$  de la Tabla 5.14. Los esfuerzos para las solicitaciones  $M_{SDL}$  se calculan con los módulos de la sección compuesta cuando  $n = 24$ ,  $Sc24$  y  $St24$  de la Tabla 5.16. Y los esfuerzos en el acero por momentos de cargas vivas más impacto ( $M_{LL+i}$ ) se calculan con el módulo de la sección compuesta cuando  $n = 8$ ,  $Sc8$  y  $St8$  de la Tabla 5.15.

En general para las tres secciones diseñadas, los esfuerzos de trabajo en el rango elástico, tanto en el borde superior de la sección de acero (compresión) “fc” (Tabla 5.18), como en el borde inferior de dicha sección (tracción) “ft” (Tabla 5.19), resultan de la sumatoria de los esfuerzos causados separadamente según la secuencia constructiva sin apuntalamiento, tal como fue planteado en el Artículo 4.4.5, letras a) y b) para compresión y tracción respectivamente.

Tabla 5.18 – Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección acero (compresión).

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
	$M_{DL}$ [ton*mt]	$M_{SDL}$ [ton*mt]	$M_{LL+i}$ [ton*mt]	$Sc$ [mt <sup>3</sup> ]	$Sc24$ [mt <sup>3</sup> ]	$Sc8$ [mt <sup>3</sup> ]	$fc$ [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	225.166	48.464	295.822	0.0138	0.0674	0.2233	18358
DISEÑO 2	219.083	48.464	295.822	0.0098	0.0618	0.2438	24352
DISEÑO 3	218.035	48.464	295.822	0.0092	0.0613	0.2507	25724

Tabla 5.19 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero (tracción).

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
	$M_{DL}$ [ton*mt]	$M_{SDL}$ [ton*mt]	$M_{LL+i}$ [ton*mt]	$St$ [mt <sup>3</sup> ]	$St24$ [mt <sup>3</sup> ]	$St8$ [mt <sup>3</sup> ]	$ft$ [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	225.166	48.464	295.822	0.0256	0.0343	0.0367	18269
DISEÑO 2	219.083	48.464	295.822	0.0175	0.0249	0.0266	25576
DISEÑO 3	218.035	48.464	295.822	0.0164	0.0236	0.0253	27015

Los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón se calculan de acuerdo a lo establecido en el Artículo 4.4.5, letra c). En donde, los momentos flectores SDL se determinan con los módulos de la sección compuesta  $n = 24$  (Sh24 de la Tabla 5.16) y  $n = 8$  para los momentos flectores LL+i (Sh8 de la Tabla 5.15).

En la Tabla 5.20, para los tres tipos de diseño planteados se muestra el esfuerzo de trabajo en la losa de hormigón, con sus respectivos momentos solicitantes y módulos resistentes.

Tabla 5.20 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón.

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes		Módulos resistentes		Esfuerzo
	$M_{SDL}$ [ton*mt]	$M_{LL+i}$ [ton*mt]	Sh24 [mt <sup>3</sup> ]	Sh8 [mt <sup>3</sup> ]	fh [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	48.464	295.822	0.0438	0.0976	425
DISEÑO 2	48.464	295.822	0.0367	0.0814	509
DISEÑO 3	48.464	295.822	0.0358	0.0795	521

#### b).- Verificación de los esfuerzos de trabajo en el centro de la luz

Para garantizar que la estructura se mantenga dentro del rango elástico, en ningún punto los esfuerzos de trabajo  $f_c$ ,  $f_t$  y  $f_h$  determinados en las Tablas 5.18, 5.19 y 5.20 respectivamente, pueden sobrepasar a los esfuerzos admisibles  $F_c$ ,  $F_t$  y  $F_h$ . Éstos últimos son determinando según las ecuaciones 4.4, 4.5 y 4.6 para los Diseños 1 y 3, mientras que para el Diseño 2 rigen las ecuaciones 4.8, 4.9 y 4.10, correspondientes a los esfuerzos admisibles para la tipología híbrida.

En la Tabla 5.21 se comparan ambos tipos de esfuerzos, de trabajo y admisibles, de donde se puede verificar claramente que las secciones compuestas planteadas para la zona de momento máximo son satisfactorias en cuanto a flexión para los tres diseños analizados. Debido a que todas ellas, cumplen con el requisito especificado en el Artículo 4.4.6.1 letras a, b y c.

Tabla 5.21 – Verificación de esfuerzos de las secciones compuestas, en el centro de la luz.

TIPO DE DISEÑO	Esfuerzos de trabajo			Esfuerzos admisibles			Verificación		
	$f_c$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$f_t$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$f_h$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$F_c$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$F_t$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$F_h$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$f_c \leq F_c$	$f_t \leq F_t$	$f_h \leq F_h$
DISEÑO 1	18358	18269	425	18700	18700	1000	SI	SI	SI
DISEÑO 2	24352	25576	509	25984	25984	960	SI	SI	SI
DISEÑO 3	25724	27015	521	27060	27060	1000	SI	SI	SI

#### 5.4.1.6.- Esfuerzos cortantes en el alma

##### a).- Cálculo y verificación del esfuerzo cortante promedio

En vigas esbeltas armadas casi nunca el esfuerzo cortante es crítico, si embargo siempre se debe comprobar. El esfuerzo cortante promedio del alma “fv” se calcula con la ecuación 4.37, y es el resultado de la sumatoria de las fuerzas cortante máximas, para las distintas solicitaciones (Tabla 5.11, viga S2), dividido por el área del alma. Mientras que el esfuerzo cortante admisible “Fv” se calcula con la ecuación 4.7, de igual modo, para vigas homogéneas e híbridas.

En la Tabla 5.22, se obtiene ambos esfuerzos cortantes (fv” y “Fv”), y se verifica que cada uno de los diseños satisfaga el criterio establecido en el Artículo 4.4.6.1 (letra d).

Tabla 5.22 – Cálculo y verificación de los esfuerzos cortantes promedios del alma.

TIPO DE DISEÑO	Cálculo del esfuerzo cortante			Esfuerzo admisible	Verificación
	V total [ton]	Ao (Área alma) [mt <sup>2</sup> ]	fv [ton/mt <sup>2</sup> ]	Fv [ton/mt <sup>2</sup> ]	fv ≤ Fv
DISEÑO 1	95.337	0.0156	6111	11333	SI
DISEÑO 2	94.364	0.0144	6553	11333	SI
DISEÑO 3	94.196	0.0144	6541	16400	SI

##### b).- Cálculo y verificación del esfuerzo cortante en almas no atiesadas

Para determinar si es necesario el uso de atiesadores de rigidez, los esfuerzos cortante promedio de las almas “fv” de la Tabla 5.22, deben ser menores que el esfuerzo cortante admisible de almas no atiesadas Fv’, calculado de acuerdo a la ecuación 4.55. La Tabla 5.23, resume ambos tipos de esfuerzos (“fv”, “Fv”), y de ella se deduce que para los tres tipos de diseños se requieren atiesadores de rigidez.

Tabla 5.23 – Verificación de los esfuerzos cortantes en almas no atiesadas.

TIPO DE DISEÑO	fv [ton/cm <sup>2</sup> ]	Fv’ [ton/cm <sup>2</sup> ]	fv ≤ Fv’ ≤ Fy/3
DISEÑO 1	0.6111	0.4391	No => usar atiesador
DISEÑO 2	0.6553	0.5154	No => usar atiesador
DISEÑO 3	0.6541	0.5154	No => usar atiesador

### 5.4.1.7.- Verificación de las relaciones ancho (alto)-espesor de los elementos

Las limitaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos de acero, contribuyen a minimizar el pandeo local de las placas y el pandeo lateral de la estructura.

El pandeo local de placa, por lo general se manifiesta en forma de distorsiones excesivas en los elementos de placa. Esto puede ocurrir cuando se especifican placas muy delgadas y las distorsiones debidas a las soldaduras inducen deformaciones iniciales fuera del plano, las cuales desarrollan pandeo local cuando el miembro es cargado. En cambio, el pandeo lateral se desarrolla cuando la compresión hace que un miembro a flexión llegue a ser inestable.

#### a).- Para el Diseño 1 (viga homogénea de acero A52-34ES)

Las verificaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos (alto-espesor, en el caso del alma) entregadas en la Tabla 5.24, corresponden al Diseño 1. Las cuales se determinan para los esfuerzos calculados iguales a los esfuerzos admisibles, según lo establecido en el Artículo 4.4.6.2.

Tabla 5.24 – Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 1.

Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alma con rigidizadores			Alas superior e inferior				
	Ho/to	263/√Fy	(Ho/to) ≤ 263/√Fy	bs/ts	bi/ti	37/√Fy	(bs/ts) ≤ 37/√Fy	(bi/ti) ≤ 37/√Fy
3.40	108.33	142.63	SI	13.64	12.50	20.07	SI	SI

#### b).- Para el Diseño 2 (viga híbrida)

En la Tabla 5.25, se muestran los esfuerzos de flexión de las alas para el Diseño 2 (viga híbrida), debido a que dichos valores, son necesarios en el diseño híbrido para el cálculo de las relaciones ancho-espesor de los elementos.

Tabla 5.25 – Cálculo de los esfuerzos de flexión de las alas, para la viga híbrida.

Ri	fbc = fc/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	fbt = ft/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]
0.960	2.536	2.663

Las verificaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos entregadas en la Tabla 5.26, corresponden al Diseño 2 (viga híbrida). Las cuales se determinan para los esfuerzos calculados menores a los esfuerzos admisibles, según lo establecido en el Artículo 4.4.6.3.

Tabla 5.26 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 2.

Alma con rigidizadores			Ala superior			Ala inferior		
Ho/to	$\frac{193.56}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{Ho}{to} \leq \frac{193.56}{\sqrt{fbc}} \leq 170$	bs/ts	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{bs}{ts} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$	bi/ti	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{bi}{ti} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$
100.00	121.55	SI	13.89	17.14	SI	9.38	16.73	SI

### c).- Para el Diseño 3 (viga homogénea de acero HPS 70W)

Las verificaciones de las relaciones ancho-espesor (alto-espesor, en el caso del alma) de los elementos entregadas en la Tabla 5.27, corresponden al Diseño 3. Las cuales se determinan, para los esfuerzos calculados iguales a los esfuerzos admisibles, según lo establecido en el Artículo 4.4.6.2.

Tabla 5.27 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 3.

Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alma con rigidizadores			Alas superior e inferior				
	Ho/to	$263/\sqrt{Fy}$	$(Ho/to) \leq 263/\sqrt{Fy}$	bs/ts	bi/ti	$37/\sqrt{Fy}$	$(bs/ts) \leq 37/\sqrt{Fy}$	$(bi/ti) \leq 37/\sqrt{Fy}$
4.92	100.00	118.57	SI	15.63	9.38	16.68	SI	SI

### 5.4.1.8.- Diseño de atiesadores

#### a).- Atiesadores de carga

Los atiesadores de carga se requieren en vigas armadas con cargas concentradas, y están diseñados para transmitir la reacción en el extremo entre el apoyo y la viga. En el caso de luces simples, se requieren de estos atiesadores en los extremos.

Los atiesadores de carga se emplean de a pares, un atiesador a cada lado del alma; y deben diseñarse, tanto por aplastamiento como por columnas.

Cabe mencionar, que para los tres tipos de diseño en análisis, la calidad del acero del atiesador será A52-34ES.

En la Tabla 5.28, se presentan las dimensiones y algunas consideraciones relativas al diseño de los atiesadores de carga. Además, se verifica que los tres diseños cumplan con la relación ancho-espesor de los atiesadores planteada en la fórmula 4.54.

Tabla 5.28 – Geometría y consideraciones de los atiesadores de carga.

TIPO DE DISEÑO	bp [cm]	tp [cm]	Fy aties [ton/cm <sup>2</sup> ]	$\frac{bp}{tp} \leq \frac{18.3}{\sqrt{Fy}}$	Ea [ton/cm <sup>2</sup> ]	K	F.S	Numero de pares	V Total [ton]
DISEÑO 1	11.9	2	3.4	SI	2100	0.65	2.12	1	95.337
DISEÑO 2	9.4	2.5	3.4	SI	2100	0.65	2.12	1	94.364
DISEÑO 3	9.4	2.5	3.4	SI	2100	0.65	2.12	1	94.196

### Diseño por aplastamiento

Los atiesadores de carga deben diseñarse por aplastamiento sobre el área que esta realmente en contacto con el ala. En este caso, el esfuerzo real de aplastamiento “fp” no deberá exceder al esfuerzo admisible de aplastamiento “Fp”. Ambos valores, “fp” y “Fp”, se definen en el Artículo 4.5.1.1.

En la Tabla 5.29, se calculan los valores de “fp” y se compara con el esfuerzo admisible al aplastamiento “Fp”, verificándose que para todos los diseños se cumple la condición  $fp \leq Fp$ .

Tabla 5.29 – Diseño de los atiesadores de carga por aplastamiento.

TIPO DE DISEÑO	z [cm]	be [cm]	Ap [cm <sup>2</sup> ]	fp [ton/cm <sup>2</sup> ]	Fp [ton/cm <sup>2</sup> ]	$fp \leq Fp$
DISEÑO 1	2	9.9	39.6	2.408	2.72	SI
DISEÑO 2	2	7.4	37.0	2.550	2.72	SI
DISEÑO 3	2	7.4	37.0	2.546	2.72	SI

### Diseño como columnas

Los atiesadores de carga también deben diseñarse como columnas. En donde la sección de dicha columna, esta compuesta por los atiesadores de carga y una porción del alma. Lo anterior, se encuentra claramente especificado en el Artículo 4.5.1.2

El diseño de atiesadores de apoyo como columna, debe ser tal, que el esfuerzo admisible a la compresión del atiesador “Fca” sea menor o igual al esfuerzo real de compresión “fca”. Los valores de “Fca” y “fca” se determinan de acuerdo a las ecuaciones 4.52 y 4.53 respectivamente.

En la Tabla 5.30, se calculan los valores de “fca” y se compara con el esfuerzo admisible a compresión del atiesador “Fca”, verificándose que para todos los diseños se cumple el requerimiento  $fca \leq Fca$ .

Tabla 5.30 - Diseño de los atiesadores de carga como columna.

TIPO DE DISEÑO	Le [cm]	Sa [cm]	Ae [cm <sup>2</sup> ]	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	r [cm]	fca [ton/cm <sup>2</sup> ]	Fca [ton/cm <sup>2</sup> ]	fca ≤ Fca
DISEÑO 1	21.6	0	73.52	2604	5.952	1.297	1.591	SI
DISEÑO 2	21.6	0	72.92	1667	4.781	1.294	1.586	SI
DISEÑO 3	21.6	0	72.92	1667	4.781	1.292	1.586	SI

### b).- Atiesadores de rigidez

Según lo planteado en el Artículo 4.52, deben usarse atiesadores de rigidez en puentes de carretera, cuando el esfuerzo cortante promedio del alma “fv” excede los valores del esfuerzo cortante admisible para almas no atiesadas Fv’. Luego del análisis realizado en la Tabla 5.23, se determinó el empleo de atiesadores de rigidez en los tres diseños planteados para la luz de 25 metros.

Cuando se van a emplear atiesadores de rigidez es necesario obtener el esfuerzo cortante admisible de almas atiesadas “Fv.a.t”, tanto para el primer atiesador (cercano a los apoyo) como para los atiesadores intermedios, los cuales debe ser comparados con el esfuerzo cortante promedio del alma. El cálculo consiste en determinar la distancia máxima entre atiesadores para cumplir con el requisito de diseño  $f_v \leq F_{v.a.t}$ .

Los atiesadores de rigidez deben cumplir con una determinada área e inercia, así como también, con anchos y espesores mínimos. Cuando el área mínima A, calculada con la ecuación 4.64 es muy pequeña o negativa, los atiesadores de rigidez sólo necesitan satisfacer la inercia mínima calculada con la ecuación 4.61a y las limitaciones ancho espesor dadas en las ecuaciones 4.62 y 4.63.

Cabe mencionar, que la especificación planteada en la ecuación 4.64 para el área mínima del atiesador, no es aplicable para vigas híbridas.

Para lo fines de esta investigación, los atiesadores de rigidez serán diseñado de a pares (un atiesador a cada lado del alma) y la calidad del acero será A52-34ES. Debido a esto, los coeficientes B e Y de la ecuación 4.64 asumen el valor 1, excepto en el Diseño 3 donde  $Y = 1.43$ , debido a que la calidad del acero entre el alma y el atiesador difiere.

Para cada uno de los diseños, en la Tabla 5.31 se presentan las dimensiones de los atiesadores, el área, la inercia y las respectivas limitaciones de ancho-espesor que deben satisfacer.

Tabla 5.31 – Geometría, propiedades y consideraciones de los atiesadores de rigidez.

TIPO DE DISEÑO	ba [cm]	ta [cm]	$ba \geq 5.08+H_o/30$ $ba \geq bs/4$	$ta \geq ba/16$ $ta \geq t_o$	Aa [cm <sup>2</sup> ]	la [cm <sup>4</sup> ]
DISEÑO 1	10	1.2	SI	SI	24.0	952.81
DISEÑO 2	9	1.2	SI	SI	21.6	707.79
DISEÑO 3	9	1.2	SI	SI	21.6	707.79

### Primer atiesador

El cálculo del esfuerzo cortante admisible de almas atiesadas “Fv.a.t” para el primer atiesador se realiza de acuerdo a la ecuación 4.59.

En la Tabla 5.32, para los tres tipos de diseños, se exponen los resultados de Fv.a.t debido al espaciamiento máximo del primer atiesador. Además, se realiza la verificación correspondiente al área e inercia mínima, así como también, si el espaciamiento planteado logra un “Fv.a.t” mayor a “fv”.

Tabla 5.32 – Diseño del primer atiesador de rigidez, cercano a los apoyos.

TIPO DE DISEÑO	do máx [cm]	K	C	Fv.a.t = C*Fy/3 [ton/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	la ≥ I	Aa ≥ A	fv ≤ Fv.a.t ≤ Fy/3
DISEÑO 1	195	7.22	0.573	0.649	-20.47	168.48	SI	SI	SI
DISEÑO 2	180	7.22	0.672	0.762	no rige	155.52	SI	no rige	SI
DISEÑO 3	180	7.22	0.464	0.762	-30.76	155.52	SI	SI	SI

### Atiesador intermedio

Para el diseño de atiesadores de rigidez intermedios en vigas homogéneas (Diseño 1 y 3), el cálculo del esfuerzo cortante admisible de almas atiesadas “Fv.a.t” se realiza de acuerdo a la ecuación 4.57.

El diseño de los atiesadores de rigidez intermedios para una viga híbrida (Diseño 2) será de acuerdo a las especificación del Artículo 4.5.2, excepto que la ecuación 4.57, relacionada con el esfuerzo cortante admisible en el alma de vigas homogénea atiesadas transversalmente, será remplazado por la ecuación 4.59 correspondiente al esfuerzo cortante admisible en almas de vigas híbridas atiesadas transversalmente.



En la Tabla 5.33, para los tres tipos de diseño, se exponen los resultados de Fv.a.t debido a espaciamiento máximo de los atiesadores intermedios. Y al igual que para el primer atiesador, se realiza la verificación correspondiente al área e inercia mínima, así como también, si el espaciamiento planteado logra un “Fv.a.t” mayor a “fv”

Tabla 5.33 - Diseño de los atiesadores de rigidez intermedios.

TIPO DE DISEÑO	do máx [cm]	K	C	Fv a.t [ton/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	la ≥ I	Aa ≥ A	fv ≤ Fv a.t	fv ≤ C*Fy/3
DISEÑO 1	390	5.55	0.440	0.674	-18.79	336.96	SI	SI	SI	no rige
DISEÑO 2	240	6.25	0.582	0.659	no rige	207.36	SI	no rige	no rige	SI
DISEÑO 3	360	5.55	0.357	0.876	-29.41	311.04	SI	SI	SI	no rige

#### 5.4.1.9.- Deflexiones

##### a).- Deflexiones debido a la carga muerta

El cálculo de la contraflecha en la sección central de luces simples es necesario para darle niveles específicos de acabado a la losa de hormigón, o para contrarrestar las deflexiones por carga muerta. La deflexión por carga muerta tiene dos componentes: una corresponde a DL y la otra SDL. Tal como se dijo en el Artículo 4.4.7.1, para el cálculo de DL debe usarse el momento de inercia de la sección de acero ( $I_v$ ). Mientras que para SDL, la inercia debe ser la correspondiente a la razón modular de la sección compuesta para carga muerta superpuesta ( $I_c'$ ). Ambas componentes pueden calcularse con la ecuación 4.49.

En la Tabla 5.34, se determinan las deflexiones por carga muerta de ambas componentes (DL y SDL), con lo cual se obtiene la contraflecha respectiva para cada uno de los diseños.

Tabla 5.34 – Cálculo de deflexiones por carga muerta y contraflechas.

TIPO DE DISEÑO	Deflexión por carga muerta			Deflexión por carga muerta superpuesta			Contraflecha
	$q_{DL}$ [ton/mt]	$I_v$ [mt <sup>4</sup> ]	$\delta_{DL}$ cm	$q_{SDL}$ [ton/mt]	$I_c'$ [mt <sup>4</sup> ]	$\delta_{SDL}$ cm	$\Delta = \delta_{DL} + \delta_{SDL}$ cm
DISEÑO 1	2.882	0.0123	5.6546	0.620	0.0313	0.4806	6.1
DISEÑO 2	2.804	0.0080	8.4998	0.620	0.0226	0.6662	9.2
DISEÑO 3	2.791	0.0075	9.0702	0.620	0.0216	0.6956	9.8

##### b).- Deflexiones debido a la carga viva

Según la norma AASHTO, los puentes de carretera de una luz simple se deben diseñar para que la deflexión por carga viva más impacto no exceda la deformación

admisible, en este caso de 1/800 de la luz. Es importante destacar que las recomendaciones dadas por la Guía de diseñadores con HPS [12], entrega el criterio de deflexión por cargas vivas como opcional. Sin embargo, para igualar criterios se determinara la deflexión por carga viva en todos los diseños.

De acuerdo a lo estipulado en el Artículo 4.4.5.2, la deflexión por carga viva en el centro de la luz de un larguero simplemente apoyado, se puede obtener con precisión aceptable de la fórmula aproximada 4.50a. Cabe mencionar, que los valores de la deflexión por carga viva deben basarse en el momento de inercia de la sección transformada para cargas de corta duración.

En la Tabla 5.35 se determina la deflexión debido a la carga viva, verificándose que se satisfaga el criterio de deflexión admisible especificado por la norma AASHTO; de tal manera, que para los tres tipos de diseño se asegure un comportamiento óptimo durante el período de servicio del puente.

Tabla 5.35 - Cálculo y verificación de la deflexiones, debido a la carga viva.

TIPO DE DISEÑO	Wr [ton]	CD	1+i	Pt (ton) [ton]	Ic [mt <sup>4</sup> ]	$\delta_{LL+i}$ cm	$\delta_{m\acute{a}x} = L/800$ cm	Verificación $\delta_{LL+i} \leq \delta_{m\acute{a}x}$
DISEÑO 1	4.356	1.193	1.242	6.452	0.0433	1.9	3.1	SI
DISEÑO 2	4.356	1.193	1.242	6.452	0.0305	2.7	3.1	SI
DISEÑO 3	4.356	1.193	1.242	6.452	0.0291	2.9	3.1	SI

#### 5.4.2.- Diseño de las secciones compuestas para luz de 30 metros

##### 5.4.2.1.- Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz

En la Tabla 5.36, para los tres tipos de diseño, se proponen las dimensiones de los elementos de la sección de acero.

Tabla 5.36 - Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz.

TIPO DE DISEÑO	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior	
	Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]
DISEÑO 1	1.6	0.012	0.35	0.025	0.4	0.032	0.35	0.025
DISEÑO 2	1.5	0.014	0.25	0.018	0.3	0.032	0.25	0.025
DISEÑO 3	1.5	0.014	0.25	0.016	0.3	0.032	0.25	0.020

#### 5.4.2.2.- Relación altura-luz para las secciones de la viga

La Tabla 5.37 resume, tanto para la sección de acero como para la sección compuesta, las relaciones altura-luz que debe cumplir las vigas esbeltas armadas en cada uno de los diseños, de acuerdo a lo expuesto en el Artículo 4.4.1.2.

Tabla 5.37 - Relación altura-luz para las secciones de la viga.

TIPO DE DISEÑO	Datos			Sección de acero			Sección compuesta		
	Hv [mts]	B [mts]	eo [mts]	(Hv/L)	(1/30)	$\frac{Hv}{L} \geq \frac{1}{30}$	(Hv+eo)/L	(1/25)	$\frac{Hv + eo}{L} \geq \frac{1}{25}$
DISEÑO 1	1.682	3.0	0.25	0.056	0.033	SI	0.064	0.04	SI
DISEÑO 2	1.575	3.0	0.25	0.053	0.033	SI	0.061	0.04	SI
DISEÑO 3	1.568	3.0	0.25	0.052	0.033	SI	0.061	0.04	SI

#### 5.4.2.3.- Propiedades de las secciones en el centro de la luz

##### a).- Propiedades de la sección de acero

Las propiedades de la sección de acero sola son obtenidas de acuerdo a lo expuesto en el Artículo 4.4.4.3. Dichas propiedades son presentadas, en la Tabla 5.38 para los tres tipos de diseño planteados en esta luz.

Tabla 5.38 - Propiedades de las secciones de acero.

TIPO DE DISEÑO	Av [mt <sup>2</sup> ]	dv [m]	Iv [mt <sup>4</sup> ]	Xc [mt]	Sc [mt <sup>3</sup> ]	Xt [mt]	St [mt <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	0.0495	0.2167	0.0223	1.0417	0.0214	0.6403	0.0348
DISEÑO 2	0.0414	0.2153	0.0142	0.9833	0.0144	0.5917	0.0240
DISEÑO 3	0.0396	0.2091	0.0133	0.9751	0.0136	0.5929	0.0224

##### b).- Propiedades de la sección compuesta

Las Tablas 5.39 y 5.40 sintetizan las propiedades de la sección compuesta, para cargas vivas y muertas superpuestas respectivamente.

Tabla 5.39 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas con n = 8.

TIPO DE DISEÑO	Ac [mt <sup>2</sup> ]	dc [m]	Ic [mt <sup>4</sup> ]	Xc8 [mt]	Sc8 [mt <sup>3</sup> ]	Xt8 [mt]	St8 [mt <sup>3</sup> ]	Xh8 [mt]	Sh8 [mt <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	0.1433	0.5469	0.0669	0.2781	0.2405	1.4039	0.0477	0.5281	0.1267
DISEÑO 2	0.1351	0.5538	0.0499	0.2142	0.2331	1.3608	0.0367	0.4642	0.1076
DISEÑO 3	0.1334	0.5643	0.0475	0.2017	0.2353	1.3663	0.0347	0.4517	0.1051

Tabla 5.40 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas con  $n=24$ .

TIPO DE DISEÑO	Ac' [mt <sup>2</sup> ]	dc' [m]	lc' [mt <sup>4</sup> ]	Xc24 [mt]	Sc24 [mt <sup>3</sup> ]	Xt24 [mt]	St24 [mt <sup>3</sup> ]	Xh24 [mt]	Sh24 [mt <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	0.0808	0.2348	0.0486	0.5902	0.0823	1.0918	0.0445	0.8402	0.0578
DISEÑO 2	0.0726	0.2617	0.0362	0.5063	0.0715	1.0687	0.0339	0.7563	0.0479
DISEÑO 3	0.0709	0.2761	0.0346	0.4899	0.0706	1.0781	0.0321	0.7399	0.0467

#### 5.4.2.4.- Cálculo del factor de hibridez Ri, para Diseño 2 (viga híbrida)

Para el Diseño 2 de la luz de 30 metros, correspondiente a la tipología de viga híbrida, los esfuerzos admisibles y las relaciones ancho-espesor deben ser aminorados por el factor de hibridez "Ri" que se presenta en la Tabla 5.41.

Tabla 5.41 - Factor de hibridez "Ri" para el Diseño 2 (viga híbrida).

Datos	Fy alma [ton/mt <sup>2</sup> ]	34000	Área alma [mt <sup>2</sup> ]	0.0210	Xt8 [mt]	1.3608
	Fy ala [ton/mt <sup>2</sup> ]	49200	Alma ala tensión [mt <sup>2</sup> ]	0.0096	Hv [mt]	1.5750
Coeficientes	$\alpha$	0.6911	$\beta$	2.19	$\psi$	0.8640
Factor de hibridez	Ri	0.9509				

#### 5.4.2.5.- Esfuerzos de trabajo debido a flexión de la sección en el centro de la luz

##### a).- Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el centro de la luz

Los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección de acero (compresión) "fc" mostrados en la Tabla 5.42, resultan del cociente entre las solicitaciones de diseño para la luz de 30 metros expuestas en la Tabla 5.10 (viga S2 para luz de 30 mts.); y con los respectivos St, St8 y St24 asociados a las Tablas 5.38, 5.39 y 5.40.

Tabla 5.42 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección acero (compresión).

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
	M <sub>DL</sub> [ton*mt]	M <sub>SDL</sub> [ton*mt]	M <sub>LL+I</sub> [ton*mt]	Sc [mt <sup>3</sup> ]	Sc24 [mt <sup>3</sup> ]	Sc8 [mt <sup>3</sup> ]	fc [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	331.085	69.788	363.081	0.0214	0.0823	0.2405	17814
DISEÑO 2	322.880	69.788	363.081	0.0144	0.0715	0.2331	24905
DISEÑO 3	321.118	69.788	363.081	0.0136	0.0706	0.2353	26122

Los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección (tracción) "ft" mostrados en la Tabla 5.43, resultan del cociente entre las solicitaciones de diseño para la luz de 30 metros expuestas en la Tabla 5.10 (viga S2 para luz de 30 mts.); y con los respectivos St, St8, St24 asociados a las Tablas 5.38, 5.39 y 5.40.

Tabla 5.43 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero (tracción).

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
	$M_{DL}$ [ton*mt]	$M_{SDL}$ [ton*mt]	$M_{LL+i}$ [ton*mt]	St [mt <sup>3</sup> ]	St24 [mt <sup>3</sup> ]	St8 [mt <sup>3</sup> ]	ft [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	331.085	69.788	363.081	0.0348	0.0445	0.0477	18690
DISEÑO 2	322.880	69.788	363.081	0.0240	0.0339	0.0367	25416
DISEÑO 3	321.118	69.788	363.081	0.0224	0.0321	0.0347	26971

Los esfuerzos de trabajo en el borde superior del hormigón, presentados en la Tabla 5.44, resultan del cociente entre las solicitaciones  $M_{SDL}$  y  $M_{LL+i}$  para la luz de 30 metros, mostrados en la Tabla 5.10 (viga S2 para luz de 30 mts.); y con los respectivos Sh8, Sh24, de las Tablas 5.39 y 5.40.

Tabla 5.44 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón.

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes		Módulos resistentes		Esfuerzo
	$M_{SDL}$ [ton*mt]	$M_{LL+i}$ [ton*mt]	Sh24 [mt <sup>3</sup> ]	Sh8 [mt <sup>3</sup> ]	fh [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	69.788	363.081	0.0578	0.1267	409
DISEÑO 2	69.788	363.081	0.0479	0.1076	483
DISEÑO 3	69.788	363.081	0.0467	0.1051	494

#### b).- Verificación de los esfuerzos de trabajo en el centro de la luz

En la Tabla 5.45 se comparan los esfuerzos de trabajo y admisibles para la luz de 30 metros. En dicha comparación, se verifica que las secciones compuestas planteadas para la zona de momento máximo son satisfactorias en cuanto a flexión para los tres diseños analizados. Debido a que en todo ellos, se cumple con el requisito especificado en el Artículo 4.4.6.1 letras a, b y c.

Tabla 5.45 - Verificación de esfuerzos de las secciones compuestas, en el centro de la luz.

TIPO DE DISEÑO	Esfuerzos de trabajo			Esfuerzos admisibles			Verificación		
	fc [ton/mt <sup>2</sup> ]	ft [ton/mt <sup>2</sup> ]	fh [ton/mt <sup>2</sup> ]	Fc [ton/mt <sup>2</sup> ]	Ft [ton/mt <sup>2</sup> ]	Fh [ton/mt <sup>2</sup> ]	fc ≤ Fc	ft ≤ Ft	fh ≤ Fh
DISEÑO 1	17814	18690	409	18700	18700	1000	SI	SI	SI
DISEÑO 2	24905	25416	483	25731	25731	951	SI	SI	SI
DISEÑO 3	26122	26971	494	27060	27060	1000	SI	SI	SI

#### 5.4.2.6.- Esfuerzos cortantes en el alma

##### a).- Cálculo y verificación del esfuerzo cortante promedio

El esfuerzo cortante promedio del alma ( $f_v$ ) y el esfuerzo cortante admisible ( $F_v$ ) para la luz de 30 metros, son presentados en la Tabla 5.46. Además, en dicha tabla se verifica que los tres diseños planteados satisfagan el requerimiento  $f_v \leq F_v$ .

Tabla 5.46 - Cálculo y verificación de los esfuerzos cortantes promedios del alma.

TIPO DE DISEÑO	Cálculo del esfuerzo cortante			Esfuerzo admisible	Verificación
	V total [ton]	Ao (Área alma) [mt <sup>2</sup> ]	$f_v$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$F_v$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$f_v \leq F_v$
DISEÑO 1	105.357	0.0192	5487	11333	SI
DISEÑO 2	104.263	0.0210	4965	11333	SI
DISEÑO 3	104.028	0.0210	4954	16400	SI

##### b).- Cálculo y verificación del esfuerzo cortante en almas no atiesadas

Al igual que en la luz anterior. Para determinar si es necesario el uso de atiesadores de rigidez, los esfuerzos " $f_v$ " de la Tabla 5.46 deben ser menores que el esfuerzo cortante admisible de almas no atiesadas  $F_v'$  ( $F_v'$  de acuerdo a la ecuación 4.55). La Tabla 5.47 resume ambos tipos de esfuerzos ( $f_v$ ,  $F_v'$ ), y de ella se deduce que para los tres tipos de diseños se requieren atiesadores de rigidez.

Tabla 5.47 - Verificación de los esfuerzos cortantes en almas no atiesadas.

TIPO DE DISEÑO	$f_v$ [ton/cm <sup>2</sup> ]	$F_v'$ [ton/cm <sup>2</sup> ]	$f_v \leq F_v' \leq F_y/3$
DISEÑO 1	0.5487	0.2899	No => usar atiesador
DISEÑO 2	0.4965	0.4489	No => usar atiesador
DISEÑO 3	0.4954	0.4489	No => usar atiesador

#### 5.4.2.7.- Verificación de las relaciones ancho (alto)-espesor de los elementos

##### a).- Para el Diseño 1 (viga homogénea de acero A52-34ES)

En la Tabla 5.48 se entregan las verificaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos (alto-espesor, en el caso del alma) correspondientes al Diseño 1. Las cuales se determinan, para los esfuerzos calculados iguales a los esfuerzos admisibles (ver Artículo 4.4.6.2).

Tabla 5.48 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 1.

Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alma con rigidizadores			Alas superior e inferior				
	Ho/to	263/√Fy	(Ho/to)≤263/√Fy	bs/ts	bi/ti	37/√Fy	(bs/ts)≤37/√Fy	(bi/ti)≤37/√Fy
3.40	133.33	142.63	SI	14.00	12.50	20.07	SI	SI

**b).- Para el Diseño 2 (viga híbrida)**

Para la luz de 30 metros. En la Tabla 5.49, se muestran los esfuerzos de flexión de las alas del Diseño 2 (viga híbrida). Estos valores son necesarios en el diseño híbrido para determinar las relaciones ancho-espesor de los elementos.

Tabla 5.49 - Cálculo de los esfuerzos de flexión de las alas, para la viga híbrida.

Ri	fbc = fc/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	fbt = ft/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]
0.951	2.619	2.673

En la Tabla 5.50 se presentan las verificaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos correspondientes al Diseño 2 (viga híbrida). Las cuales se determinan para los esfuerzos calculados menores a los esfuerzos admisibles (ver Artículo 4.4.6.3).

Tabla 5.50 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 2.

Alma con rigidizadores			Ala superior			Ala inferior		
Ho/to	$\frac{193.56}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{Ho}{to} \leq \frac{193.56}{\sqrt{fbc}} \leq 170$	bs/ts	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{bs}{ts} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$	bi/ti	$\frac{27.3}{\sqrt{fbt}}$	$\frac{bi}{ti} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbt}} \leq 24$
107.14	119.60	SI	13.89	16.87	SI	9.38	16.70	SI

**c).- Para el Diseño 3 (viga homogénea de acero HPS 70W)**

Las verificaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos entregadas en la Tabla 5.51, corresponden al Diseño 3. Las cuales se determinan para los esfuerzos calculados iguales a los esfuerzos admisibles (ver Artículo 4.4.6.2).

Tabla 5.51 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 3.

Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alma con rigidizadores			Alas superior e inferior				
	Ho/to	263/√Fy	(Ho/to)≤263/√Fy	bs/ts	bi/ti	37/√Fy	(bs/ts)≤37/√Fy	(bi/ti)≤37/√Fy
4.92	107.14	118.57	SI	15.63	9.38	16.68	SI	SI

#### 5.4.2.8.- Diseño de atiesadores

##### a).- Atiesadores de carga

En esta luz, al igual que en la anterior, los atiesadores de carga se emplean de a pares y su calidad para todos los diseños será acero A52-34ES.

La Tabla 5.52, resume las dimensiones y algunas consideraciones relativas al diseño de los atiesadores de carga, verificándose que en los tres diseños los

atiesadores cumplen con la relación ancho-espesor  $\frac{bp}{tp} \leq \frac{18.3}{\sqrt{Fy}}$ .

Tabla 5.52 - Geometría y consideraciones de los atiesadores de carga.

TIPO DE DISEÑO	bp [cm]	tp [cm]	Fy aties [ton/cm <sup>2</sup> ]	$\frac{bp}{tp} \leq \frac{18.3}{\sqrt{Fy}}$	Ea [ton/cm <sup>2</sup> ]	K	F.S	Número de pares	V Total [ton]
DISEÑO 1	14.4	2.0	3.4	SI	2100	0.65	2.12	1	105.357
DISEÑO 2	9.3	2.8	3.4	SI	2100	0.65	2.12	1	104.263
DISEÑO 3	9.3	2.8	3.4	SI	2100	0.65	2.12	1	104.028

##### Diseño por aplastamiento

Para el diseño de los atiesadores de carga por aplastamiento se debe cumplir lo siguiente: el esfuerzo real de aplastamiento “fp” no debe exceder al esfuerzo admisible de aplastamiento “Fp”. En la Tabla 5.53 se comparan ambos valores, “fp” y “Fp”, verificándose que para todos los diseños se cumple la condición  $fp \leq Fp$ .

Tabla 5.53 - Diseño de los atiesadores de carga por aplastamiento.

TIPO DE DISEÑO	z [cm]	be [cm]	Ap [cm <sup>2</sup> ]	fp [ton/cm <sup>2</sup> ]	Fp [ton/cm <sup>2</sup> ]	fp ≤ Fp
DISEÑO 1	2	12.4	49.60	2.124	2.72	SI
DISEÑO 2	2	7.3	40.88	2.550	2.72	SI
DISEÑO 3	2	7.3	40.88	2.545	2.72	SI

##### Diseño como columnas

El diseño de atiesadores de apoyo como columna, debe ser tal, que el esfuerzo admisible a la compresión del atiesador “Fca” sea menor o igual al esfuerzo real de compresión “fca”. La Tabla 5.54 resume ambos valores, “Fca” y “fca”, verificándose que para todos los diseños se satisface el requerimiento  $fca \leq Fca$ .



Tabla 5.54 - Diseño de los atiesadores de carga como columna.

TIPO DE DISEÑO	Le [cm]	Sa [cm]	Ae [cm <sup>2</sup> ]	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	r [cm]	fca [ton/cm <sup>2</sup> ]	Fca [ton/cm <sup>2</sup> ]	fca ≤ Fca
DISEÑO 1	21.6	0	83.52	4500	7.340	1.261	1.591	SI
DISEÑO 2	25.2	0	87.36	1867	4.623	1.193	1.575	SI
DISEÑO 3	25.2	0	87.36	1867	4.623	1.191	1.575	SI

### b).- Atiesadores de rigidez

Luego del análisis realizado en la Tabla 5.47, se determinó el empleo de atiesadores de rigidez para los tres diseños planteados en esta luz.

El procedimiento para el diseño de los atiesadores de rigidez es semejante al de la luz anterior, por lo tanto no se detalla. Para mayores antecedentes sobre el diseño de atiesadores de rigidez se recomienda revisar el Artículo 5.4.1.9 letra b). Allí se encuentran las especificaciones en cuanto a la ubicación del atiesador (cercanos a los apoyos ó intermedios) y al tipo de diseño (homogéneo ó híbrido).

En síntesis, tanto para el atiesador cercano a los apoyo como para los intermedios, el diseño consiste en determinar la distancia máxima entre atiesadores para que el esfuerzo cortante admisible de almas atiesadas “Fv.a.t” no exceda al esfuerzo cortante promedio del alma “fv”.

Los atiesadores de rigidez serán diseñados de a pares y la calidad del acero será A52-34ES. Debido a esto, los coeficientes B e Y de la ecuación 4.64 asumen el valor 1, excepto en el Diseño 3 donde Y = 1.43.

Para los tres diseños, la Tabla 5.55 resume, las dimensiones, el área, la inercia y las respectivas limitaciones de ancho-espesor que deben satisfacer los atiesadores de rigidez, tanto los cercanos a los apoyos como los intermedios.

Tabla 5.55 - Geometría, propiedades y consideraciones de los atiesadores de rigidez.

TIPO DE DISEÑO	ba [cm]	ta [cm]	ba ≥ 5.08+Ho/30 ba ≥ bs/4	ta ≥ ba/16 ta ≥ to	Aa [cm <sup>2</sup> ]	Ia [cm <sup>4</sup> ]
DISEÑO 1	11	1.2	SI	SI	26.4	1248.72
DISEÑO 2	9	1.4	SI	SI	25.2	851.83
DISEÑO 3	9	1.4	SI	SI	25.2	851.83

### Primer atiesador

En la Tabla 5.56, para los tres tipos de diseño se exponen los resultados de Fv.a.t debido al espaciamiento máximo del primer atiesador. Además, se verifican las correspondientes áreas e inercias mínimas, así como también, si el espaciamiento planteado logra un “Fv.a.t” mayor a “fv”.

Tabla 5.56 - Diseño del primer atiesador de rigidez, cercano a los apoyos.

TIPO DE DISEÑO	do máx [cm]	K	C	Fv.a.t = C*Fy/3 [ton/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	la ≥ I	Aa ≥ A	fv ≤ Fv.a.t ≤ Fy/3
DISEÑO 1	170	9.43	0.494	0.559	-18.79	146.88	SI	SI	SI
DISEÑO 2	225	7.22	0.585	0.664	no rige	308.7	SI	no rige	SI
DISEÑO 3	225	7.22	0.405	0.664	-42.77	308.7	SI	SI	SI

### Atiesador intermedio

En la Tabla 5.57, para los tres tipos de diseño se exponen los resultados de Fv.a.t debido a espaciamiento máximo de los atiesadores intermedios. Y al igual que para el primer atiesador, se realiza la verificación correspondiente al área e inercia mínima, así como también, si el espaciamiento planteado logra un “Fv.a.t” mayor a “fv”.

Tabla 5.57 - Diseño de los atiesadores de rigidez intermedios.

TIPO DE DISEÑO	do máx [cm]	K	C	Fv a.t [ton/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	la ≥ I	Aa ≥ A	fv ≤ Fv a.t	fv ≤ C*Fy/3
DISEÑO 1	480	5.55	0.291	0.551	-15.93	414.72	SI	SI	SI	no rige
DISEÑO 2	450	5.55	0.450	0.510	no rige	617.40	SI	no rige	no rige	SI
DISEÑO 3	450	5.55	0.311	0.821	-41.47	617.40	SI	SI	SI	no rige

### 5.4.2.9.- Deflexiones

#### a).- Deflexiones debido a la carga muerta

En la Tabla 5.58 se determinan las deflexiones por carga muerta de ambas componentes (DL y SDL), con lo cual se obtiene la contraflecha respectiva para cada diseño.

Tabla 5.58 - Cálculo de deflexiones por carga muerta y contraflechas.

TIPO DE DISEÑO	Deflexión por carga muerta			Deflexión por carga muerta superpuesta			Contraflecha
	q <sub>DL</sub> [ton/mt]	I <sub>v</sub> [mt <sup>4</sup> ]	δ <sub>DL</sub> cm	q <sub>SDL</sub> [ton/mt]	I <sub>c'</sub> [mt <sup>4</sup> ]	δ <sub>SDL</sub> cm	Δ = δ <sub>DL</sub> + δ <sub>SDL</sub> cm
DISEÑO 1	2.943	0.0223	6.6239	0.620	0.0486	0.6417	7.3
DISEÑO 2	2.870	0.0142	10.1566	0.620	0.0362	0.8602	11.0
DISEÑO 3	2.854	0.0133	10.7997	0.620	0.0346	0.9011	11.7

## b).- Deflexiones debido a la carga viva

En la Tabla 5.59, para todos los diseños se determina la deflexión debido a la carga viva, comprobándose que para todos ellos satisfagan el criterio de deflexión admisible especificado por la norma AASHTO.

Tabla 5.59 - Cálculo y verificación de la deflexiones, debido a la carga viva.

TIPO DE DISEÑO	Wr [ton]	CD	1+i	Pt (ton) [ton]	Ic [mt <sup>4</sup> ]	$\delta_{LL+i}$ cm	$\delta_{m\acute{a}x} = L/800$ cm	Verificación $\delta_{LL+i} \leq \delta_{m\acute{a}x}$
DISEÑO 1	4.356	1.193	1.224	6.360	0.0669	2.2	3.8	SI
DISEÑO 2	4.356	1.193	1.224	6.360	0.0499	2.9	3.8	SI
DISEÑO 3	4.356	1.193	1.224	6.360	0.0475	3.1	3.8	SI

## 5.4.3.- Diseño de las secciones compuestas para luz de 40 metros

### 5.4.3.1.- Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz

En la Tabla 5.60, para los tres tipos de diseño, se presentan las dimensiones de los elementos de la sección de acero.

Tabla 5.60 - Geometría de las secciones de acero en el centro de la luz.

TIPO DE DISEÑO	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior	
	Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]
DISEÑO 1	2.2	0.016	0.40	0.025	0.45	0.032	0.4	0.025
DISEÑO 2	2.0	0.018	0.30	0.020	0.35	0.032	0.3	0.022
DISEÑO 3	2.0	0.018	0.25	0.018	0.35	0.032	0.3	0.02

### 5.4.3.2.- Relación altura-luz para las secciones de la viga

La Tabla 5.61 resume, tanto para la sección de acero como para la sección compuesta, las relaciones altura-luz que debe cumplir las vigas esbeltas armadas en cada uno de los diseños, de acuerdo a lo expuesto en el Artículo 4.4.1.2.

Tabla 5.61 - Relación altura-luz para las secciones de la viga.

TIPO DE DISEÑO	Datos			Sección de acero			Sección compuesta		
	Hv [mts]	B [mts]	eo [mts]	(Hv/L)	(1/30)	$\frac{Hv}{L} \geq \frac{1}{30}$	(Hv+eo)/L	(1/25)	$\frac{Hv + eo}{L} \geq \frac{1}{25}$
DISEÑO 1	2.282	3.0	0.25	0.057	0.033	SI	0.063	0.04	SI
DISEÑO 2	2.074	3.0	0.25	0.052	0.033	SI	0.058	0.04	SI
DISEÑO 3	2.070	3.0	0.25	0.052	0.033	SI	0.058	0.04	SI

### 5.4.3.3.- Propiedades de las secciones en el centro de la luz

#### a).- Propiedades de la sección de acero

Las propiedades de la sección de acero sola son obtenidas de acuerdo a lo expuesto en el Artículo 4.4.4.3. Dichas propiedades son presentadas, en la Tabla 5.62 para los tres tipos de diseño planteados en esta luz.

Tabla 5.62 - Propiedades de las secciones de acero.

TIPO DE DISEÑO	Av [m <sup>2</sup> ]	dv [m]	Iv [m <sup>4</sup> ]	Xc [m]	Sc [m <sup>3</sup> ]	Xt [m]	St [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	0.0696	0.2355	0.0537	1.3605	0.0395	0.9215	0.0583
DISEÑO 2	0.0598	0.2041	0.0344	1.2241	0.0281	0.8499	0.0404
DISEÑO 3	0.0577	0.2269	0.0317	1.2449	0.0255	0.8251	0.0384

#### b).- Propiedades de la sección compuesta

Las Tablas 5.63 y 5.64 sintetizan las propiedades de la sección compuesta, para cargas vivas y muertas superpuestas respectivamente.

Tabla 5.63 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas con, n = 8.

TIPO DE DISEÑO	Ac [m <sup>2</sup> ]	dc [m]	Ic [m <sup>4</sup> ]	Xc8 [m]	Sc8 [m <sup>3</sup> ]	Xt8 [m]	St8 [m <sup>3</sup> ]	Xh8 [m]	Sh8 [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	0.1634	0.6171	0.1424	0.5079	0.2803	1.7741	0.0803	0.7579	0.1879
DISEÑO 2	0.1536	0.6196	0.1013	0.4004	0.2530	1.6736	0.0605	0.6504	0.1558
DISEÑO 3	0.1515	0.6211	0.0992	0.3969	0.2499	1.6731	0.0593	0.6469	0.1534

Tabla 5.64 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas con n=24.

TIPO DE DISEÑO	Ac' [m <sup>2</sup> ]	dc' [m]	Ic' [m <sup>4</sup> ]	Xc24 [m]	Sc24 [m <sup>3</sup> ]	Xt24 [m]	St24 [m <sup>3</sup> ]	Xh24 [m]	Sh24 [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	0.1009	0.2248	0.1015	0.9002	0.1128	1.3818	0.0735	1.1502	0.0882
DISEÑO 2	0.0911	0.2590	0.0719	0.7610	0.0945	1.3130	0.0548	1.0110	0.0711
DISEÑO 3	0.0890	0.2544	0.0699	0.7636	0.0915	1.3064	0.0535	1.0136	0.0690

#### 5.4.3.4.- Cálculo del factor de hibridez Ri, para Diseño 2 (viga híbrida)

Para el Diseño 2 de la luz de 40 metros, correspondiente a la tipología de viga híbrida, los esfuerzos admisibles y las relaciones ancho-espesor deben ser aminorados por el factor de hibridez "Ri" que se presenta en la Tabla 5.65.

Tabla 5.65 - Factor de hibridez "Ri" para el Diseño 2 (viga híbrida).

Datos	Fy alma [ton/mt <sup>2</sup> ]	34000	Área alma [mt <sup>2</sup> ]	0.0360	Xt8 [mt]	1.6736
	Fy ala [ton/mt <sup>2</sup> ]	49200	Alma ala tensión [mt <sup>2</sup> ]	0.0112	Hv [mt]	2.0740
Coeficientes	$\alpha$	0.6911	$\beta$	3.21	$\psi$	0.8069
Factor de hibridez	Ri	0.9417				

#### 5.4.3.5.- Esfuerzos de trabajo debido a flexión de la sección en el centro de la luz

##### a).- Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el centro de la luz

Los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección de acero (compresión) "fc" mostrados en la Tabla 5.66, resultan del cuociente entre los momentos flectores para la luz de 40 metros presentados en la Tabla 5.10 (viga S2 para luz de 40 mts.); y con los respectivos St, St8 y St24, asociados a las Tablas 5.62, 5.63 y 5.64.

Tabla 5.66 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección acero (compresión).

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
	M <sub>DL</sub> [ton*mt]	M <sub>SDL</sub> [ton*mt]	M <sub>LL+i</sub> [ton*mt]	Sc [mt <sup>3</sup> ]	Sc24 [mt <sup>3</sup> ]	Sc8 [mt <sup>3</sup> ]	fc [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	624.570	124.067	494.342	0.0395	0.1128	0.2803	18673
DISEÑO 2	607.030	124.067	494.342	0.0281	0.0945	0.2530	24884
DISEÑO 3	603.271	124.067	494.342	0.0255	0.0915	0.2499	27033

Los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección (tracción) "ft" mostrados en la Tabla 5.67, resultan del cuociente entre los momentos flectores para la luz de 40 metros presentados en la Tabla 5.10 (viga S2 para luz de 40 mts.); y con los respectivos St, St8, St24, asociados a las Tablas 5.62, 5.63 y 5.64.

Tabla 5.67 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero (tracción).

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
	M <sub>DL</sub> [ton*mt]	M <sub>SDL</sub> [ton*mt]	M <sub>LL+i</sub> [ton*mt]	St [mt <sup>3</sup> ]	St24 [mt <sup>3</sup> ]	St8 [mt <sup>3</sup> ]	ft [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	624.570	124.067	494.342	0.0583	0.0735	0.0803	18556
DISEÑO 2	607.030	124.067	494.342	0.0404	0.0548	0.0605	25442
DISEÑO 3	603.271	124.067	494.342	0.0384	0.0535	0.0593	26365

Los esfuerzos de trabajo en el borde superior del hormigón expuestos en la Tabla 5.68, resultan del cuociente entre las solicitaciones M<sub>SDL</sub> y M<sub>LL+i</sub> mostrados en la Tabla 5.10 (viga S2 para luz de 40 mts); y con los respectivos Sh8, Sh24 de las Tablas 5.63 y 5.64.

Tabla 5.68 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón.

TIPO DE DISEÑO	Momentos solicitantes		Módulos resistentes		Esfuerzo
	$M_{SDL}$ [ton*mt]	$M_{LL+i}$ [ton*mt]	Sh24 [mt <sup>3</sup> ]	Sh8 [mt <sup>3</sup> ]	fh [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	124.067	494.342	0.0882	0.1879	388
DISEÑO 2	124.067	494.342	0.0711	0.1558	469
DISEÑO 3	124.067	494.342	0.0690	0.1534	478

#### b).- Verificación de los esfuerzos de trabajo en el centro de la luz

En la Tabla 5.69, se comparan los esfuerzos de trabajo y admisibles para la luz de 40 metros, verificándose que las secciones compuestas planteadas para la zona de momento máximo son satisfactorias en cuanto a flexión para todos los diseños analizados, debido a que todas ellas cumplen con el requisito especificado en el Artículo 4.4.6.1 letras a, b y c.

Tabla 5.69 - Verificación de esfuerzos de las secciones compuestas, en el centro de la luz.

TIPO DE DISEÑO	Esfuerzos de trabajo			Esfuerzos admisibles			Verificación		
	fc [ton/mt <sup>2</sup> ]	ft [ton/mt <sup>2</sup> ]	fh [ton/mt <sup>2</sup> ]	Fc [ton/mt <sup>2</sup> ]	Ft [ton/mt <sup>2</sup> ]	Fh [ton/mt <sup>2</sup> ]	fc ≤ Fc	ft ≤ Ft	fh ≤ Fh
DISEÑO 1	18673	18556	388	18700	18700	1000	SI	SI	SI
DISEÑO 2	24884	25442	469	25483	25483	942	SI	SI	SI
DISEÑO 3	27033	26365	478	27060	27060	1000	SI	SI	SI

#### 5.4.3.6.- Esfuerzos cortantes en el alma

##### a).- Cálculo y verificación del esfuerzo cortante promedio

Para el tramo de 40 metros, el esfuerzo cortante promedio del alma ( $f_v$ ) y el esfuerzo cortante admisible ( $F_v$ ) son presentados en la Tabla 5.70. Además, en dicha tabla se verifica que los tres diseños planteados satisfacen el requerimiento  $f_v \leq F_v$ .

Tabla 5.70 - Cálculo y verificación de los esfuerzos cortantes promedios del alma.

TIPO DE DISEÑO	Cálculo del esfuerzo cortante			Esfuerzo admisible	Verificación
	V total [ton]	Ao (Área alma) [mt <sup>2</sup> ]	$f_v$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$F_v$ [ton/mt <sup>2</sup> ]	$f_v \leq F_v$
DISEÑO 1	127.618	0.0352	3626	11333	SI
DISEÑO 2	125.864	0.0360	3496	11333	SI
DISEÑO 3	125.488	0.0360	3486	16400	SI

**b).- Cálculo y verificación del esfuerzo cortante en almas no atiesadas**

Al igual que en la luces anteriores. Para determinar si es necesario el uso de atiesadores de rigidez, los esfuerzos “fv” de la Tabla 5.70 deben ser menores que el esfuerzo cortante admisible de almas no atiesadas Fv’ (Fv’ de acuerdo a la ecuación 4.55). La Tabla 5.71, resume ambos tipos de esfuerzos (fv, Fv’), y de ella se deduce que sólo el Diseño 1 requiere atiesadores de rigidez.

Tabla 5.71 - Verificación de los esfuerzos cortantes en almas no atiesadas.

TIPO DE DISEÑO	fv [ton/cm <sup>2</sup> ]	Fv' [ton/cm <sup>2</sup> ]	fv ≤ Fv' ≤ Fy/3
DISEÑO 1	0.3626	0.2726	No => usar atiesador
DISEÑO 2	0.3496	0.4174	Si => no usar atiesador
DISEÑO 3	0.3486	0.4174	Si => no usar atiesador

**5.4.3.7.- Verificación de las relaciones ancho (alto)-espesor de los elementos**

**a).- Para el Diseño 1 (viga homogénea de acero A52-34ES)**

Las verificaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos correspondientes al Diseño1, son entregadas en la Tabla 5.72. Las cuales son determinadas para los esfuerzos calculados iguales a los esfuerzos admisibles (ver Artículo 4.4.6.2).

Tabla 5.72 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 1.

Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alma con rigidizadores			Alas superior e inferior				
	Ho/to	263/√Fy	(Ho/to) ≤ 263/√Fy	bs/ts	bi/ti	37/√Fy	(bs/ts) ≤ 37/√Fy	(bi/ti) ≤ 37/√Fy
3.40	137.50	142.63	SI	16.00	14.06	20.07	SI	SI

**b).- Para el Diseño 2 (viga híbrida)**

En la Tabla 5.73 se muestran los esfuerzos de flexión de la alas para el Diseño 2 (viga híbrida). Estos valores son necesarios en el diseño híbrido para determinar las relaciones ancho-espesor de los elementos.

Tabla 5.73 - Cálculo de los esfuerzos de flexión de las alas, para la viga híbrida.

Ri	fbc = fc/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	fbt = ft/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]
0.942	2.642	2.702

En la Tabla 5.74 se presentan las verificaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos correspondientes al Diseño 2 (viga híbrida). Las cuales se determinan para los esfuerzos calculados menores a los esfuerzos admisibles (ver Artículo 4.4.6.3).

Tabla 5.74 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 2.

Alma con rigidizadores			Ala superior			Ala inferior		
Ho/to	$\frac{193.56}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{Ho}{to} \leq \frac{193.56}{\sqrt{fbc}} \leq 170$	bs/ts	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{bs}{ts} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$	bi/ti	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{bi}{ti} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$
111.11	119.07	SI	15.00	16.79	SI	10.94	16.61	SI

### c).- Para el Diseño 3 (viga homogénea de acero HPS 70W)

Las verificaciones de las relaciones ancho-espesor de los elementos correspondientes al Diseño 3, son entregadas en la Tabla 5.75. Éstas son determinadas para los esfuerzos calculados iguales a los esfuerzos admisibles (ver Artículo 4.4.6.2).

Tabla 5.75 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de los elementos, para el Diseño 3.

Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alma con rigidizadores			Alas superior e inferior				
	Ho/to	$263/\sqrt{Fy}$	$(Ho/to) \leq 263/\sqrt{Fy}$	bs/ts	bi/ti	$37/\sqrt{Fy}$	$(bs/ts) \leq 37/\sqrt{Fy}$	$(bi/ti) \leq 37/\sqrt{Fy}$
4.92	111.11	118.57	SI	13.89	10.94	16.68	SI	SI

### 5.4.3.8.- Diseño de atiesadores

#### a).- Atiesadores de carga

Al igual que en los tramos anteriores, los atiesadores de carga se emplean de a pares y su calidad para todos los diseños será acero A52-34ES.

La Tabla 5.76, resume las dimensiones y algunas consideraciones relativas al diseño de los atiesadores de carga. Además, se verifica que en los tres diseños los

atiesadores cumplen con la relación ancho-espesor  $\frac{bp}{tp} \leq \frac{18.3}{\sqrt{Fy}}$ .

Tabla 5.76 - Geometría y consideraciones de los atiesadores de carga.

TIPO DE DISEÑO	bp [cm]	tp [cm]	Fy aties [ton/cm <sup>2</sup> ]	$\frac{bp}{tp} \leq \frac{18.3}{\sqrt{Fy}}$	Ea [ton/cm <sup>2</sup> ]	K	F.S	Numero de pares	V Total [ton]
DISEÑO 1	14.2	2.0	3.4	SI	2100	0.65	2.12	1	127.618
DISEÑO 2	11.6	2.5	3.4	SI	2100	0.65	2.12	1	125.864
DISEÑO 3	9.1	1.8	3.4	SI	2100	0.65	2.12	2	125.488



### Diseño por aplastamiento

Para el diseño de los atiesadores de carga por aplastamiento se debe cumplir lo siguiente: el esfuerzo real de aplastamiento “fp” no debe exceder al esfuerzo admisible de aplastamiento “Fp”. En la Tabla 5.77 se comparan ambos valores, “fp” y “Fp”, verificándose que para todos los diseños se cumple la condición  $fp \leq Fp$ .

Tabla 5.77 - Diseño de los atiesadores de carga por aplastamiento.

TIPO DE DISEÑO	z [cm]	be [cm]	Ap [cm <sup>2</sup> ]	fp [ton/cm <sup>2</sup> ]	Fp [ton/cm <sup>2</sup> ]	fp ≤ Fp
DISEÑO 1	2	12.2	48.8	2.615	2.72	SI
DISEÑO 2	2	9.6	48.0	2.622	2.72	SI
DISEÑO 3	2	7.1	51.12	2.455	2.72	SI

### Diseño como columnas

El diseño de atiesadores de apoyo como columna, debe ser tal, que el esfuerzo admisible a la compresión del atiesador “Fca” sea menor o igual al esfuerzo real de compresión “fca”. La Tabla 5.78 expone ambos valores, “Fca” y “fca”, verificándose que para los tres diseños se cumple el requerimiento  $fca \leq Fca$ .

Tabla 5.78 - Diseño de los atiesadores de carga como columna.

TIPO DE DISEÑO	Le [cm]	Sa [cm]	Ae [cm <sup>2</sup> ]	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	r [cm]	fca [ton/cm <sup>2</sup> ]	Fca [ton/cm <sup>2</sup> ]	fca ≤ Fca
DISEÑO 1	28.8	0	102.88	4500	6.614	1.240	1.573	SI
DISEÑO 2	32.4	0	116.32	3255	5.290	1.082	1.564	SI
DISEÑO 3	44.4	12	145.44	2420	4.079	0.863	1.537	SI

### **b).- Atiesadores de rigidez**

Luego del análisis realizado en la Tabla 5.71, se determinó el empleo de atiesadores de rigidez sólo para el Diseño 1. Esto se debe a que en los diseños 2 y 3 fue necesario aumentar el espesor del alma para satisfacer la relación alto-espesor de ésta, lográndose un alma relativamente gruesa comparada con su altura, y por consiguiente, elimina la necesidad de atiesadores.

Tanto para el atiesador cercano a los apoyos como para los intermedios, el diseño consiste en determinar la distancia máxima entre atiesadores para que el esfuerzo cortante admisible de almas atiesadas “Fv.a.t”, no exceda al esfuerzo cortante promedio del alma “fv”.

Los atiesadores de rigidez serán diseñados de a pares y la calidad del acero será A52-34ES. En base a esto, para el Diseño 1 los coeficientes B e Y de la ecuación 4.64, asumen el valor 1.

En la Tabla 5.79 se presentan: las dimensiones, el área, la inercia y las respectivas limitaciones de ancho-espesor que deben satisfacer los atiesadores de rigidez del Diseño 1.

Tabla 5.79 - Geometría, propiedades y consideraciones de los atiesadores de rigidez.

TIPO DE DISEÑO	ba [cm]	ta [cm]	$ba \geq 5.08+H_o/30$ $ba \geq bs/4$	$ta \geq ba/16$ $ta \geq to$	Aa [cm <sup>2</sup> ]	la [cm <sup>4</sup> ]
DISEÑO 1	13	1.6	SI	SI	41.6	2803.28

### Primer atiesador

En la Tabla 5.80 se expone el valor de Fv.a.t para el Diseño 1, debido al espaciamiento máximo del primer atiesador. Además, se realiza la verificación correspondiente al área e inercia mínima, así como también, si el espaciamiento planteado logra un “Fv.a.t” mayor a “fv”.

Tabla 5.80 - Diseño del primer atiesador de rigidez, cercano a los apoyos.

TIPO DE DISEÑO	do máx [cm]	K	C	Fv.a.t = C*Fy/3 [ton/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	la ≥ I	Aa ≥ A	fv ≤ Fv.a.t ≤ Fy/3
DISEÑO 1	330	7.22	0.355	0.403	-35.08	675.84	SI	SI	SI

### Atiesador intermedio

En la Tabla 5.81 se muestra el valor de Fv.a.t para el Diseño 1, debido al espaciamiento máximo de los atiesadores intermedios. Y al igual que para el primer atiesador, se verifica el cumplimiento del área e inercia mínima, así como también, si el espaciamiento planteado logra un “Fv.a.t” mayor a “fv”.

Tabla 5.81 - Diseño de los atiesadores de rigidez intermedios.

TIPO DE DISEÑO	do máx [cm]	K	C	Fv a.t [ton/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	I = do to <sup>3</sup> J [cm <sup>4</sup> ]	la ≥ I	Aa ≥ A	fv ≤ Fv a.t	fv ≤ C*Fy/3
DISEÑO 1	660	5.55	0.273	0.536	-33.68	1351.68	SI	SI	SI	660

### 5.4.3.9.- Deflexiones

#### a).- Deflexiones debido a la carga muerta

En la Tabla 5.82 se determinan las deflexiones por carga muerta de ambas componentes (DL y SDL), con lo cual se obtiene la contraflecha respectiva para cada uno de los diseños.

Tabla 5.82 - Cálculo de deflexiones por carga muerta y contraflechas.

TIPO DE DISEÑO	Deflexión por carga muerta			Deflexión por carga muerta superpuesta			Contraflecha $\Delta = \delta_{DL} + \delta_{SDL}$ cm
	$q_{DL}$ [ton/mt]	$I_v$ [mt <sup>4</sup> ]	$\delta_{DL}$ cm	$q_{SDL}$ [ton/mt]	$I_{c'}$ [mt <sup>4</sup> ]	$\delta_{SDL}$ cm	
DISEÑO 1	3.123	0.0537	9.2222	0.620	0.1015	0.9701	10.2
DISEÑO 2	3.035	0.0344	14.0160	0.620	0.0719	1.3697	15.4
DISEÑO 3	3.016	0.0317	15.1092	0.620	0.0699	1.4088	16.5

#### b).- Deflexiones debido a la carga viva

En la Tabla 5.83 se determina la deflexión debido a la carga viva y se verifica el cumplimiento el criterio de deflexión admisible especificado por la norma AASHTO, de tal forma que para los tres tipos de diseño, se asegure un comportamiento óptimo durante el período de servicio del puente.

Tabla 5.83 - Cálculo y verificación de la deflexiones, debido a la carga viva.

TIPO DE DISEÑO	$W_r$ [ton]	CD	1+i	Pt (ton) [ton]	$I_c$ [mt <sup>4</sup> ]	$\delta_{LL+i}$ cm	$\delta_{m\acute{a}x} = L / 800$ cm	Verificación $\delta_{LL+i} \leq \delta_{m\acute{a}x}$
DISEÑO 1	4.356	1.193	1.195	6.211	0.1424	2.4	5.0	SI
DISEÑO 2	4.356	1.193	1.195	6.211	0.1013	3.4	5.0	SI
DISEÑO 3	4.356	1.193	1.195	6.211	0.0992	3.5	5.0	SI

## **CAPITULO VI: ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO DE LOS DISEÑOS PROPUESTOS**

### **6.1.- Introducción**

En este capítulo se presenta la información técnica y económica para las tres configuraciones de diseño aplicadas en cada una de las luces. Es decir, se detallan las dimensiones y el peso de los elementos que componen las vigas, para así conseguir los pesos totales asociados a la superestructura, en cada uno de los diseños. Posteriormente mediante un análisis económico, asociado al costo de suministro de acero para la confección de cada tipo de viga, se obtienen los resultados necesarios para los fines de esta investigación

### **6.2.- Análisis Técnico**

A continuación se exponen los resultados emanados del diseño de vigas y atiesadores. Todas las dimensiones entregadas en este artículo son producto de una serie de tanteo realizados para obtener las secciones más convenientes; para ello, en cada tipo de diseño se buscó el mayor ahorro en cuanto a peso de las vigas. Lo anterior, dentro de los parámetros de esbeltez que establece la norma AASHTO para las dimensiones de los elementos.

Como los momentos flectores en vigas simples decrecen casi parabólicamente con la distancia desde el centro de la luz, hasta cero en los apoyos; se realizan tres cambios en la sección de la viga de acero para conseguir un diseño eficiente de la estructura. Avanzado desde el centro de la luz hacia el apoyo: primero, se reduce el ala superior; segundo, se corta la cubreplaca inferior; y tercero, se reduce el ala inferior. De este modo, se generan cuatro secciones distintas para una mitad de la viga, las cuales se repiten idénticamente en la otra mitad por simetría.

Debido a lo anterior, en las tablas 6.1, 6.5 y 6.9, relativas a las “Dimensiones de los elementos principales de las vigas”, se detallan las dimensiones de los elementos por secciones (Ver Figura B.5). Los límites de cada sección se definen de acuerdo a lo siguiente:

- Sección 1 (S1): comprendida entre el extremo de la viga y el punto de reducción del ala inferior.

- Sección 2 (S2): comprendida entre punto de reducción del ala inferior y el punto de corte de la cubreplaca inferior.
- Sección 3 (S3): comprendida entre el punto de corte de la cubreplaca inferior y el punto de reducción el ala superior.
- Sección 4 (S4): comprendida entre el punto de reducción del ala superior y el eje de simetría de la luz.

## 6.2.1.- Análisis de vigas simplemente apoyadas para luz de 25 metros

### 6.2.1.1.- Dimensiones de los elementos de la viga

En la Tabla 6.1 se exponen las dimensiones de los elementos principales de la viga para la luz de 25 metros. Dichas dimensiones se encuentran especificadas para cada una de las secciones que comprende cada tipo de diseño.

Tabla 6.1 - Dimensiones de los elementos principales de la viga, en cada una de las secciones.

	Metros desde el apoyo	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior		
		Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]	
<b>DISEÑO 1</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 4.0	1.3	0.012	0.25	0.018	0.35	0.025	0	0
		S2: 4.0 - 5.5	1.3	0.012	0.25	0.018	0.4	0.032	0	0
		S3: 5.5 - 7.5	1.3	0.012	0.25	0.018	0.4	0.032	0.35	0.022
		S4: 7.5 - 12.5	1.3	0.012	0.3	0.022	0.4	0.032	0.35	0.022
<b>DISEÑO 2</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 4.0	1.2	0.012	0.2	0.014	0.25	0.025	0	0
		S2: 4.0 - 5.5	1.2	0.012	0.2	0.014	0.3	0.032	0	0
		S3: 5.5 - 8.0	1.2	0.012	0.2	0.014	0.3	0.032	0.25	0.022
		S4: 8.0 - 12.5	1.2	0.012	0.25	0.018	0.3	0.032	0.25	0.022
<b>DISEÑO 3</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 4.0	1.2	0.012	0.2	0.014	0.25	0.022	0	0
		S2: 4.0 - 6.0	1.2	0.012	0.2	0.014	0.3	0.032	0	0
		S3: 6.0 - 8.5	1.2	0.012	0.2	0.014	0.3	0.032	0.25	0.018
		S4: 8.5 - 12.5	1.2	0.012	0.25	0.016	0.3	0.032	0.25	0.018

En este estudio, las almas de las vigas fueron diseñadas bajo los parámetros ancho-espesor que establece la AASHTO para almas sin rigidizadores longitudinales. Debido a lo anterior, en la Tabla 6.2 sólo aparecen las dimensiones de los atiesadores transversales de carga y rigidez. Dichas dimensiones corresponden a un atiesador, por lo tanto, para formar el par de atiesadores la geometría presentada en la Tabla 6.2 debe ser repetida a cada lado del alma.

Tabla 6.2 - Dimensiones de los elementos secundarios de la viga para luz de 25 metros.

DISEÑOS	ATIESADORES DE RIGIDEZ			ATIEZADORES DE CARGA		
	ba [mt]	ta [mt]	h [mt]	bp [mt]	tp [mt]	h [mt]
DISEÑO 1	0.100	0.012	1.29	0.119	0.020	1.30
DISEÑO 2	0.090	0.012	1.19	0.094	0.025	1.20
DISEÑO 3	0.090	0.012	1.19	0.094	0.025	1.20

En donde:

ba, bp: ancho del atiesador

ta, tp: espesor del atiesador

h: alto del atiesador

### 6.2.1.2.- Peso de los elementos de la viga

A continuación, en la Tabla 6.3 se presentan los pesos parciales y totales de los elementos principales de la viga para todos los diseños. En relación a los pesos parciales de los elementos, éstos se obtienen de la Tabla 6.1, como resultado de la sumatoria al multiplicar el área del elemento en cada sección, por dos veces la longitud de la sección y por el peso específico del acero.

Tabla 6.3 - Peso de los elementos principales de la viga para luz de 25 metros.

DISEÑOS	Alma [ton]	Ala Superior [ton]	Ala Inferior [ton]	Cubreplaca Inferior [ton]	Peso Total [ton/Viga]
DISEÑO 1	3.062	1.048	2.258	0.846	7.213
DISEÑO 2	2.826	0.670	1.674	0.604	5.774
DISEÑO 3	2.826	0.625	1.627	0.459	5.537

En la Tabla 6.4, se expone el peso por par de atiesadores y el peso total asociado a las vigas, de acuerdo al número de pares requeridos para la luz de 25 metros. En vigas simplemente apoyadas los atiesadores de carga van dispuestos sobre cada apoyo de a pares, en relación a la solicitud en cada extremo de la viga implica diseñar uno o dos pares. Los atiesadores de rigidez son diseñados de acuerdo a una distancia máxima calculada entre ellos, dicha distancia máxima depende de la ubicación del atiesador, es decir, si se encuentra cercano al apoyo o al intermedio de la viga.

Tabla 6.4 - Peso de los elementos secundarios de la viga para luz de 25 metros.

DISEÑOS	ATIESADORES DE RIGIDEZ			ATIEZADORES DE CARGA		
	Peso por Par [ton/par]	Nº pares	Peso por Viga [ton/viga]	Peso por Par [ton/par]	Nº pares	Peso por Viga [ton/viga]
DISEÑO 1	0.0243	8	0.1944	0.0486	2	0.0972
DISEÑO 2	0.0202	12	0.2421	0.0443	2	0.0885
DISEÑO 3	0.0202	8	0.1614	0.0443	2	0.0885

En la tabla anterior, se observa que para el Diseño 2 (viga híbrida) se necesitan 4 pares de atiesadores de rigidez más que para los otros diseños, ello se debe a la resistencia necesaria para satisfacer el esfuerzo cortante admisible en almas de vigas híbridas atiesadas transversalmente, lo cual implica un espaciamiento menor entre atiesadores.

## 6.2.2.- Análisis de vigas simplemente apoyadas para luz de 30 metros

### 6.2.2.1.- Dimensiones de los elementos de la viga

Tabla 6.5 - Dimensiones de los elementos principales de la viga, en cada una de las secciones.

	Metros desde el apoyo	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior		
		Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]	
<b>DISEÑO 1</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 4.5	1.6	0.012	0.3	0.018	0.35	0.025	0	0
		S2: 4.5 - 6.0	1.6	0.012	0.3	0.018	0.4	0.032	0	0
		S3: 6.0 - 9.0	1.6	0.012	0.3	0.018	0.4	0.032	0.35	0.025
		S4: 9.0 - 15	1.6	0.012	0.35	0.025	0.4	0.032	0.35	0.025
<b>DISEÑO 2</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 5.0	1.5	0.014	0.2	0.014	0.25	0.025	0	0
		S2: 5.0 - 7.0	1.5	0.014	0.2	0.014	0.3	0.032	0	0
		S3: 7.0 - 10	1.5	0.014	0.2	0.014	0.3	0.032	0.25	0.025
		S4: 10 - 15	1.5	0.014	0.25	0.018	0.3	0.032	0.25	0.025
<b>DISEÑO 3</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 5.5	1.5	0.014	0.2	0.014	0.25	0.025	0	0
		S2: 5.5 - 7.5	1.5	0.014	0.2	0.014	0.3	0.032	0	0
		S3: 7.5 - 11	1.5	0.014	0.2	0.014	0.3	0.032	0.25	0.02
		S4: 11 - 15	1.5	0.014	0.25	0.016	0.3	0.032	0.25	0.02

De la Tabla 6.5, podemos apreciar que para los Diseños 2 y 3 se produce un aumento en el espesor del alma con respecto al Diseño 1. En cuanto al Diseño 2, se debe a que el parámetro de esbeltez del alma se encuentra influenciado por el coeficiente de hibridez. Mientras que para el Diseño 3, dicho parámetro se ve afectado por el aumento de la tensión de fluencia del acero del alma.

Al igual que en la luz anterior, la Tabla 6.6 expone la geometría de un atiesador, y éstos fueron diseñados de a pares a lo largo de la viga. Debido a lo antes señalado, en la Tabla 6.8 aparece el peso por par de atiesadores.

Tabla 6.6 - Dimensiones de los elementos secundarios de la viga para luz de 30 metros.

DISEÑOS	ATIESADORES DE RIGIDEZ			ATIEZADORES DE CARGA		
	ba [mt]	ta [mt]	h [mt]	bp [mt]	tp [mt]	h [mt]
<b>DISEÑO 1</b>	0.110	0.012	1.59	0.144	0.020	1.60
<b>DISEÑO 2</b>	0.090	0.014	1.49	0.093	0.028	1.50
<b>DISEÑO 3</b>	0.090	0.014	1.49	0.093	0.028	1.50

En donde:

ba, bp: ancho del atiesador

ta, tp: espesor del atiesador

h: alto del atiesador

### 6.2.2.2.- Peso de los elementos de la viga

En la Tabla 6.7 se presentan los pesos parciales y totales de los elementos principales de la viga, para cada tipo de diseño. En relación a los pesos parciales de los elementos, éstos se obtienen de la Tabla 6.5 como resultado de la sumatoria al multiplicar el área del elemento en cada sección, por dos veces la longitud de la sección y por el peso específico del acero.

Tabla 6.7 - Peso de los elementos principales de la viga para luz de 30 metros.

DISEÑOS	Alma [ton]	Ala Superior [ton]	Ala Inferior [ton]	Cubreplaca Inferior [ton]	Peso Total [ton/Viga]
DISEÑO 1	4.522	1.587	2.728	1.236	10.074
DISEÑO 2	4.946	0.793	1.998	0.785	8.521
DISEÑO 3	4.946	0.735	1.972	0.589	8.241

La Tabla 6.8 expone el peso por par de atiesadores y el peso total asociado a las vigas, de acuerdo al número de pares requeridos para la luz de 30 metros.

Tabla 6.8 - Peso de los elementos secundarios de la viga para luz de 30 metros.

DISEÑOS	ATIESADORES DE RIGIDEZ			ATIEZADORES DE CARGA		
	Peso por Par [ton/par]	Nº pares	Peso por Viga [ton/viga]	Peso por Par [ton/par]	Nº pares	Peso por Viga [ton/viga]
DISEÑO 1	0.0330	10	0.3295	0.0723	2	0.1447
DISEÑO 2	0.0295	8	0.2358	0.0613	2	0.1226
DISEÑO 3	0.0295	8	0.2358	0.0613	2	0.1226

De la tabla anterior, podemos apreciar que para la viga homogénea de acero A52-34ES (Diseño 1) se necesitan 2 pares de atiesadores de rigidez más que para los otros diseños, ello se debe a que la distancia mínima requerida entre el apoyo y el primer atiesador de rigidez es menor en el Diseño 1, implicando disponer de dos pares de atiesadores cercanos al apoyo en cada extremo de la viga.



## 6.2.3.- Análisis de vigas simplemente apoyadas para luz de 40 metros

### 6.2.3.1.- Dimensiones de los elementos de la viga

Tabla 6.9 - Dimensiones de los elementos principales de la viga, en cada una de las secciones.

	Metros desde el apoyo	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior		
		Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]	
<b>DISEÑO 1</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 6.0	2.2	0.016	0.3	0.025	0.35	0.02	0	0
		S2: 6.0 - 9.0	2.2	0.016	0.3	0.025	0.45	0.032	0	0
		S3: 9.0 - 13.5	2.2	0.016	0.3	0.025	0.45	0.032	0.4	0.025
		S4: 13.5 - 20	2.2	0.016	0.4	0.025	0.45	0.032	0.4	0.025
<b>DISEÑO 2</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 7.5	2	0.018	0.25	0.018	0.3	0.025	0	0
		S2: 7.5 - 10	2	0.018	0.25	0.018	0.35	0.032	0	0
		S3: 10 - 15	2	0.018	0.25	0.018	0.35	0.032	0.3	0.022
		S4: 15 - 20	2	0.018	0.3	0.02	0.35	0.032	0.3	0.022
<b>DISEÑO 3</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0.0 - 8.5	2	0.018	0.2	0.018	0.3	0.025	0	0
		S2: 8.5 - 11	2	0.018	0.2	0.018	0.35	0.032	0	0
		S3: 11 - 15.5	2	0.018	0.2	0.018	0.35	0.032	0.3	0.02
		S4: 15.5 - 20	2	0.018	0.25	0.018	0.35	0.032	0.3	0.02

Para la tabla anterior, los aumentos en el espesor del alma de los Diseños 2 y 3 con respecto al Diseño 1, se deben a las mismas razones explicadas en el Artículo 6.2.2.1 para la Tabla 6.5.

Para la luz de 40 metros, al igual que para la de 25 y 30 metros, las almas de las vigas fueron diseñadas bajo los parámetros de relación ancho-espesor que establece la AASHTO para almas sin rigidizadores longitudinales. Por ello, a continuación sólo se expone la geometría de los atiesadores transversales de carga y rigidez.

La Tabla 6.10 muestra las dimensiones de un atiesador para cada tipo de diseño; por lo tanto, para formar el par de atiesadores dichas dimensiones deben ser repetidas a cada lado del alma.

Tabla 6.10 - Dimensiones de los elementos secundarios de la viga para luz de 40 metros.

DISEÑOS	ATIESADORES DE RIGIDEZ			ATIEZADORES DE CARGA		
	ba [mt]	ta [mt]	h [mt]	bp [mt]	tp [mt]	h [mt]
<b>DISEÑO 1</b>	0.130	0.016	2.19	0.142	0.020	2.20
<b>DISEÑO 2</b>	0.000	0.000	0.00	0.116	0.025	2.00
<b>DISEÑO 3</b>	0.000	0.000	0.00	0.091	0.018	2.00

En donde:

ba, bp: ancho del atiesador

ta, tp: espesor del atiesador

h: alto del atiesador

En la Tabla 6.10, se aprecia que para los Diseños 2 y 3 no se especifican las dimensiones de los atiesadores de rigidez. Esto tiene relación con el aumento en los espesores de las almas, y por consiguiente, según lo expuesto en el Artículo 5.4.3.6 letra b); los esfuerzos cortantes promedio del alma de estos diseños son menores al esfuerzo admisible que establece la AASHTO para alma de vigas no atiesadas. Por lo tanto, se concluye que para los Diseños 2 y 3 no son necesarios los atiesadores de rigidez.

### 6.2.3.2.- Peso de los elementos de la viga

A continuación, para cada tipo de diseño de la luz de 40 metros, se muestran los pesos parciales y totales relativos a los elementos principales de la viga.

Tabla 6.11 - Peso de los elementos principales de la viga para luz de 40 metros.

DISEÑOS	Alma [ton]	Ala Superior [ton]	Ala Inferior [ton]	Cubreplaca Inferior [ton]	Peso Total [ton/Viga]
DISEÑO 1	11.053	2.610	3.825	1.727	19.214
DISEÑO 2	11.304	1.531	3.081	1.036	16.952
DISEÑO 3	11.304	1.194	3.023	0.848	16.369

Al igual que para las luces anteriores, en la Tabla 6.12 se presenta el peso por par de atiesadores y el peso total asociado a las vigas de acuerdo al número de pares requeridos para esta luz.

Tabla 6.12 - Peso de los elementos secundarios de la viga para luz de 40 metros.

DISEÑOS	ATIESADORES DE RIGIDEZ			ATIEZADORES DE CARGA		
	Peso por Par [ton/par]	Nº pares	Peso por Viga [ton/viga]	Peso por Par [ton/par]	Nº pares	Peso por Viga [ton/viga]
DISEÑO 1	0.0715	8	0.5721	0.0981	2	0.1962
DISEÑO 2	0.0000	0	0.0000	0.0911	2	0.1821
DISEÑO 3	0.0000	0	0.0000	0.0514	4	0.2057

En la Tabla 6.12 no aparecen pesos para los atiesadores de rigidez asociados a los Diseños 2 y 3, las razones de lo anterior, tiene relación con la explicación dada en el Artículo 6.2.3.1 para la Tabla 6.10. Además, para el Diseño 3 podemos ver que se necesitan dos pares de atiesadores de carga adicionales que para los otros diseños. Ello se debe, a que el área de aplastamiento que provee un par de rigidizadores en cada extremo no es suficiente para satisfacer el esfuerzo de aplastamiento solicitante, implicando de este modo, diseñar dos pares de atiesadores de carga en cada extremo de la viga.

## 6.2.4.- Resumen del peso total de los diseños propuestos

### 6.2.4.1.- Análisis de los pesos totales de las vigas en la superestructura

La obtención del peso total de las vigas para las tres alternativas de diseño de cada luz, tiene por objeto dar a conocer la variación en peso de la estructuración en acero y, en consecuencia obtener el tipo de diseño más conveniente tanto técnica como económicamente, haciendo uso de la metodología ASD de la norma AASHTO.

Para el análisis de peso total de las vigas, se contempla la materialización de cada tipo de diseño en base a una estructuración de tres vigas esbeltas armadas de idénticas características, en cuanto a las dimensiones de sus elementos primarios y secundarios.

Para cada luz, asumiendo condiciones similares de los elementos secundarios (arriostramiento, pavimento, losa y barreras), se establece en la Tabla 6.3 la variación de los pesos de la superestructura para cada diseño comparando sólo la estructuración en acero. Estos valores pueden ser revisados con mayor claridad, en el Gráfico 6.1

Tabla 6.13 - Resumen del peso total de los diseños para cada luz.

LUZ [mts]	DISEÑO	Tipo de Viga	Tipo de Acero	Número de Vigas del Proyecto	Peso Unitario de cada Viga [ton/Viga]	Peso Atiesadores		Peso Total de las Vigas [ton]
						Rigidez [ton/Viga]	Carga [ton/Viga]	
25	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	3	7.213	0.194	0.097	22.515
	Diseño 2	Híbrida	HPS/A52	3	5.774	0.242	0.089	18.313
	Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	3	5.537	0.161	0.089	17.360
30	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	3	10.074	0.330	0.145	31.643
	Diseño 2	Híbrida	HPS/A52	3	8.521	0.236	0.123	26.639
	Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	3	8.241	0.236	0.123	25.797
40	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	3	19.214	0.572	0.196	59.948
	Diseño 2	Híbrida	HPS/A52	3	16.952	0.000	0.182	51.403
	Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	3	16.369	0.000	0.206	49.724

De la Tabla 6.13, se observa que para las tres luces analizadas, existe una disminución progresiva del peso total de las vigas de acuerdo al número de diseño (1, 2 y 3), siendo el Diseño 3 (viga homogénea de HPS-70W) el que presenta la mayor economía en cuanto a peso. Este último resultó con 0.95 toneladas por debajo del Diseño 2 para la luz de 25 metros, y con 0.84 y 1.68 toneladas, para las luces de 30 y 40 metros respectivamente. En cuanto a porcentajes, los pesos antes mencionados se traducen en: 5.2%, 3.2% y 3.3% para las luces de 25, 30 y 40 metros. En base a los bajos porcentajes de ahorro en peso del Diseño 3 respecto al Diseño 2, y considerando la baja eficiencia de las vigas homogéneas de acero de alto comportamiento (HPS)

planteada por Lwin (2002), debido a que no todas las partes de un puente necesitan grandes niveles de resistencia; el Diseño 3 sólo se presenta como un dato estimativo.

Con lo antes señalado y abocándose al objetivo planteado en esta investigación, los Diseños 1 y 2 son los que implican una mayor relevancia en el análisis comparativo.

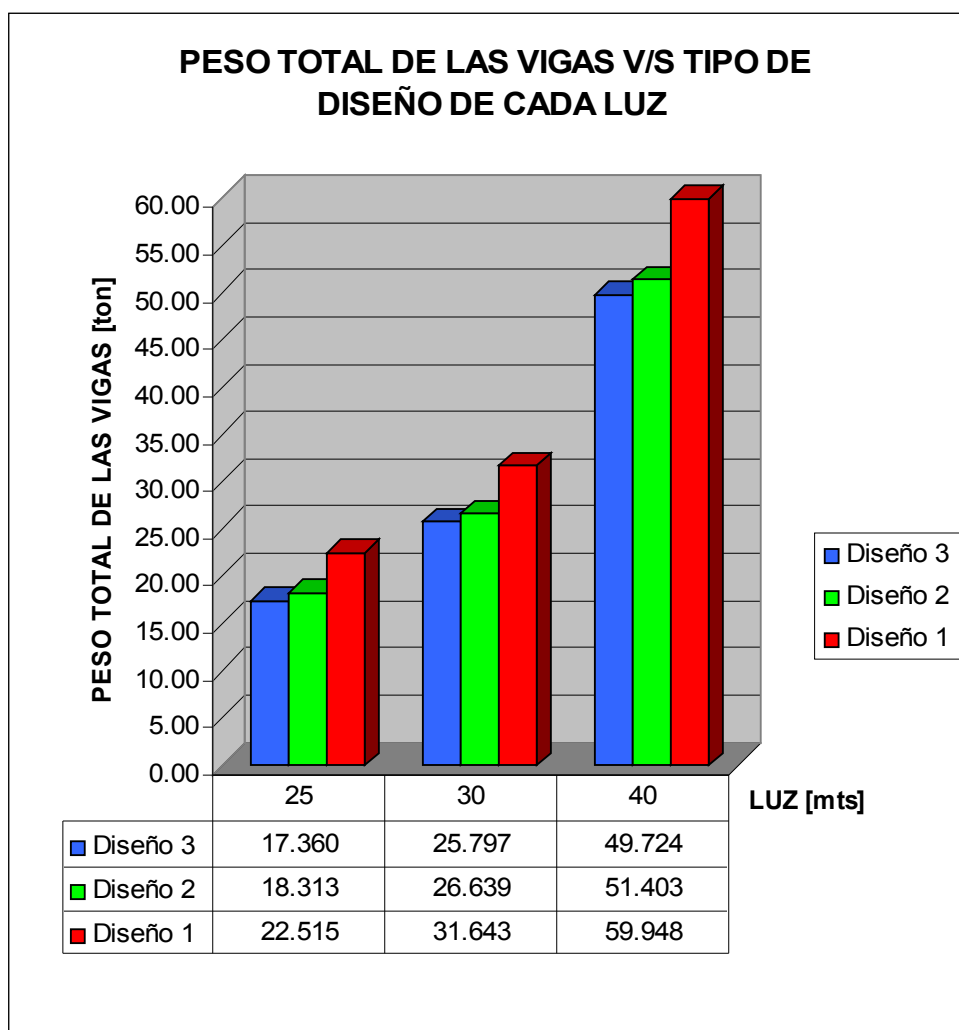


Gráfico 6.1 - Pesos total de las vigas para cada luz, según tipo de diseño.

En el gráfico anterior, si comparamos el Diseño 1 versus el Diseño 2 se observa claramente, para todas las luces implicadas en esta investigación, que existe una disminución considerable del peso de la superestructura en base a vigas híbridas, con respecto diseño homogéneo de acero nacional. Lo antes mencionado, reafirma indudablemente la experiencia estadounidense (Artículo 2.4.2).

Para los Diseños 1 y 2, el Gráfico 6.2 expone la tendencia del peso de la superestructura en función de la luz.

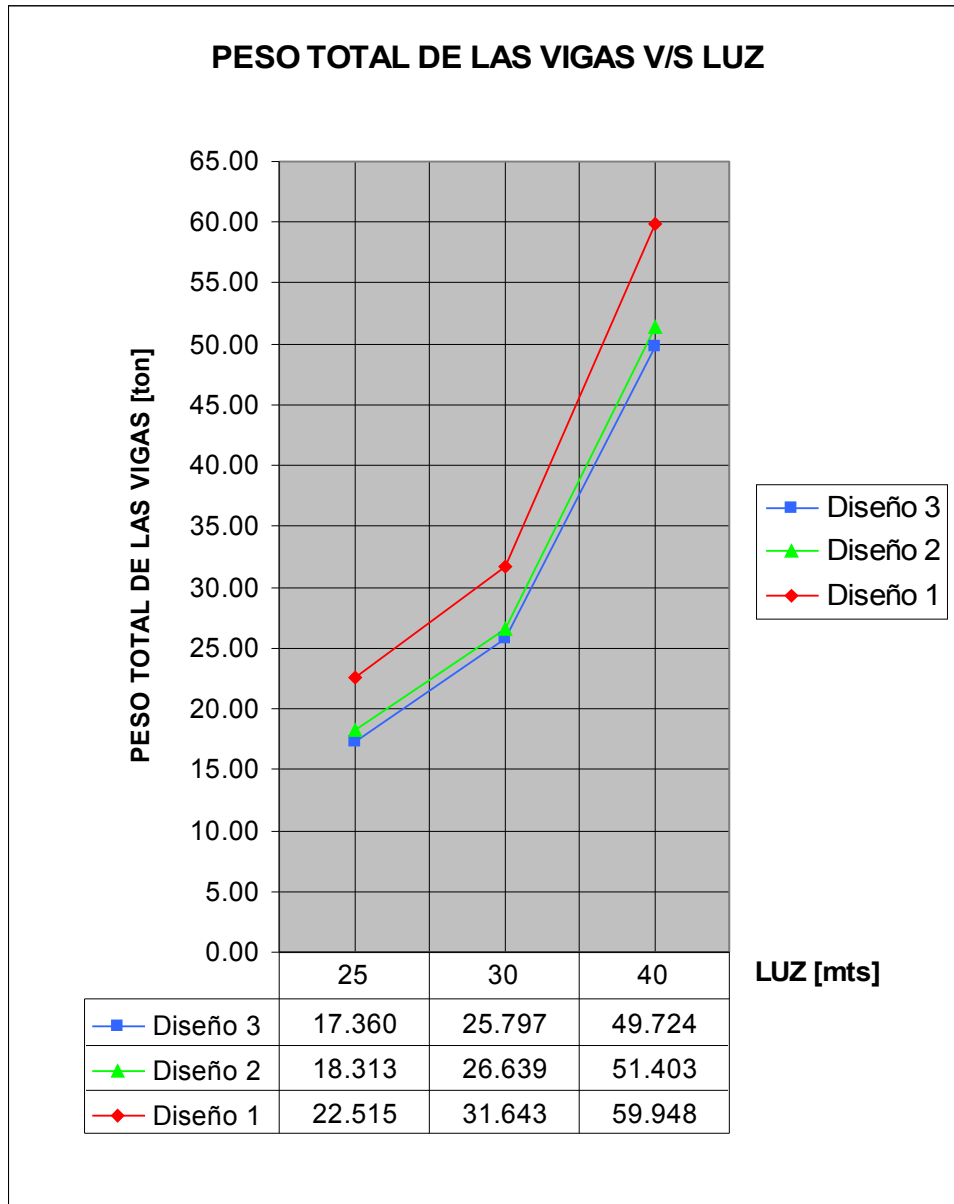


Gráfico 6.2 - Tendencia del peso de la superestructura en función de la luz.

Del gráfico anterior, para luces comprendidas entre los 25 y 30 metros se observa que el Diseño 2 respecto al Diseño 1, no muestra una disminución considerable del peso de la superestructura a medida que aumenta la longitud del vano. En cambio para luces por sobre los 30 metros, se manifiesta una tendencia más clara de reducir el peso de las vigas a medida que aumenta la luz. Con lo anterior se deduce que para luces mayores a 30 metros, la eficiencia del diseño híbrido respecto al diseño homogéneo de acero nacional A52-34ES, manifiesta un incremento a medida que aumenta la longitud del vano.

En la Tabla 6.14, para cada uno de los diseños y luces planteadas, se establece el porcentaje de ahorro en peso de la superestructura con respecto al Diseño 1.

Tabla 6.14 - Porcentaje de ahorro en peso de la superestructura, con respecto al Diseño 1.

LUZ [mts]	DISEÑO	Tipo de Viga	Tipo de Acero	Peso Total de las Vigas [ton]	Ahorro (%) en peso con respecto a Diseño 1
25	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	22.515	-
	Diseño 2	Híbrida	HPS/A52	18.313	18.7%
	Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	17.360	22.9%
30	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	31.643	-
	Diseño 2	Híbrida	HPS/A52	26.639	15.8%
	Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	25.797	18.5%
40	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	59.948	-
	Diseño 2	Híbrida	HPS/A52	51.403	14.3%
	Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	49.724	17.1%

Para la luz de 25 metros, el Diseño 2 resultó con un 18.7% de peso más bajo en relación al Diseño 1. Si realizamos esta misma comparación para las luces de 30 y 40 metros, vemos que la tipología de viga híbrida arroja un 15.8% y un 14.3% respectivamente de peso mas bajo que la vigas homogéneas de acero A52-34ES. Si estos porcentajes de economía en peso (del Diseño 2 con respecto al Diseño 1) lo trasformamos en unidades tangibles como lo son las toneladas, se producen los siguientes ahorros: para la luz de 25 metros 4.2 toneladas, para la luz de 30 metros 5.0 toneladas y para la luz de 40 metros 8.5 toneladas.

Del análisis anterior para el Diseño 2, la diferencia de ahorro en peso entre las luces de 25 y 30 metros es de sólo 0.8 toneladas. Esto respalda lo manifestado esquemáticamente en el Gráfico 6.2 y viene a ratificar lo mencionado por Hedefine (1997).

En resumen, en cuanto a los pesos totales de las vigas de la superestructura, el uso de estos aceros de alto comportamiento resulta conveniente para luces mayores a los 30 metros. Se pueden establecer disminuciones considerables en peso, con respecto a un puente de vigas homogéneas de acero A52-34ES. Dichas disminuciones pueden generar ahorros adicionales en transporte, montaje y fundaciones, debido a que están relacionadas directamente con el peso de la estructura.

Según Piña (2004), las reducciones del peso de la superestructura aumentan la seguridad de la infraestructura, disminuyendo considerablemente el esfuerzo de corte basal, y con ello, las fuerzas y desplazamientos sísmicos del puente.

### 6.2.4.2.- Análisis de pesos para el Diseño 2 (Viga Híbrida), según tipo de acero

En la Tabla 6.15, para todas las tres luces propuestas se exhiben las distribuciones de pesos parciales y totales, según el tipo de acero involucrado en los elementos que componen la viga híbrida.

Tabla 6.15 - Pesos para el Diseño 2 (viga híbrida), según tipo de acero.

Peso de los Elementos	LUZ 25 METROS		LUZ 30 METROS		LUZ 40 METROS	
	A52-34ES	HPS 70W	A52-34ES	HPS 70W	A52-34ES	HPS 70W
Alma [ton]	2.826		4.946		11.304	
Ala Superior [ton]		0.670		0.793		1.531
Ala Inferior [ton]		1.674		1.998		3.081
Cubreplaca Inferior [ton]		0.604		0.785		1.036
Atiesadores [ton]	0.331		0.358		0.182	
<b>Peso Viga [ton/Viga]</b>	<b>3.157</b>	<b>2.948</b>	<b>5.304</b>	<b>3.576</b>	<b>11.486</b>	<b>5.648</b>
<b>Peso Proyecto (3 vigas) [ton]</b>	<b>9.470</b>	<b>8.843</b>	<b>15.912</b>	<b>10.727</b>	<b>34.458</b>	<b>16.944</b>

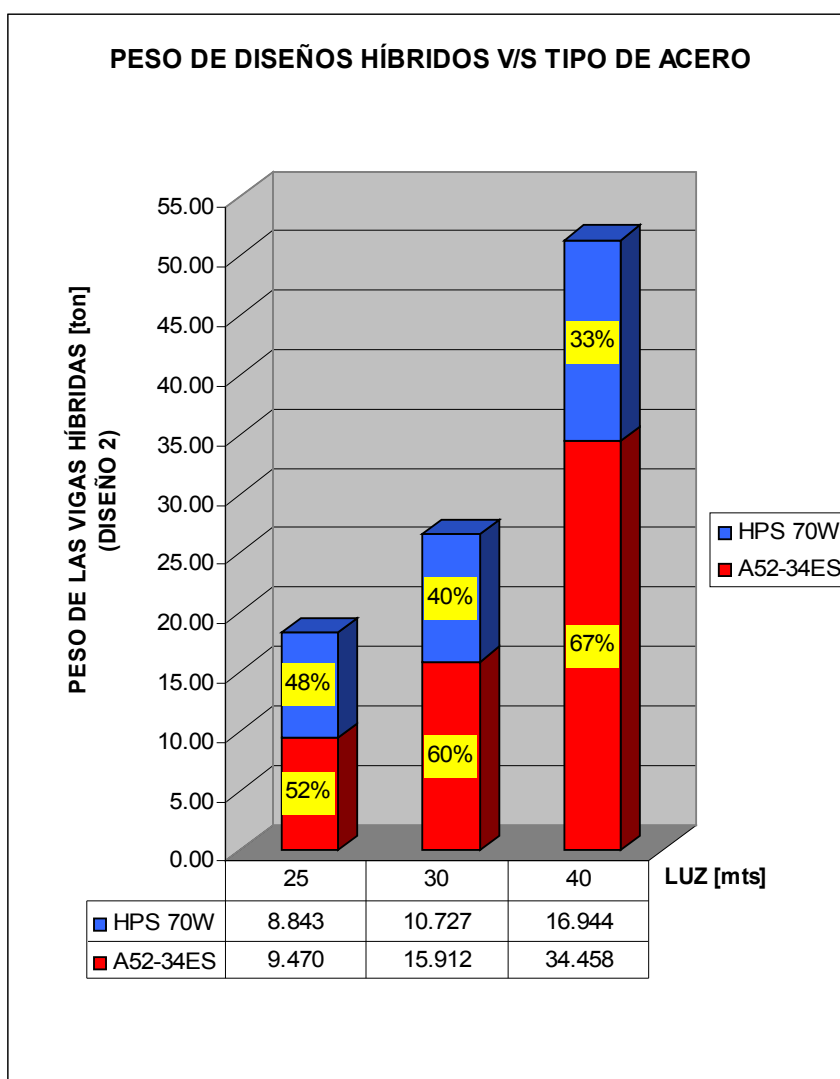


Gráfico 6.3 - Relaciones de peso para el Diseño 2, según el tipo de acero.

Del Gráfico 6.3, para la luz de 25 metros se observa que las cantidades de ambos tipos de acero son semejantes. En cambio, para la longitud de 30 metros el empleo de acero HPS 70W representa 40% del peso total de la superestructura, disminuyendo considerablemente a un 33% para la luz de 40 metros. En síntesis, se manifiesta un aumento progresivo del empleo del acero A52-34ES a medida que aumentan las longitudes de los vanos; y simultáneamente se produce una disminución en el uso del acero HPS 70W, lo cual se deriva en una mayor eficiencia de ambos aceros en relación a la longitud de la luz. Todo esto, viene a reafirmar los resultados obtenidos en el análisis del Artículo 6.2.4.1.

### **6.3.- Análisis de costos**

El análisis de costo de una estructura se ve afectado por una sin número de variables, por lo tanto, un análisis comparativo entre las tres alternativas de diseño planteadas para la confección de las vigas, no resulta fácil. Sin embargo, la variable que más influye es el precio del acero, cuyo valor se transa en un mercado vulnerable a una serie de parámetros internacionales. Debido a lo antes mencionado, muchas de las demás variables serán simplificadas.

#### **6.3.1.- Antecedentes y consideraciones**

Según la experiencia estadounidense (Tabla 2.1 y 2.2), el precio adicional que implica trabajar con el acero HPS-70W es alrededor del 20%, en relación un acero convencional. Al revisar los pesos totales de las vigas (Tabla 6.14), se observa que los diseños que emplean acero HPS-70W reducen su peso entre un 15 a un 20% aproximadamente. En base al análisis anterior, asumimos que el costo de fabricación de las vigas es similar en todos los diseños debido a que el 20% más caro que es trabajar con el acero HPS, en cierta forma es compensado con la menor cantidad de kilogramos que demandan los diseños basados en este material (Diseños 2 y 3).

Además, no se consideran los costos asociados a infraestructura ni a la plataforma de tránsito (losa, barreras, baranda, etc.). Estas partidas quedan fuera de estudio o se consideran semejantes para todos los diseños de una luz, incluso sabiendo que los diseños que arrojen uno menor peso de vigas tendrán una incidencia directa en ahorros de transporte, montaje y dimensión de las fundaciones. Lo anterior se debe, a que el objetivo es cuantificar los costos del acero entre los distintos diseños y luces analizadas.



De acuerdo a lo anterior, el análisis de costos sólo se centralizara en estimar el precio de suministro de los aceros para la materialización de las vigas de cada diseño.

### **6.3.2.- Costos unitarios de los aceros**

**a) Acero A52-34ES:** el costo unitario debido al suministro de este acero nacional se obtiene mediante la cotización realizada a la empresa Centroacero S.A, cuyo oferta se encuentra detallada en el Anexo E. Según Centroacero S.A, el precio en moneda nacional asociado a la provisión del kilogramo de acero A52-34ES asume el valor de \$790 más IVA.

**b) Acero HPS-70W:** el costo de importación del acero de alto comportamiento se determina a partir del precio FOB, proporcionado por una de las empresas fabricantes de este tipo de acero, como lo es ArcelorMittal USA. Dicho precio FOB se encuentra respaldado en el Anexo F, y su valor alcanza los 0.7 dólares por el suministro de la libra de acero HPS-70W en el puerto de Philadelphia. En base a esta información se determina el precio CIF y los respectivos tributos aduaneros asociados a la importación de este material, tal como se detalla a continuación:

- **CIF = FOB + 2% FOB (por flete) + 5% FOB (del seguro teórico)**

**FOB:** Cláusula de compraventa que considera el valor de la mercancía puesta a bordo del vehículo en el país de procedencia, excluyendo seguro y flete.

**CIF:** Cláusula de compraventa que incluye el valor de las mercancías en el país de origen, el flete y seguro hasta el punto de destino.

- **Tributos Aduaneros**

Derechos Ad Valorem = 6% del CIF

Tasa de Verificación de Aforo = 1% del CIF

Transferencia de Carga = Según Tabla F.1 (Anexo F)

(No se considera almacenaje ni recepción, debido a que la carga será transferida inmediatamente)

- **Impuesto al Valor Agregado**

IVA = 19% sobre el valor CIF + 19% de los derechos Ad Valorem

IVA Transferencia de Carga = 19% de la transferencia de Carga

Cada uno de estos valores se encuentra detallado en la Tabla 6.16, en la cual se estima el costo de importación del acero HPS-70W con y sin IVA.

Tabla 6.16 – Determinación del costo de importación del acero HPS-70W.

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
FOB	0,7	US \$/libra
FOB	1,54	US \$/Kg
<b>CIF ( FOB+ 7% FOB)</b>	<b>1,648</b>	<b>US \$/Kg</b>
<b>Tributos Aduaneros</b>		
Derechos de Ad Valorem (6% CIF)	0,099	US \$/Kg
Tasa de Verificación de Aforo (1% CIF)	0,0165	US \$/Kg
Transferencia de la carga	0,00564	US \$/Kg
<b>Total Tributos Aduaneros</b>	<b>0,121</b>	<b>US \$/Kg</b>
<b>Costo de Importación [S/IVA]</b>		
	<b>1,769</b>	<b>US \$/Kg</b>
<b>Impuestos al Valor Agregado</b>		
IVA (CIF + derechos ad valorem)	0,33	US \$/Kg
IVA Transferencia de la carga	0,01	US \$/Kg
<b>Total IVA</b>	<b>0,34</b>	<b>US \$/Kg</b>
<b>Costo de Importación [C/IVA]</b>		
	<b>2,106</b>	<b>US \$/Kg</b>

Como los pesos totales están en toneladas, los precios de suministro del acero deben ser transformados a \$/ton. Para el acero A52-34ES basta con multiplicar el peso cotizado por 1000 (1 ton = 1000Kg). En el caso al acero HPS-70W, como su precio de importación se obtuvo en US \$/Kg, debe multiplicarse por el valor del dólar (valor promedio observado en Noviembre del 2008) y por 1000. La Tabla 6.17 resume los costos unitarios netos y totales, en kilos y toneladas, para ambos tipos de acero.

Tabla 6.17 – Costos unitarios netos y totales de los aceros.

	Acero	Costo asociado al Kg de Acero		Costo asociado a la Tonelada de Acero	
		Valor	Unidad	Valor	Unidad
TOTALES [sin IVA]	A52-34ES	790	\$/kg	790,000	\$/ton
	HPS-70W	1152	\$/kg	1,152,382	\$/ton
TOTALES [con IVA]	A52-34ES + IVA	940	\$/kg	940,100	\$/ton
	HPS-70W + IVA	1372	\$/kg	1,372,271	\$/ton

\*) Valor promedio del dólar observado en Noviembre 2008, US \$ = \$651.51.

### 6.3.3.- Costos totales de suministro de acero

Los costos totales del suministro de acero para las vigas se determina multiplicando directamente las cantidades de acero A52-34ES y HPS-70W que demanda cada uno de los diseños, por el precio que involucra la respectiva adquisición de cada tipo de acero.

Los pesos totales, según el tipo de acero que demandan los Diseños 1 y 3 fueron obtenidos de la Tabla 6.13. En cambio para el Diseño 2, los montos involucrados de cada tipo de acero se encuentran detallados en la Tabla 6.15.

Los costos asociados al suministro de ambos tipos de acero, para la confección de cada uno de los diseños, son presentados en las Tablas 6.18 y 6.19. La Tabla 6.18 muestra los costos netos; mientras que la Tabla 6.19 expone los costos totales, es decir, considerando el efecto del 19% del IVA.

Tabla 6.18 – Costos netos asociados al suministro de acero (sin IVA).

LUZ [mts]	DISEÑO	Tipo de Viga	Tipo de Acero	Peso Total de las Vigas, según el Tipo de Acero [ton]	Costo Neto, según Tipo de Acero [\$ S/IVA]	Costo Neto Total del Acero [\$ S/IVA ]
25	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	22.515	\$ 17,786,721	\$ 17,786,721
	Diseño 2	Híbrida	A52-34ES	9.470	\$ 7,481,331	\$ 17,671,872
			HPS-70W	8.843	\$ 10,190,541	
Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	17.360	\$ 20,005,028	\$ 20,005,028	
30	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	31.643	\$ 24,998,085	\$ 24,998,085
	Diseño 2	Híbrida	A52-34ES	15.912	\$ 12,570,361	\$ 24,931,989
			HPS-70W	10.727	\$ 12,361,628	
Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	25.797	\$ 29,727,949	\$ 29,727,949	
40	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	59.948	\$ 47,359,154	\$ 47,359,154
	Diseño 2	Híbrida	A52-34ES	34.458	\$ 27,222,104	\$ 46,748,320
			HPS-70W	16.944	\$ 19,526,216	
Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	49.724	\$ 57,300,637	\$ 57,300,637	

Tabla 6.19 – Costos totales asociados al suministro de acero (con IVA).

LUZ [mts]	DISEÑO	Tipo de Viga	Tipo de Acero	Peso Total de las Vigas, según el Tipo de Acero [ton]	Costo Total, según Tipo de Acero [\$ C/IVA]	Costo Total del Acero [\$ C/IVA ]
25	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	22.515	\$ 21,166,198	\$ 21,166,198
	Diseño 2	Híbrida	A52-34ES	9.470	\$ 8,902,784	\$ 21,037,810
			HPS-70W	8.843	\$ 12,135,026	
Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	17.360	\$ 23,822,242	\$ 23,822,242	
30	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	31.643	\$ 29,747,721	\$ 29,747,721
	Diseño 2	Híbrida	A52-34ES	15.912	\$ 14,958,730	\$ 29,679,114
			HPS-70W	10.727	\$ 14,720,384	
Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	25.797	\$ 35,400,420	\$ 35,400,420	
40	Diseño 1	Homogénea	A52-34ES	59.948	\$ 56,357,393	\$ 56,357,393
	Diseño 2	Híbrida	A52-34ES	34.458	\$ 32,394,304	\$ 55,646,371
			HPS-70W	16.944	\$ 23,252,067	
Diseño 3	Homogénea	HPS 70W	49.724	\$ 68,234,329	\$ 68,234,329	

### 6.3.4.- Análisis de costos, asociados al suministro de acero

Para visualizar en forma global todos los costos, en la Tabla 6.20 se presenta un resumen de los precios asociados al suministro de los aceros para la materialización de las vigas. Además, en esta tabla se indican los porcentajes de ahorros en pesos que produce la alternativa de Diseño 2, en relación a los Diseños 1 y 3.

Tabla 6.20 – Resumen de costos asociados al suministro de acero.

LUZ [mts]	DISEÑO	Tipo de Viga	Costo Neto del Acero [\$ S/IVA]	Costo Total del Acero [\$ C/IVA*]	Costo Total del Acero [US \$**]	Ahorro en \$ del Diseño 2	
						respecto al Diseño 1	respecto al Diseño 3
25	Diseño 1	Homogénea	\$ 17,786,721	\$ 21,166,198	32,488	-	-
	Diseño 2	Híbrida	\$ 17,671,872	\$ 21,037,810	32,291	0.61%	11.69%
	Diseño 3	Homogénea	\$ 20,005,028	\$ 23,822,242	36,565	-	-
30	Diseño 1	Homogénea	\$ 24,998,085	\$ 29,747,721	45,660	-	-
	Diseño 2	Híbrida	\$ 24,931,989	\$ 29,679,114	45,554	0.23%	16.16%
	Diseño 3	Homogénea	\$ 29,727,949	\$ 35,400,420	54,336	-	-
40	Diseño 1	Homogénea	\$ 47,359,154	\$ 56,357,393	86,503	-	-
	Diseño 2	Híbrida	\$ 46,748,320	\$ 55,646,371	85,411	1.26%	18.45%
	Diseño 3	Homogénea	\$ 57,300,637	\$ 68,234,329	104,733	-	-

\*) IVA: 19 %

\*\*) Valor promedio del dólar observado en Noviembre 2008, US \$1 = \$651.51 pesos chilenos.

De la tabla anterior, en relación a los costos totales del acero necesario para confeccionar las vigas de cada diseño, observamos que con la alternativa de diseño híbrido no se logran disminuciones considerables en cuanto a precios con respecto al diseño homogéneo de acero nacional. En cambio, si el Diseño 2 (híbrido) lo comparamos con el diseño homogéneo de HPS-70W se aprecia un ahorro significativo en el costo del acero, dejando de manifiesto la gran eficiencia de los diseños híbridos de acero de alto comportamiento planteado por Lwin (2002).

Volviendo al interés de esta investigación, Diseño 2 versus Diseño 1, debemos tener en cuenta la desventaja en que viene a competir el acero HPS-70W, debido a la gran demanda actual en el mercado internacional del acero. A pesar de lo anterior, el diseño híbrido logra competir de igual a igual con el diseño homogéneo de acero nacional, incluso aunque no sea considerable a un menor precio. Esto se encuentra esquematizado en el Gráfico 6.4.

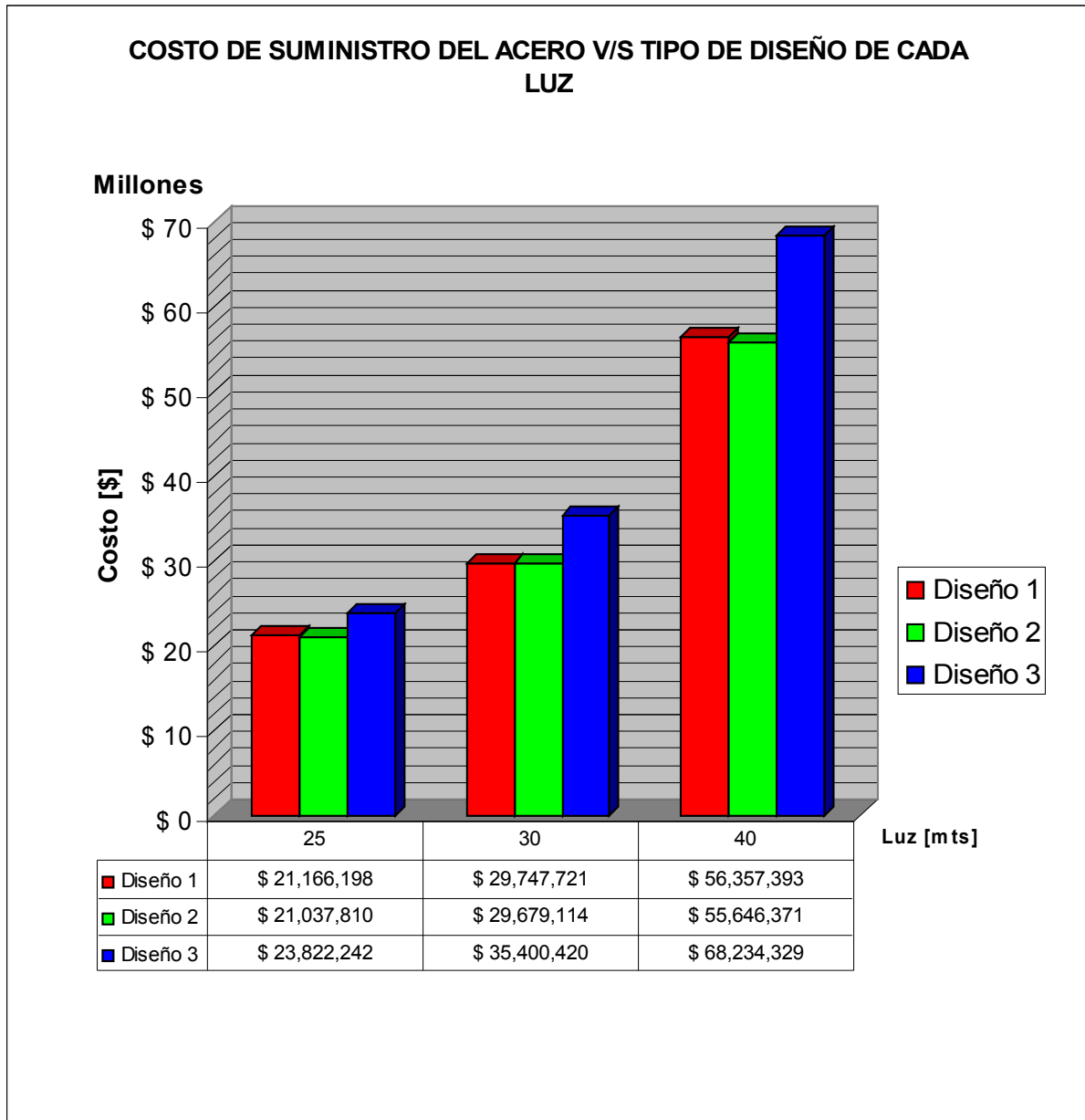


Gráfico 6.4 – Costos totales asociados al suministro de acero (con IVA incluido).

En el Gráfico 6.5 se trazan las líneas de tendencia de los costos en función de las luces. De este modo se visualiza gráficamente la dispersión de los precios de cada diseño, pudiéndose analizar incrementos o disminuciones de costos a medida que aumenta la luz.

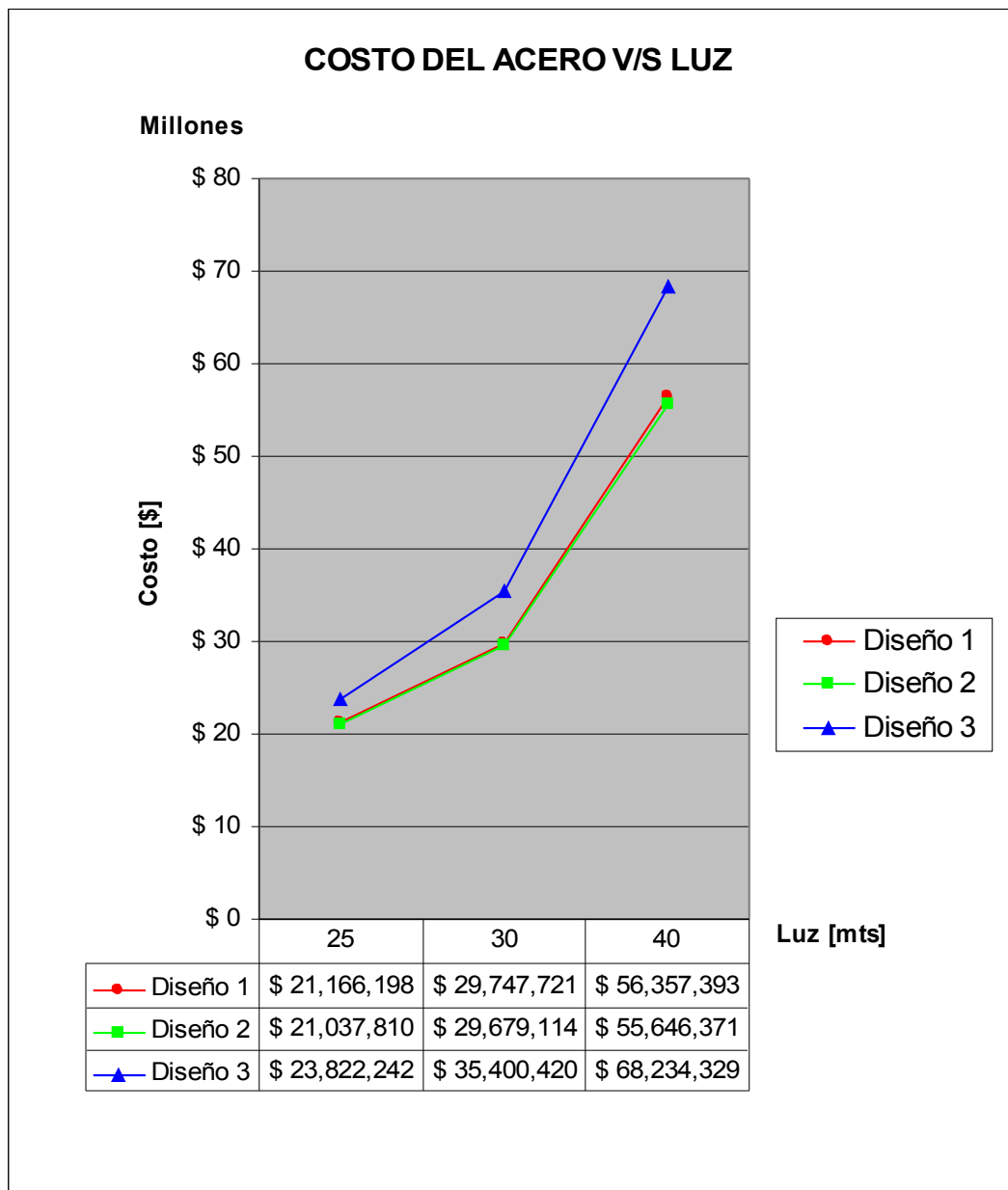


Gráfico 6.5 - Tendencia del costo del acero en función de la luz

Del Gráfico 6.5, si comparamos el Diseño 2 con el Diseño 1, se aprecia que para las luces comprendidas entre los 25 y 30 metros los costos demandados por ambas alternativas de diseños son prácticamente iguales. Para el segundo tramo (30 - 40 mts), se nota un muy leve tendencia a disminuir el precio a medida que se avanza a lo largo de la luz, de tal modo que a los 40 metros se reduce el costo sólo en un 1.26%, lo cual no es un monto considerable. Por lo tanto, se deduce que en cuanto a costos, el diseño híbrido no revela una tendencia clara de reducir los precios a medida que se aumenta la luz, todo esto con respecto al diseño homogéneo de acero nacional.

En cambio, en el caso de los diseños 2 y 3, para ambos tramos se observa que la gráfica del Diseño 2 posee una pendiente bastante menor. En base a esto, se puede establecer que el diseño híbrido presenta una tendencia progresiva a disminuir los costos a medida que se aumenta la luz, respecto al diseño homogéneo de acero HPS-70W.

En general, con respecto a los costos totales por el suministro de acero para las distintas alternativas de diseño planteadas en cada luz, se puede notar que los ahorros en precios no son significativos para plantear la solución de diseño híbrido por sobre la homogénea de acero nacional. Según Piña (2005), esto se debe fundamentalmente a dos factores negativos, el primero corresponde a la gran demanda actual en el mercado internacional del acero, con lo cual se han incrementado los precios; y el segundo a la falta de disponibilidad en el mercado nacional debido a que es un producto desconocido y de nula demanda

## **CAPITULO VII: CONCLUSIONES**

### **7.1.- Introducción**

Considerando todos los antecedentes expuestos y los resultados del análisis a nivel técnico y económico. A continuación, se presentan las conclusiones asociadas a este estudio.

### **7.2.- Conclusiones**

#### **7.2.1.- Respecto a peso totales de las vigas**

Considerando las tres alternativas de diseño planteadas para cada luz, se tiene que existe una disminución progresiva del peso total de las vigas de acuerdo al número de diseño 1, 2 y 3 (Diseño 1: vigas homogéneas de acero A52-34ES, Diseño 2: vigas híbridas, Diseño 3: vigas homogéneas de HPS-70W), siendo las vigas homogéneas de HPS-70W las que presenta la mayor economía en cuanto a peso. Al comparar el Diseño 3 versus el Diseño 2 se obtuvieron las siguientes reducciones en cuanto a peso: 5.2%, 3.2% y 3.3%, para las luces de 25, 30 y 40 metros respectivamente. Estos bajos ahorros, vienen a confirmar la baja eficiencia de las vigas homogéneas de acero de alto comportamiento (HPS-70) planteado por Lwin (2002). En cambio, con el uso del acero HPS-70W en diseños híbridos (Diseño 2) se lograron disminuciones considerables en peso, del orden de: 18.7%, 15.8% y 14.3%; para las luces 25, 30 y 40 metros respectivamente, en condiciones similares con respecto al diseño homogéneo de acero nacional (Diseño 1). Además, se comprobó posteriormente que los porcentajes anteriores incluso pueden aumentar a 22.4%, 20.2% y 18.1%, en el caso de comparar ambos diseños con la misma altura de alma. Sin embargo, esto conlleva a un diseño poco óptimo de las vigas homogéneas de acero A52-34ES.

Tomado en cuenta las tres luces analizadas, para tramos mayores a 30 metros, se observa que la eficiencia del diseño híbrido respecto al diseño homogéneo de acero A52-34ES aumenta al extenderse la luz. Es decir, el peso de vigas híbridas es cada vez menor respecto de la homogénea al incrementar la luz. Lo anterior, concuerda directamente con lo mencionado por Hedefine (1997), el plantea que para luces comprendidas entre los 30 y 55 metros aproximadamente, las vigas híbridas con aceros más fuertes en las alas que en el alma, con frecuencia resultaran más eficientes que las vigas homogéneas de acero convencional. Esto tendría origen en el hecho que a



medida que las vigas son más largas, el incrementar el alto de alma para conseguir una mayor inercia, implica para el diseño híbrido un aumento de las cantidades de acero A52-34ES, y simultáneamente una disminución en el uso del acero HPS 70W (reflejado en el Gráfico 6.3).

En síntesis, en cuanto al peso total de la superestructura, el uso de este acero de alto comportamiento (HPS-70W) en diseños híbridos resulta conveniente. Se pueden establecer reducciones considerables en peso, lo cual aumenta la seguridad de la infraestructura, al disminuir significativamente las fuerzas y los desplazamientos sísmicos del puente. En relación a los costos, además se pueden producir ahorros adicionales en transporte, montaje y fundaciones, debido a que estas partidas están directamente relacionadas con el peso de la estructura.

### **7.2.2.- Respecto a los costos de suministro del acero**

Con respecto a los costos por el suministro de acero, para las distintas alternativas de diseño planteadas en cada luz, no se logran ahorros considerables al usar la solución de diseño híbrido en reemplazo de la homogénea de acero nacional. Tampoco, se manifiesta una tendencia clara de disminuir los costos a medida que se aumenta la luz. Según Piña (2005), esto se debe principalmente a dos desventajas en el precio del acero HPS-70W: la primera se da por la gran demanda actual en el mercado internacional del acero, con lo cual se han incrementado los precios; y la segunda, al elevado costo de oportunidad que conlleva para una obra la falta de disponibilidad en el mercado nacional debido a que es un producto desconocido y de nula demanda.

### **7.2.3.- Conclusión final**

Debido al importante ahorro en el peso de la superestructura para luces mayores a 30 metros y en las ventajas en cuanto al diseño sísmico que esto conlleva, esta investigación concluye que para tramos simples sobre los 30 metros de longitud, el uso del acero de alto comportamiento HPS-70W en vigas híbridas de puentes carreteros es más conveniente que las vigas convencionales homogéneas de acero nacional A52-34ES. Si bien, en la estructura de las vigas no se logran ahorros importantes en dinero, el costo final de las soluciones con este acero indirectamente puede involucrar reducciones considerables en los montos del proyecto.

Cabe mencionar, que en el presente estudio se optimizó la altura del alma del diseño homogéneo de acero nacional A52-34ES; proporcionando así, un escenario menos competitivo para el diseño híbrido. Por lo tanto, se recomienda para un proyecto de similares características comparar las vigas híbridas diseñadas con la altura óptima del alma, respecto a las vigas homogéneas de acero A52-34ES.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1996. Standard Specification for Highway Bridges. 16 ed. Washington, D.C. 677p.
- [2] AASHTO. 2003, Jun. Guide Specifications for Highway Bridge Fabrication with HPS 70W Steel (AASHTO HPS Guide). 2 ed. 20p.
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).1998. AASHTO LRFD Bridges Design Specification for Highway. 2.ed. Washington, D.C. (Original no consultado, citado por: Lwin M., M. 2002, Abr. HPS Designers' Guide, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Western Resource Center. 2 ed. 26p.).
- [4] ANSI/AASHTO/AWS D1.5-95. Bridge Welding Code with Addendums (AWS Code). (Original no consultado, citado por: Lwin M., M. 2002, Abr. HPS Designers' Guide, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Western Resource Center. ed 2. 26p.).
- [5] Compañía de Aceros del Pacífico (CAP). 2008, Ago. Comportamiento Actual y Futuro del Acero. Asociación de Industriales, Metalúrgicos y Metalmecánicos (ASIMET).
- [6] Compañía de Aceros del Pacífico (CAP). 2008, Nov. Crisis y Futuro Siderúrgico/Minería del Hierro. Encuentro Nacional de Empresarios (ENADE).
- [7] Comisión Chilena del Cobre (COCHILCO), Becerra C, J.S. 2008, Feb. Mercado Internacional del Hierro y del Acero.
- [8] Dirección de Vialidad (Chile). 2002. Manual de Carreteras. Volumen N° 3: Instrucciones y Criterios de Diseño; Parte III, Capítulo 3.1000: Puentes y Estructuras Afines.
- [9] Dirección de Vialidad (Chile). 2003. Manual de Carreteras. Volumen N° 5: Especificaciones Técnicas Generales de Construcción; Capítulo 5.500: Puentes y Estructuras.
- [10] Hedefine, A.; Swindlehurst, J. 1997. Sección 11: Puentes de vigas. En: Brockenbrough, R.; Merrit, F. 1997. Manual de diseño de estructuras de acero. 2 ed. Colombia, McGraw-Hill. Vol. 3.

[11] INN (Instituto Nacional de Normalización). 1997. NCh 203.Of77 (Norma Chilena Oficial). Acero para uso Estructural-Requisitos. 13p.

[12] Lwin M., M. 2002, Abr. HPS Designers' Guide (High Performance Steel Designers' Guide), U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Western Resource Center. ed 2. 26p.

[13] Mittal Steel USA. 2006, Dic. High Performance Steels for Bridges: HPS 70W, A Technical Overview of High Performance Steels for Bridges. 8p. (Disponible en: <http://www.mittal.com>. Consultado el: 02 de junio de 2007).

[15] Perez B., R.G.; Vargas M. C.J. 2005. Puente carretero con vigas híbridas HPS-70W. Tesis Ing. Civil en O. Civiles, Univ. Santiago de Chile, Fac. de Ingeniería. 98 p.

[16] Piña B., F. 2004. Acero HPS 70W: Supermaterial para puentes carreteros, (Disponible en: [http://www.revistabit.cl/body\\_articulo.asp?ID\\_articulo=1103](http://www.revistabit.cl/body_articulo.asp?ID_articulo=1103). Consultado el: 01 de abril de 2007).

[17] Roca M., J. 2007. Campaña experimental para el análisis de vigas armadas híbridas sometidas a cargas concentradas. Tesis, Universidad Politécnica de Catalunya, Departamento de Ingeniería de la Construcción. 100p. (Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/pfc/handle/2099.1/3320?locale=es>. Consultado el: 15 de mayo de 2007).

[18] Sears, F.D. 1997. Sección 10: Aplicación de los criterios de diseño para puente de viga. En: Brockenbrough, R.; Merrit, F. 1997. Manual de diseño de estructuras de acero. 2 ed. Colombia, McGraw-Hill. Vol. 2.

[19] Wilson, A. 2007, Oct. Steel Bridge Update: Research, Availability & Choices. Washington, DC., Lehigh University.

## **ANEXO A: METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS**

## **ANEXO A**

### **METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS**

#### **1.- Introducción**

La descripción que se realiza en este anexo, corresponde en líneas generales al procedimiento de diseño de las vigas contempladas en el estudio, basado en las especificaciones de método ASD de AASHTO (2006), descritas en el Capítulo IV de la presente memoria.

Tanto el algoritmo de diseño como los diagramas de flujo, se proponen con el fin de facilitar el seguimiento de artículos, tablas o de las ecuaciones correspondientes en cada caso.

#### **2.- Procedimiento general para el diseño de vigas compuestas**

Los puentes en base a vigas de acero compuestas con losa colaborante pueden considerarse como un conjunto de vigas "I", colocadas una al lado de la otra. Cada viga "I" comprende un larguero de acero y una porción de losa de hormigón; este procedimiento usual de diseño requiere que se suponga una sección para la viga de acero. Posteriormente, la losa de hormigón se transforma en una sección equivalente de acero. Esto se hace para una carga de corta duración dividiendo el área de hormigón por la razón modular "n", y para cargas de larga duración, bajo las cuales el hormigón puede sufrir flujo plástico, se divide por  $3n$ . Se calculan entonces las propiedades de la sección transformada. Luego se comprueban los esfuerzos de flexión en los extremos superior e inferior de la sección de acero, y en el extremo superior de la losa de hormigón. Si la sección propuesta satisface los requisitos en cuanto a esfuerzos, se verifica si cumple con relaciones máximas ancho-espesor de los elementos. Después de esto, se determina la longitud de las cubreplacas, se investiga el cortante en el alma y se proveen los atiesadores de carga, de rigidez, conectores de corte y arriostramientos.

En esta investigación, los resultados del diseño de las vigas compuestas fueron obtenidos mediante una planilla de cálculo (Excel), elaborada para el diseño de las vigas compuestas según las especificaciones de la norma AASHTO. En dicha planilla, se ingresaron todas las fórmulas de diseño expuestas en el Capítulo IV y sus respectivas vinculaciones entre sí, obteniéndose como resultado un planilla

automatizada que permite calcular y comprobar los esfuerzos asociados a una sección dada. De este modo, mediante la variación de los altos, anchos y espesores; tanto del alma como de las alas, se obtiene una sección óptima que cumpla los requisitos de flexión y corte solicitante. Además, con la inclusión de funciones lógicas se verifican instantáneamente las restricciones del diseño, tales como: esfuerzos admisibles, relaciones ancho-espesor, alturas máximas, deflexiones, etc.

### **3.- Algoritmo general de diseño**

#### **A.- Bases de diseño**

- 1).- Antecedentes y características generales del puente
- 2).- Sección transversal de la superestructura
- 3).- Materiales de los elementos estructurales

#### **B.- Definir tipo de diseño**

- 1).- Homogéneo
- 2).- Híbrido

#### **C.- Propiedades de la viga compuesta**

- 1).-Pre-dimensionamiento de la geometría de la sección de acero
  - i).- Chequear espesores mínimos (4.6)
- 2).- Determinación de ancho efectivo (4.4.4.1)
  - i).- Chequear relaciones altura-luz de la superestructura (4.4.1.2)
- 3).- Geometría de la viga compuesta (4.4.4.2)
- 4).- Propiedades de la sección de acero sola (4.4.4.3)
- 5).-Propiedades de la sección compuesta (4.4.4.4)
  - i).- Para cargas de corta duración “n”
  - ii).- Para cargas de larga duración “3n”

#### **D.- Determinación de cargas**

- 1).- Cargas permanentes (4.4.2.1)
  - i).- Carga muerta (DL)
  - ii).- Carga muerta superpuesta (SDL)
- 2).- Carga viva (LL) (4.4.2.2)
  - i).- Carga de camión (t)
  - ii).- Carga de faja (l)

- 3).- Coeficientes de modificación de la carga viva
  - i).- Coeficiente de impacto (i) (4.4.2.2)
  - ii).- Coeficiente de distribución (CD) (4.4.2.4)
    - Vigas exteriores
    - Viga interior
  - iii).- Coeficiente de reducción por presencia múltiple (CR) (4.4.2.5)

#### **E.- Calculo de solicitaciones**

- 1).- Momentos flectores
- 2).- Fuerzas cortantes

#### **F).- Diseño por flexión**

- 1).- Calculo de esfuerzos de trabajo (4.4.5)
- 2).- Calculo de esfuerzos admisibles (4.4.3)
- 3).- Verificación de los esfuerzos a flexión (4.4.6.1)

#### **G).- Diseño por corte**

- 1).-Calculo del esfuerzo cortante promedio del alma (4.4.5)
- 2).-Calculo del esfuerzo admisible al corte del almas (4.4.3)
- 3).-Verificación del esfuerzo cortante del alma (4.4.6.1)
- 4).-Calculo del esfuerzo cortante admisible para almas no atiesadas (4.5.2)
- 5).-Verificación del esfuerzo cortante para almas no atiesadas (4.5.2)

#### **H).- Verificación del pre-dimensionamiento de la sección de acero**

- 1).- Máximas relaciones alto-espesor del alma (4.4.6.2 y 4.4.6.3)
- 2).- Máximas relaciones ancho-espesor de las alas (4.4.6.2 y 4.4.6.3)

#### **I).- Diseño de atiesadores**

- 1).- De carga (4.5.1)
  - i).- Por aplastamiento
  - ii).- Como columna
- 2).De rigidez (4.5.2)
  - i).- Cercano a los apoyos
  - ii).- Intermedio

#### **J).Deflexiones**

- 1).- Deflexión por carga muerta, contraflecha (4.4.7.1)
- 2).- Deflexión debido a la carga viva (4.4.7.2)
  - i).- Verificación de la deflexión por carga viva (4.4.1.1)

### **4.- Diagrama de flujo**



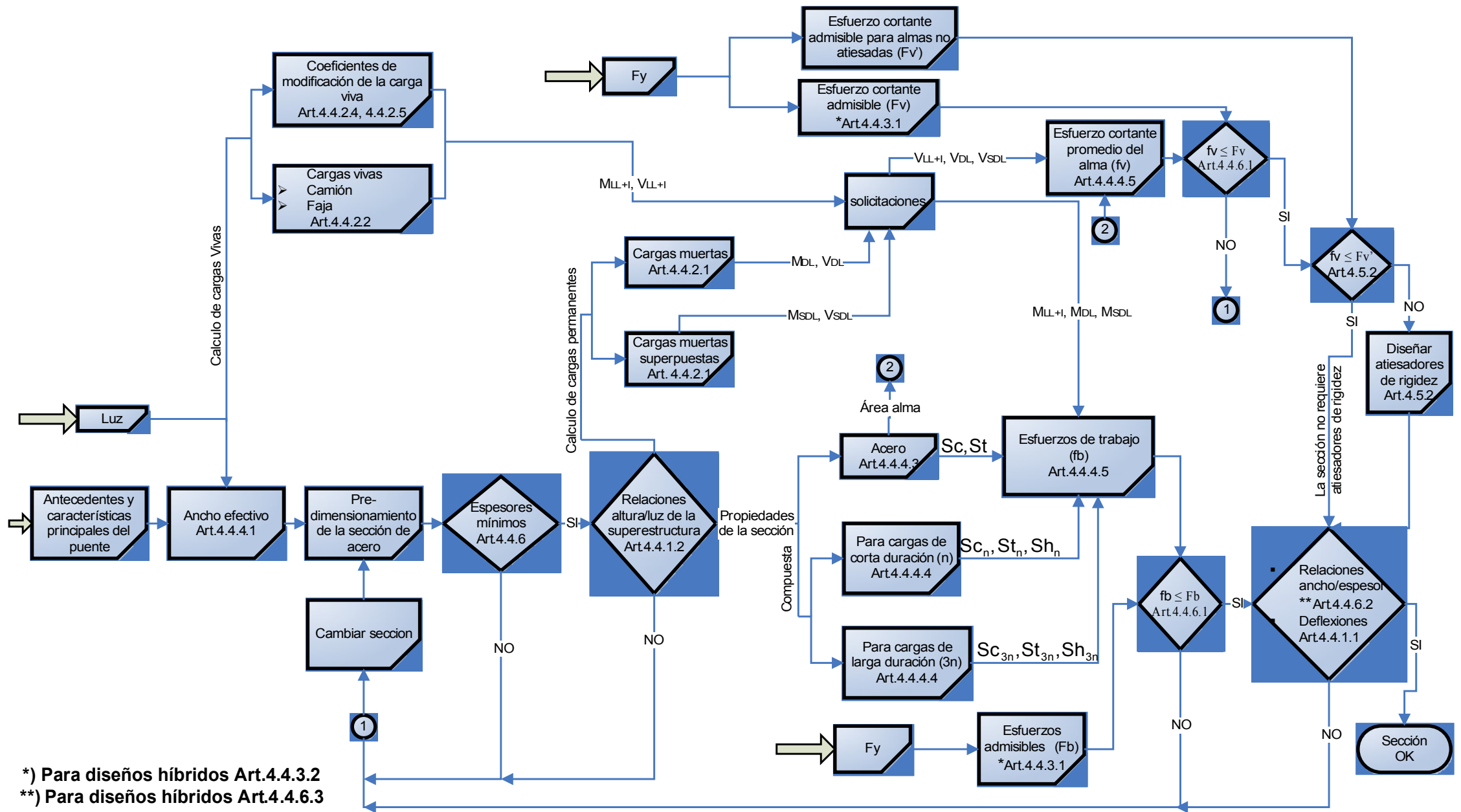


Diagrama A1 – Esquema para el diseño de vigas de acero, según método ASD de AASHTO.

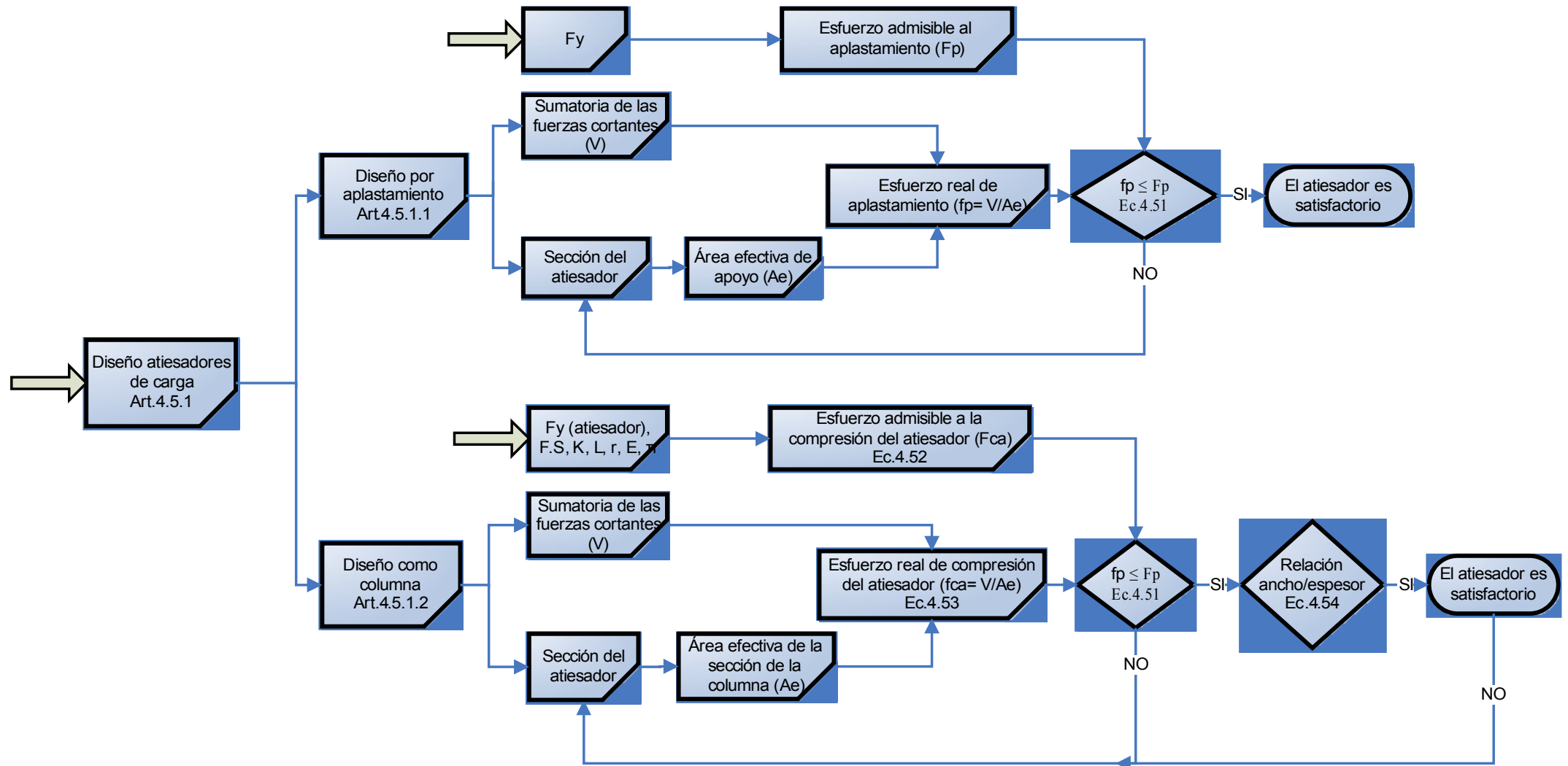
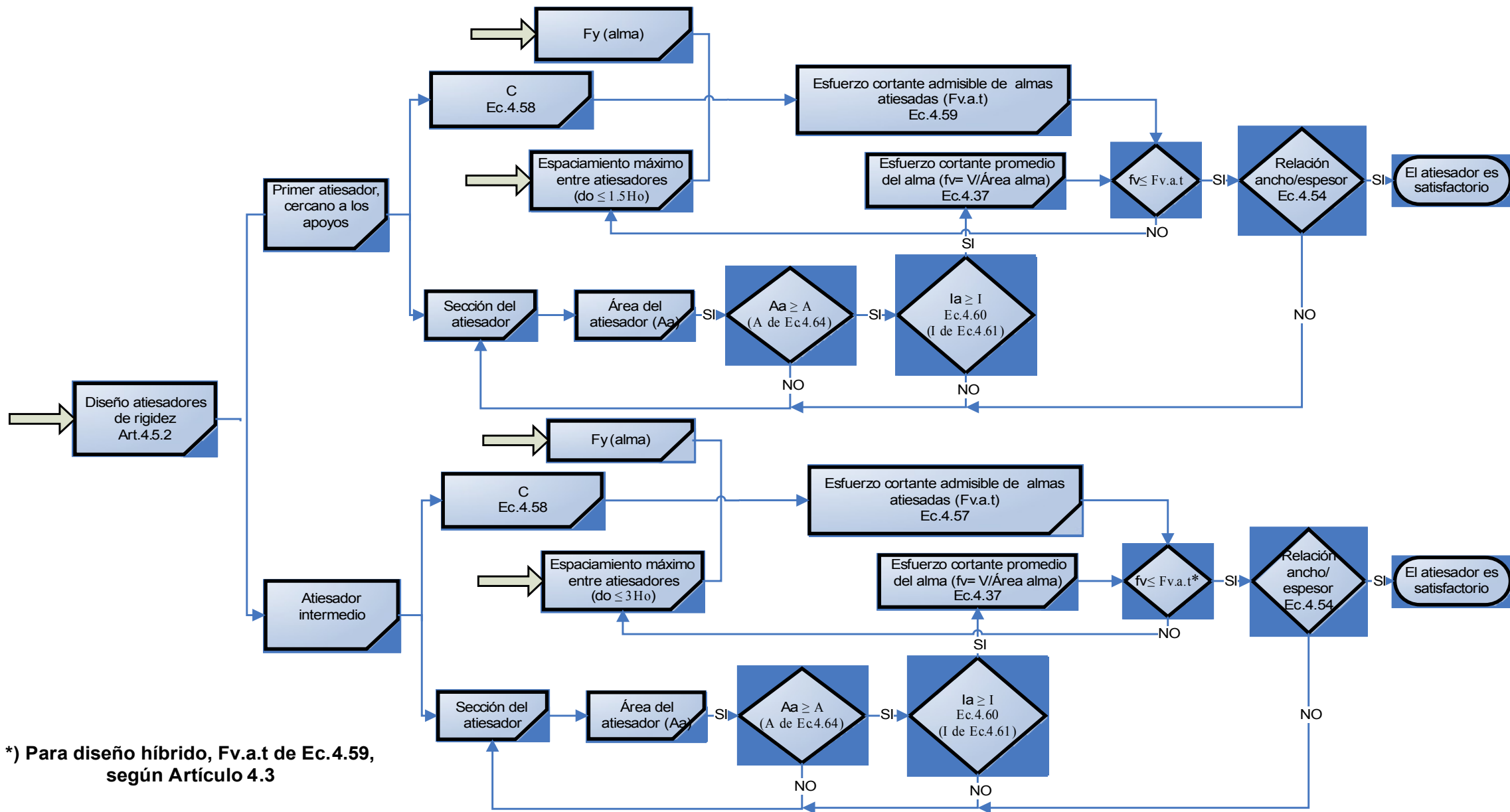


Diagrama A2 – Esquema para el diseño de atiesadores de carga.



\*) Para diseño híbrido,  $F_{v.a.t}$  de Ec.4.59, según Artículo 4.3

Diagrama A3 – Esquema para el diseño de atiesadores de rigidez.

**ANEXO B: RESULTADOS DEBIDO AL DISEÑO POR FLEXIÓN DE LAS VIGAS  
ESBELTAS ARMADAS, EN CADA UNA DE LAS SECCIONES**

**ANEXO B**  
**RESULTADOS DEBIDO AL DISEÑO POR FLEXIÓN DE LAS VIGAS ESBELTAS**  
**ARMADAS, EN CADA UNA DE LAS SECCIONES**

**B.1.- Introducción**

El presente anexo contiene los resultados asociados al diseño por flexión de las vigas compuestas en todas sus secciones, es decir, en la sección central y en los puntos donde se produce el corte de la cubreplaca, o reducción del tamaño de las aletas.

No se presentan los resultados asociados al diseño por corte, debido a que la geometría del alma es constante en toda la extensión de la viga, por lo tanto los resultados entregados en el Capítulo V, Artículo 5.4, son válidos para toda la extensión de la viga.

En este caso, para los tres diseños aplicados a cada una de las luces, se realizan tres cambios en la sección de viga de acero: reducción de la aleta superior, corte de la cubreplaca inferior, reducción de la aleta inferior. Verificando en cada uno de estos puntos, que la sección de la viga satisfaga las cargas solicitantes de la estructura.

**B.2.- Antecedentes para corte de la cubreplaca o reducción de las aletas**

**B.2.1.- General**

Según Hedefine (1997), en las vigas simplemente apoyadas los momentos flectores decrecen casi parabólicamente con la distancia desde el centro de la luz, hasta cero en los apoyos. En algún punto a cualquier lado del centro, por consiguiente, no se requiere la cubreplaca para soportar el momento flector. Para localizar este punto se necesitan de las propiedades de las sección compuesta sin la cubreplaca, con  $n = 24$  y  $n = 8$ .

La longitud  $L_p$  en metros, requerida para la cubreplaca se puede estimar suponiendo que la curva máximo momento es una parábola. Aproximadamente:

$$L_p = L \sqrt{1 - \frac{S_a}{S_b}} \quad (b.1)$$

En donde:

$L$  : luz, en metros.

$S_a$  : módulo de la sección con respecto al borde inferior del la viga de acero con la aleta sin cubreplaca, en  $mt^3$  .

$S_b$  : módulo de la sección con respecto al borde inferior del la viga de acero con la aleta con cubreplaca, en  $mt^3$  .

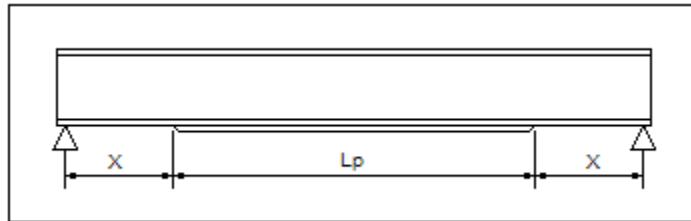


Figura B.1 - Ubicación de la longitud requerida para la cubreplaca.

Los esfuerzos en el punto de corte  $L_p$  (ó “ $x$ ”, medido desde el apoyo; Figura B.1), deben ser comprobados para asegurar que no excedan a los esfuerzos básicos admisibles de flexión en la sección compuesta sin cubreplaca.

Además, simultáneamente al corte de la cubreplaca se puede realizar un cambio en el tamaño de ambas aletas, el peso del acero se puede bajar reduciendo el área de las aletas en dos o tres etapas. Sin embargo, demasiados cambios en los tamaños de las aletas podrían aumentar los costos de fabricación, y consigo, eliminarían los ahorros en los costos del acero.

La ubicación del punto de reducción de las áreas de las aletas se puede estimar con la fórmula b.1, la cual entrega la longitud aproximada en metros de la aleta de mayor área.

$$L_p = L \sqrt{1 - \frac{S_a}{S_b}}$$

En este caso:

$L$  : luz, en metros.

$S_a$  : módulo de la sección con respecto al borde inferior (o superior) del la viga de acero con la aleta de menor área , en  $mt^3$  .

$S_b$  : módulo de la sección con respecto al borde inferior (o superior) del la viga de acero con la aleta de mayor área, en  $mt^3$  .

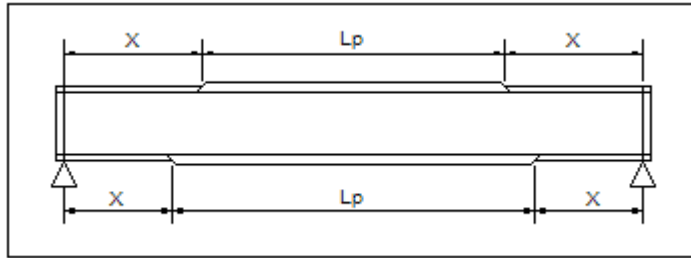


Figura B.2 - Ubicación del punto de reducción de los tamaños de las aletas.

Al igual que para el punto de corte de la cubreplaca, los esfuerzos en el punto  $L_p$  (ó “x”, medido desde el apoyo; Figura B.2) deben ser comprobados, para asegurar que no excedan a los esfuerzos básicos admisibles de flexión en la sección compuesta con el ala de menor área.

El procedimiento para el cálculo de los esfuerzos solicitantes en el punto  $L_p$  se obtiene de forma similar a los esfuerzos máximos en el centro de la luz. Solo varía lo siguiente:

- a).- Si en el punto  $L_p$  se desea cortar la cubreplaca, los módulos  $St$ ,  $St8$  y  $St24$  deben ser calculados con la sección de la aleta inferior sin la cubreplaca.
- b).- Si en el punto  $L_p$  es el lugar de transición a una aleta de menor área, los módulos  $St$ ,  $Sc$ ,  $St8$ ,  $Sc8$ ,  $St24$  y  $Sc24$  deben ser calculados con la sección de la aleta de menor área.
- c).- Los momentos solicitante en el punto  $L_p$  se deben calcular de acuerdo a lo expuesto en el Artículo B.2.2.

### B.2.2.- Cálculo de los momentos solicitantes en el punto $L_p$

Para el cálculo de los momentos solicitantes hay que considerar que el punto  $L_p$ , de corte de la cubreplaca o transición de la aleta, se encuentra a una distancia  $X$  de ambos apoyos.

Entonces:

- El momento por carga muerta (DL) a una distancia  $X$  del apoyo se calcula por la fórmula siguiente:

$$M_{DL}(x) = \frac{q_{DL}}{2} (Lx - x^2), [\text{ton} \cdot \text{mt}] \quad (\text{b.2})$$

- El momento por carga muerta superpuesta (SDL) a una distancia X del apoyo es igual a:

$$M_{SDL}(x) = \frac{q_{SDL}}{2} (Lx - x^2), [\text{ton} \cdot \text{mt}] \quad (\text{b.3})$$

- Los momentos por carga viva en el punto de corte de la cubreplaca ó cambio de sección de las aletas se calculan de acuerdo a lo siguiente:

**a).- Para carga de camión**

$$Mx = \frac{39.276 \cdot x}{L} (L - x - 2.847) \quad (\text{b.4})$$

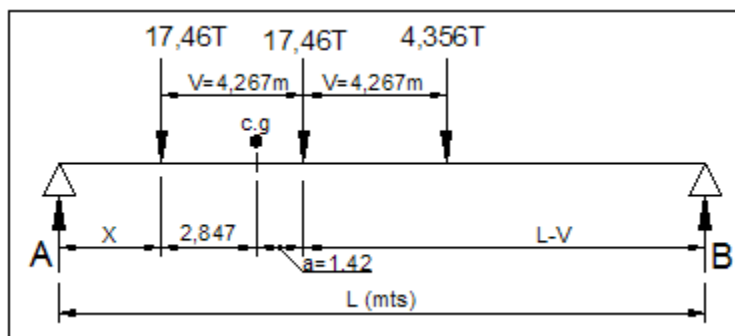


Figura B.3 - Cálculo del momento por carga de camión a una distancia X del apoyo.

**b).- Para carga de faja.**

$$Mx = \left[ 1.143 \frac{L}{2} + \frac{9.8}{L} (L - x) \right] \cdot x - 1.143 \frac{x^2}{2} \quad (\text{b.4})$$

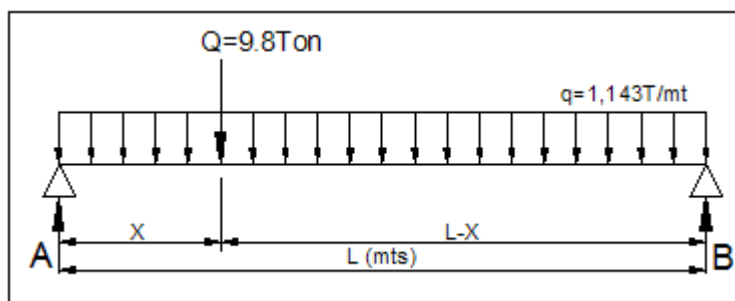


Figura B.4 - Cálculo del momento por carga de faja a una distancia X del apoyo.



El momento final solicitante por carga viva más impacto a una distancia X del apoyo, se calcula con el mayor de los momentos anteriores (faja o camión), de la siguiente manera:

$$M_{LL+I}(x) = Mx \cdot CD \cdot (1 + i) \quad (b.4)$$

### **B.3.- Resultados debidos al diseño por flexión de las vigas, en cada una de las secciones**

A continuación, para los tres diseños planteados en cada luz, se exponen los resultados relativos a diseño por flexión de las vigas en cada una de las secciones. Para ello, se realizan tres cambios en la sección de la viga de acero, avanzado desde el centro de la luz hacia el apoyo: primero, se reduce el ala superior; segundo: se corta la cubreplaca inferior y tercero: se reduce el ala inferior, tal como lo indica la Figura B.4.

Para una mayor comprensión de los datos presentados. En las tablas relativas a la geometría de las vigas, se detallan las dimensiones de los elementos por secciones. Los límites de cada sección se definen de acuerdo a lo siguiente (ver Figura B.4):

- Sección 1 (S1): comprendida entre el extremo de la viga y el punto de reducción del ala inferior.
- Sección 2 (S2): comprendida entre punto de reducción del ala inferior y el punto de corte de la cubreplaca inferior.
- Sección 3 (S3): comprendida entre el punto de corte de la cubreplaca inferior y el punto de reducción el ala superior.
- Sección 4 (S4): comprendida entre el punto de reducción del ala superior y el centro de la luz.

Para las demás tablas (propiedades de la sección, esfuerzos de trabajo, relación ancho-espesor, etc.), se presentan los datos en relación a la distancia desde el apoyo hasta el punto donde se produce un cambio en sección de acero, de acuerdo a lo siguiente:

- Primera distancia: punto de reducción del ala inferior.
- Segunda distancia: punto de corte de la cubreplaca inferior.
- Tercera distancia: punto de reducción el ala superior.
- Cuarta distancia: eje de simetría de la luz.

En la Figura B.4, se indican los puntos donde cambia la sección de acero y se esquematiza el seccionamiento de las vigas.

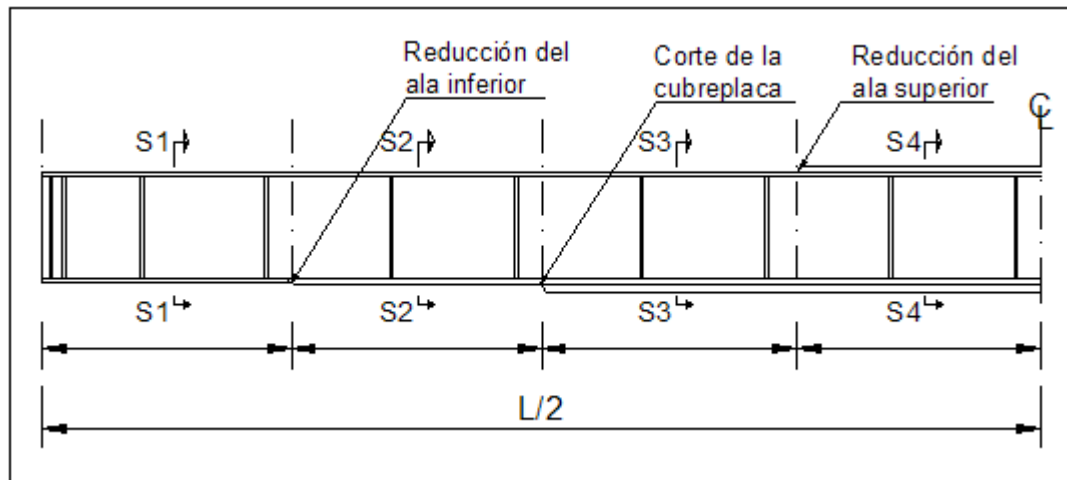


Figura B.4 – Seccionamiento de la viga y puntos donde cambia la sección de acero.

**Observación:** toda la nomenclatura empleada en las tablas siguientes, se encuentra definida en el Capítulo IV.

### B.3.1.- Resultados debido al diseño por flexión de las vigas, para luz de 25 metros

#### B.3.1.1.- Geometría de las vigas de acero, en cada una de las secciones

Tabla B.1 – Geometría de las vigas de acero, en cada una de las secciones.

	Metros desde el apoyo	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior		
		Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]	
DISEÑO 1	Secciones	S1: 0,0 - 4,0	1,3	0,012	0,25	0,018	0,35	0,025	0	0
		S2: 4,0 - 5,5	1,3	0,012	0,25	0,018	0,4	0,032	0	0
		S3: 5,5 - 7,5	1,3	0,012	0,25	0,018	0,4	0,032	0,35	0,022
		S4: 7,5 - 12,5	1,3	0,012	0,3	0,022	0,4	0,032	0,35	0,022
DISEÑO 2	Secciones	S1: 0,0 - 4,0	1,2	0,012	0,2	0,014	0,25	0,025	0	0
		S2: 4,0 - 5,5	1,2	0,012	0,2	0,014	0,3	0,032	0	0
		S3: 5,5 - 8,0	1,2	0,012	0,2	0,014	0,3	0,032	0,25	0,022
		S4: 8,0 - 12,5	1,2	0,012	0,25	0,018	0,3	0,032	0,25	0,022
DISEÑO 3	Secciones	S1: 0,0 - 4,0	1,2	0,012	0,2	0,014	0,25	0,022	0	0
		S2: 4,0 - 6,0	1,2	0,012	0,2	0,014	0,3	0,032	0	0
		S3: 6,0 - 8,5	1,2	0,012	0,2	0,014	0,3	0,032	0,25	0,018
		S4: 8,5 - 12,5	1,2	0,012	0,25	0,016	0,3	0,032	0,25	0,018

**B.3.1.2.- Propiedades de las vigas compuestas, en los puntos donde cambia la sección de acero**

**a).- Propiedades de las secciones de acero**

Tabla B.2 – Propiedades de las secciones de acero.

	Metros desde el apoyo	Av [mt <sup>2</sup> ]	dv [m]	lv [mt <sup>4</sup> ]	Xc [mt]	Sc [mt <sup>3</sup> ]	Xt [mt]	St [mt <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	4,0	0,0289	0,0981	0,0077	0,0847	0,0101	0,5769	0,0134
	5,5	0,0329	0,1690	0,0089	0,1249	0,0106	0,5130	0,0173
	7,5	0,0406	0,2684	0,0106	0,1957	0,0113	0,4356	0,0243
	12,5	0,0427	0,2224	0,0123	0,8944	0,0138	0,4816	0,0256
DISEÑO 2	4,0	0,0235	0,0908	0,0049	0,0410	0,0070	0,5342	0,0092
	5,5	0,0268	0,1572	0,0057	0,0742	0,0074	0,4748	0,0121
	8,0	0,0323	0,2400	0,0068	0,1259	0,0080	0,4140	0,0165
	12,5	0,0340	0,1973	0,0080	0,8153	0,0098	0,4567	0,0175
DISEÑO 3	4,0	0,0227	0,0732	0,0047	0,0333	0,0068	0,5488	0,0085
	6,0	0,0268	0,1572	0,0057	0,0742	0,0074	0,4748	0,0121
	8,5	0,0313	0,2268	0,0066	0,1167	0,0079	0,4232	0,0157
	12,5	0,0325	0,1959	0,0075	0,8119	0,0092	0,4541	0,0164

**b).- Propiedades de las secciones compuestas**

Tabla B.3 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas con n = 8.

	Metros desde el apoyo	Ac [mt <sup>2</sup> ]	dc [m]	lc [mt <sup>4</sup> ]	Xc8 [mt]	Sc8 [mt <sup>3</sup> ]	Xt8 [mt]	St8 [mt <sup>3</sup> ]	Xh8 [mt]	Sh8 [mt <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	4,0	0,1226	0,5833	0,0257	0,0847	0,3037	1,2583	0,0204	0,3347	0,0769
	5,5	0,1267	0,5431	0,0319	0,1249	0,2555	1,2251	0,0261	0,3749	0,0851
	7,5	0,1344	0,4723	0,0430	0,1957	0,2197	1,1763	0,0366	0,4457	0,0965
	12,5	0,1365	0,4780	0,0433	0,1940	0,2233	1,1820	0,0367	0,4440	0,0976
DISEÑO 2	4,0	0,1172	0,5730	0,0183	0,0410	0,4464	1,1980	0,0153	0,2910	0,0629
	5,5	0,1206	0,5398	0,0230	0,0742	0,3094	1,1718	0,0196	0,3242	0,0708
	8,0	0,1261	0,4881	0,0303	0,1259	0,2410	1,1421	0,0266	0,3759	0,0807
	12,5	0,1278	0,4927	0,0305	0,1253	0,2438	1,1467	0,0266	0,3753	0,0814
DISEÑO 3	4,0	0,1165	0,5807	0,0172	0,0333	0,5173	1,2027	0,0143	0,2833	0,0608
	6,0	0,1206	0,5398	0,0230	0,0742	0,3094	1,1718	0,0196	0,3242	0,0708
	8,5	0,1251	0,4973	0,0290	0,1167	0,2486	1,1473	0,0253	0,3667	0,0791
	12,5	0,1263	0,4998	0,0291	0,1162	0,2507	1,1498	0,0253	0,3662	0,0795

Tabla B.4 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas con n=24.

	Metros desde el apoyo	Ac' [mt <sup>2</sup> ]	dc' [m]	lc' [mt <sup>4</sup> ]	Xc24 [mt]	Sc24 [mt <sup>3</sup> ]	Xt24 [mt]	St24 [mt <sup>3</sup> ]	Xh24 [mt]	Sh24 [mt <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	4,0	0,0601	0,3652	0,0198	0,3028	0,0654	1,0402	0,0190	0,5528	0,0358
	5,5	0,0642	0,2996	0,0239	0,3684	0,0648	0,9816	0,0243	0,6184	0,0386
	7,5	0,0719	0,1933	0,0307	0,4747	0,0646	0,8973	0,0342	0,7247	0,0423
	12,5	0,0740	0,2084	0,0313	0,4636	0,0674	0,9124	0,0343	0,7136	0,0438
DISEÑO 2	4,0	0,0547	0,3833	0,0143	0,2307	0,0620	1,0083	0,0142	0,4807	0,0297
	5,5	0,0581	0,3252	0,0175	0,2888	0,0606	0,9572	0,0183	0,5388	0,0325
	8,0	0,0636	0,2414	0,0222	0,3726	0,0596	0,8954	0,0248	0,6226	0,0357
	12,5	0,0653	0,2530	0,0226	0,3650	0,0618	0,9070	0,0249	0,6150	0,0367
DISEÑO 3	4,0	0,0540	0,3973	0,0135	0,2167	0,0624	1,0193	0,0133	0,4667	0,0290
	6,0	0,0581	0,3252	0,0175	0,2888	0,0606	0,9572	0,0183	0,5388	0,0325
	8,5	0,0626	0,2557	0,0214	0,3583	0,0597	0,9057	0,0236	0,6083	0,0352
	12,5	0,0638	0,2634	0,0216	0,3526	0,0613	0,9134	0,0236	0,6026	0,0358

**B.3.1.3.- Cálculo del factor de hibridez Ri para el Diseño 2 (viga híbrida), en los puntos donde cambia la sección de acero**

Tabla B.5 – Factor de hibridez “Ri” para el Diseño 2 (viga híbrida).

Metros desde el apoyo	Fy [ton/mt <sup>2</sup> ]		Área [mt <sup>2</sup> ]		Distancias [mt]		Coeficientes			Ri
	alma	ala	alma	ala	Xt8	Hv	α	β	ψ	
4,0	34000	49200	0,0144	0,0063	1,1980	1,239	0,6911	2,3	0,9669	0,9455
5,5	34000	49200	0,0144	0,0096	1,1718	1,246	0,6911	1,5	0,9404	0,9590
8,0	34000	49200	0,0144	0,0096	1,1421	1,268	0,6911	1,5	0,9007	0,9603
12,5	34000	49200	0,0144	0,0096	0,0000	1,272	0,6911	1,5	0,9015	0,9603

**B.3.1.4.- Esfuerzos de trabajo, debido a flexión de las vigas compuestas, en los puntos donde cambia la sección de acero**

**a).- Cálculo de los esfuerzos de trabajo**

Tabla B.6 – Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección acero (compresión).

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo fc [ton/mt <sup>2</sup> ]
		Mdl [ton*mt]	MsdI [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	Sc [mt <sup>3</sup> ]	Sc24 [mt <sup>3</sup> ]	Sc8 [mt <sup>3</sup> ]	
DISEÑO 1	4,0	115,844	26,054	168,996	0,0101	0,0654	0,3037	12460
	5,5	149,851	33,265	213,173	0,0106	0,0648	0,2555	15454
	7,5	187,906	40,709	255,786	0,0113	0,0646	0,2197	18387
	12,5	225,166	48,464	295,822	0,0138	0,0674	0,2233	18358
DISEÑO 2	4,0	113,814	26,054	168,996	0,0070	0,0620	0,4464	17130
	5,5	146,924	33,265	213,173	0,0074	0,0606	0,3094	20977
	8,0	189,656	42,183	263,531	0,0080	0,0596	0,2410	25557
	12,5	219,083	48,464	295,822	0,0098	0,0618	0,2438	24352
DISEÑO 3	4,0	113,532	26,054	168,996	0,0068	0,0624	0,5173	17373
	6,0	156,170	35,359	225,571	0,0074	0,0606	0,3094	22294
	8,5	194,955	43,501	270,112	0,0079	0,0597	0,2486	26492
	12,5	218,035	48,464	295,822	0,0092	0,0613	0,2507	25724

Tabla B.7 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero (tracción).

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
		Mdl [ton*mt]	MsdI [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	St [mt³]	St24 [mt³]	St8 [mt³]	ft [ton/mt²]
DISEÑO 1	4,0	115,844	26,054	168,996	0,0134	0,0190	0,0204	18299
	5,5	149,851	33,265	213,173	0,0173	0,0243	0,0261	18197
	7,5	187,906	40,709	255,786	0,0243	0,0342	0,0366	15907
	12,5	225,166	48,464	295,822	0,0256	0,0343	0,0367	18269
DISEÑO 2	4,0	113,814	26,054	168,996	0,0092	0,0142	0,0153	25271
	5,5	146,924	33,265	213,173	0,0121	0,0183	0,0196	24846
	8,0	189,656	42,183	263,531	0,0165	0,0248	0,0266	23144
	12,5	219,083	48,464	295,822	0,0175	0,0249	0,0266	25576
DISEÑO 3	4,0	113,532	26,054	168,996	0,0085	0,0133	0,0143	27037
	6,0	156,170	35,359	225,571	0,0121	0,0183	0,0196	26357
	8,5	194,955	43,501	270,112	0,0157	0,0236	0,0253	24942
	12,5	218,035	48,464	295,822	0,0164	0,0236	0,0253	27015

Tabla B.8 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón.

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes		Módulos resistentes		Esfuerzo
		MsdI [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	Sh24 [mt³]	Sh8 [mt³]	fh [ton/mt²]
DISEÑO 1	4,0	26,054	168,996	0,0358	0,0769	305
	5,5	33,265	213,173	0,0386	0,0851	349
	7,5	40,709	255,786	0,0423	0,0965	371
	12,5	48,464	295,822	0,0438	0,0976	425
DISEÑO 2	4,0	26,054	168,996	0,0297	0,0629	372
	5,5	33,265	213,173	0,0325	0,0708	419
	8,0	42,183	263,531	0,0357	0,0807	458
	12,5	48,464	295,822	0,0367	0,0814	509
DISEÑO 3	4,0	26,054	168,996	0,0290	0,0608	385
	6,0	35,359	225,571	0,0325	0,0708	443
	8,5	43,501	270,112	0,0352	0,0791	478
	12,5	48,464	295,822	0,0358	0,0795	521

## b).- Verificación de los esfuerzos de trabajo

Tabla B.9 – Verificación de esfuerzos de trabajo de las secciones compuestas.

	Metros desde el apoyo	Esfuerzos de trabajo			Esfuerzos admisibles			Verificación de esfuerzos		
		Fc [ton/mt²]	ft [ton/mt²]	fh [ton/mt²]	Fc [ton/mt²]	Ft [ton/mt²]	Fh [ton/mt²]	fc ≤ Fc	ft ≤ Ft	fh ≤ Fh
DISEÑO 1	4,0	12460	18299	305	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	5,5	15454	18197	349	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	7,5	18387	15907	371	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	12,5	18358	18269	425	18700	18700	1000	SI	SI	SI
DISEÑO 2	4,0	17130	25271	372	25584	25584	945	SI	SI	SI
	5,5	20977	24846	419	25952	25952	959	SI	SI	SI
	8,0	25557	23144	458	25985	25985	960	SI	SI	SI
	12,5	24352	25576	509	25984	25984	960	SI	SI	SI
DISEÑO 3	4,0	17373	27037	385	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	6,0	22294	26357	443	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	8,5	26492	24942	478	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	12,5	25724	27015	521	27060	27060	1000	SI	SI	SI

**B.3.1.5.- Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, en los puntos donde cambia la sección de acero**

**a).- Para el Diseño 1 (viga homogénea de acero A52-34ES)**

Tabla B.10 – Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño1.

Metros desde el apoyo	Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alas superior e inferior				
		bs/ts	bi/ti	$37/\sqrt{Fy}$	$(bs/ts) \leq 37/\sqrt{Fy}$	$(bi/ti) \leq 37/\sqrt{Fy}$
4,0	3,4	13,89	14,00	20,07	SI	SI
5,5	3,4	13,89	12,50	20,07	SI	SI
7,5	3,4	13,89	12,50	20,07	SI	SI
12,5	3,4	13,64	12,50	20,07	SI	SI

**b).- Para el Diseño 2 (viga híbrida)**

Tabla B.11 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño2.

Metros desde el apoyo	Ri	fbc = fc/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	fbt = ft/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	Ala superior			Ala inferior		
				bs/ts	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq \frac{bs}{ts} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$		bi/ti	$\frac{27.3}{\sqrt{fbt}} \leq \frac{bi}{ti} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbt}} \leq 24$	
4,0	0,945	1,812	2,673	14,29	20,28	SI	10,00	16,70	SI
5,5	0,959	2,187	2,591	14,29	18,46	SI	9,38	16,96	SI
8,0	0,960	2,661	2,410	14,29	16,73	SI	9,38	17,59	SI
12,5	0,960	2,536	2,663	13,89	17,14	SI	9,38	16,73	SI

**c).- Para el Diseño 3 (viga homogénea de acero HPS 70W)**

Tabla B.12 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño3.

Metros desde el apoyo	Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alas superior e inferior				
		bs/ts	bi/ti	$37/\sqrt{Fy}$	$(bs/ts) \leq 37/\sqrt{Fy}$	$(bi/ti) \leq 37/\sqrt{Fy}$
4,0	4,92	14,29	11,36	16,68	SI	SI
6,0	4,92	14,29	9,38	16,68	SI	SI
8,5	4,92	14,29	9,38	16,68	SI	SI
12,5	4,92	15,63	9,38	16,68	SI	SI

### B.3.2.- Resultados debido al diseño por flexión de las vigas, para luz de 30 metros

#### B.3.2.1.- Geometría de las vigas de acero, en cada una de las secciones

Tabla B.13 – Geometría de las vigas de acero, en cada una de las secciones.

	Metros desde el apoyo	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior		
		Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]	
DISEÑO 1	Secciones	S1: 0,0 - 4,5	1,6	0,012	0,3	0,018	0,35	0,025	0	0
		S2: 4,5 - 6,0	1,6	0,012	0,3	0,018	0,4	0,032	0	0
		S3: 6,0 - 9,0	1,6	0,012	0,3	0,018	0,4	0,032	0,35	0,025
		S4: 9,0 - 15,0	1,6	0,012	0,35	0,025	0,4	0,032	0,35	0,025
DISEÑO 2	Secciones	S1: 0,0 - 5,0	1,5	0,014	0,2	0,014	0,25	0,025	0	0
		S2: 5,0 - 7,0	1,5	0,014	0,2	0,014	0,3	0,032	0	0
		S3: 7,0 - 10,0	1,5	0,014	0,2	0,014	0,3	0,032	0,25	0,025
		S4: 10,0 - 15,0	1,5	0,014	0,25	0,018	0,3	0,032	0,25	0,025
DISEÑO 3	Secciones	S1: 0,0 - 5,5	1,5	0,014	0,2	0,014	0,25	0,025	0	0
		S2: 5,5 - 7,5	1,5	0,014	0,2	0,014	0,3	0,032	0	0
		S3: 7,5 - 11,0	1,5	0,014	0,2	0,014	0,3	0,032	0,25	0,02
		S4: 11,0 - 15,0	1,5	0,014	0,25	0,016	0,3	0,032	0,25	0,02

#### B.3.2.2.- Propiedades de las vigas compuestas, en los puntos donde cambia la sección de acero

##### a).- Propiedades de las secciones de acero

Tabla B.14 – Propiedades de las secciones de acero.

	Metros desde el apoyo	Av [m <sup>2</sup> ]	dv [m]	Iv [m <sup>4</sup> ]	Xc [m]	Sc [m <sup>3</sup> ]	Xt [m]	St [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	4,5	0,0334	0,0822	0,0132	0,1440	0,0146	0,7428	0,0177
	6,0	0,0374	0,1625	0,0152	0,1902	0,0155	0,6695	0,0227
	9,0	0,0462	0,2918	0,0185	0,2823	0,0166	0,5652	0,0327
	15,0	0,0495	0,2167	0,0223	1,0417	0,0214	0,6403	0,0348
DISEÑO 2	5,0	0,0301	0,0881	0,0089	0,1122	0,0105	0,6869	0,0130
	7,0	0,0334	0,1567	0,0104	0,1497	0,0112	0,6253	0,0166
	10,0	0,0397	0,2572	0,0125	0,2157	0,0122	0,5498	0,0227
	15,0	0,0414	0,2153	0,0142	0,9833	0,0144	0,5917	0,0240
DISEÑO 3	5,5	0,0301	0,0881	0,0089	0,1122	0,0105	0,6869	0,0130
	7,5	0,0334	0,1567	0,0104	0,1497	0,0112	0,6253	0,0166
	11,0	0,0384	0,2394	0,0121	0,2029	0,0121	0,5626	0,0215
	15,0	0,0396	0,2091	0,0133	0,9751	0,0136	0,5929	0,0224

**b).- Propiedades de las secciones compuestas**

Tabla B.15 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas con n = 8.

	Metros desde el apoyo	Ac [m <sup>2</sup> ]	dc [m]	Ic [m <sup>4</sup> ]	Xc8 [m]	Sc8 [m <sup>3</sup> ]	Xt8 [m]	St8 [m <sup>3</sup> ]	Xh8 [m]	Sh8 [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	4,5	0,1271	0,6740	0,0395	0,1440	0,2745	1,4990	0,0264	0,3940	0,1003
	6,0	0,1312	0,6278	0,0483	0,1902	0,2540	1,4598	0,0331	0,4402	0,1098
	9,0	0,1399	0,5357	0,0661	0,2823	0,2342	1,3927	0,0475	0,5323	0,1242
	15,0	0,1433	0,5469	0,0669	0,2781	0,2405	1,4039	0,0477	0,5281	0,1267
DISEÑO 2	5,0	0,1238	0,6518	0,0312	0,1122	0,2778	1,4268	0,0218	0,3622	0,0860
	7,0	0,1272	0,6143	0,0378	0,1497	0,2523	1,3963	0,0271	0,3997	0,0945
	10,0	0,1334	0,5483	0,0496	0,2157	0,2299	1,3553	0,0366	0,4657	0,1065
	15,0	0,1351	0,5538	0,0499	0,2142	0,2331	1,3608	0,0367	0,4642	0,1076
DISEÑO 3	5,5	0,1238	0,6518	0,0312	0,1122	0,2778	1,4268	0,0218	0,3622	0,0860
	7,5	0,1272	0,6143	0,0378	0,1497	0,2523	1,3963	0,0271	0,3997	0,0945
	11,0	0,1322	0,5611	0,0473	0,2029	0,2331	1,3631	0,0347	0,4529	0,1044
	15,0	0,1334	0,5643	0,0475	0,2017	0,2353	1,3663	0,0347	0,4517	0,1051

Tabla B.16 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas con n=24.

	Metros desde el apoyo	Ac' [m <sup>2</sup> ]	dc' [m]	Ic' [m <sup>4</sup> ]	Xc24 [m]	Sc24 [m <sup>3</sup> ]	Xt24 [m]	St24 [m <sup>3</sup> ]	Xh24 [m]	Sh24 [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	4,5	0,0646	0,4137	0,0303	0,4043	0,0750	1,2387	0,0245	0,6543	0,0463
	6,0	0,0687	0,3408	0,0361	0,4772	0,0757	1,1728	0,0308	0,7272	0,0497
	9,0	0,0774	0,2068	0,0470	0,6112	0,0770	1,0638	0,0442	0,8612	0,0546
	15,0	0,0808	0,2348	0,0486	0,5902	0,0823	1,0918	0,0445	0,8402	0,0578
DISEÑO 2	5,0	0,0613	0,4100	0,0237	0,3540	0,0670	1,1850	0,0200	0,6040	0,0393
	7,0	0,0647	0,3488	0,0282	0,4152	0,0678	1,1308	0,0249	0,6652	0,0423
	10,0	0,0709	0,2480	0,0356	0,5160	0,0690	1,0550	0,0338	0,7660	0,0465
	15,0	0,0726	0,2617	0,0362	0,5063	0,0715	1,0687	0,0339	0,7563	0,0479
DISEÑO 3	5,5	0,0613	0,4100	0,0237	0,3540	0,0670	1,1850	0,0200	0,6040	0,0393
	7,5	0,0647	0,3488	0,0282	0,4152	0,0678	1,1308	0,0249	0,6652	0,0423
	11,0	0,0697	0,2669	0,0342	0,4971	0,0688	1,0689	0,0320	0,7471	0,0458
	15,0	0,0709	0,2761	0,0346	0,4899	0,0706	1,0781	0,0321	0,7399	0,0467

**B.3.2.3.- Cálculo del factor de hibridez Ri para el Diseño 2 (viga híbrida), en los puntos donde cambia la sección de acero**

Tabla B.17 – Factor de hibridez “Ri” para el Diseño 2 (viga híbrida).

Metros desde el apoyo	Fy [ton/m <sup>2</sup> ]		Área [m <sup>2</sup> ]		Distancias [m]		Coeficientes			Ri
	alma	ala	alma	ala	Xt8	Hv	α	β	ψ	
5,0	34000	49200	0,021	0,0063	1,4268	1,539	0,6911	3,4	0,9271	0,9352
7,0	34000	49200	0,021	0,0096	1,3963	1,546	0,6911	2,2	0,9032	0,9494
10,0	34000	49200	0,021	0,0096	1,3553	1,571	0,6911	2,2	0,8627	0,9509
15,0	34000	49200	0,021	0,0096	1,3608	1,575	0,6911	2,2	0,8640	0,9509



**B.3.2.4.- Esfuerzos de trabajo, debido a flexión de las vigas compuestas, en los puntos donde cambia la sección de acero**

**a).- Cálculo de los esfuerzos de trabajo**

Tabla B.18 – Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección acero (compresión).

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
		Mdl [ton*mt]	MsdI [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	Sc [mt³]	Sc24 [mt³]	Sc8 [mt³]	fc [ton/mt²]
DISEÑO 1	4,5	160,561	35,592	194,877	0,0146	0,0750	0,2745	12149
	6,0	204,098	44,664	242,633	0,0155	0,0757	0,2540	14739
	9,0	275,278	58,622	312,342	0,0166	0,0770	0,2342	18639
	15,0	331,085	69,788	363,081	0,0214	0,0823	0,2405	17814
DISEÑO 2	5,0	173,057	38,771	211,752	0,0105	0,0670	0,2778	17828
	7,0	225,311	49,937	269,693	0,0112	0,0678	0,2523	21837
	10,0	285,483	62,033	327,933	0,0122	0,0690	0,2299	25653
	15,0	322,880	69,788	363,081	0,0144	0,0715	0,2331	24905
DISEÑO 3	5,5	186,556	41,795	227,670	0,0105	0,0670	0,2778	19217
	7,5	236,157	52,341	281,789	0,0112	0,0678	0,2523	22885
	11,0	297,161	64,825	339,701	0,0121	0,0688	0,2331	27020
	15,0	321,118	69,788	363,081	0,0136	0,0706	0,2353	26122

Tabla B.19 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero (tracción).

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
		Mdl [ton*mt]	MsdI [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	St [mt³]	St24 [mt³]	St8 [mt³]	ft [ton/mt²]
DISEÑO 1	4,5	160,561	35,592	194,877	0,0177	0,0245	0,0264	17894
	6,0	204,098	44,664	242,633	0,0227	0,0308	0,0331	17788
	9,0	275,278	58,622	312,342	0,0327	0,0442	0,0475	16332
	15,0	331,085	69,788	363,081	0,0348	0,0445	0,0477	18690
DISEÑO 2	5,0	173,057	38,771	211,752	0,0130	0,0200	0,0218	24927
	7,0	225,311	49,937	269,693	0,0166	0,0249	0,0271	25579
	10,0	285,483	62,033	327,933	0,0227	0,0338	0,0366	23357
	15,0	322,880	69,788	363,081	0,0240	0,0339	0,0367	25416
DISEÑO 3	5,5	186,556	41,795	227,670	0,0130	0,0200	0,0218	26844
	7,5	236,157	52,341	281,789	0,0166	0,0249	0,0271	26777
	11,0	297,161	64,825	339,701	0,0215	0,0320	0,0347	25621
	15,0	321,118	69,788	363,081	0,0224	0,0321	0,0347	26971

Tabla B.20 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón.

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes		Módulos resistentes		Esfuerzo
		MsdI [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	Sh24 [mt <sup>3</sup> ]	Sh8 [mt <sup>3</sup> ]	fh [ton/mt <sup>2</sup> ]
DISEÑO 1	4,5	35,592	194,877	0,0463	0,1003	275
	6,0	44,664	242,633	0,0497	0,1098	314
	9,0	58,622	312,342	0,0546	0,1242	359
	15,0	69,788	363,081	0,0578	0,1267	409
DISEÑO 2	5,0	38,771	211,752	0,0393	0,0860	349
	7,0	49,937	269,693	0,0423	0,0945	406
	10,0	62,033	327,933	0,0465	0,1065	440
	15,0	69,788	363,081	0,0479	0,1076	483
DISEÑO 3	5,5	41,795	227,670	0,0393	0,0860	375
	7,5	52,341	281,789	0,0423	0,0945	424
	11,0	64,825	339,701	0,0458	0,1044	466
	15,0	69,788	363,081	0,0467	0,1051	494

**b).- Verificación de los esfuerzos de trabajo**

Tabla B.21 – Verificación de esfuerzos de trabajo de las secciones compuestas.

	Metros desde el apoyo	Esfuerzos de trabajo			Esfuerzos admisibles			Verificación de esfuerzos		
		fc [ton/mt <sup>2</sup> ]	ft [ton/mt <sup>2</sup> ]	fh [ton/mt <sup>2</sup> ]	Fc [ton/mt <sup>2</sup> ]	Ft [ton/mt <sup>2</sup> ]	Fh [ton/mt <sup>2</sup> ]	fc ≤ Fc	ft ≤ Ft	fh ≤ Fh
DISEÑO 1	4,5	12149	17894	275	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	6,0	14739	17788	314	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	9,0	18639	16332	359	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	15,0	17814	18690	409	18700	18700	1000	SI	SI	SI
DISEÑO 2	5,0	17828	24927	349	25307	25307	935	SI	SI	SI
	7,0	21837	25579	406	25691	25691	949	SI	SI	SI
	10,0	25653	23357	440	25732	25732	951	SI	SI	SI
	15,0	24905	25416	483	25731	25731	951	SI	SI	SI
DISEÑO 3	5,5	19217	26844	375	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	7,5	22885	26777	424	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	11,0	27020	25621	466	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	15,0	26122	26971	494	27060	27060	1000	SI	SI	SI

**B.3.2.5.- Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, en los puntos donde cambia la sección de acero**

**a).- Para el Diseño 1 (viga homogénea de acero A52-34ES)**

Tabla B.22 – Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño1.

Metros desde el apoyo	Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alas superior e inferior				
		bs/ts	bi/ti	37/√Fy	(bs/ts) ≤ 37/√Fy	(bi/ti) ≤ 37/√Fy
4,5	3,4	16,67	14,00	20,07	SI	SI
6,0	3,4	16,67	12,50	20,07	SI	SI
9,0	3,4	16,67	12,50	20,07	SI	SI
15,0	3,4	14,00	12,50	20,07	SI	SI

**b).- Para el Diseño 2 (viga híbrida)**

Tabla B.23 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño2.

Metros desde el apoyo	Ri	fbc = fc/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	fbt = ft/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	Ala superior			Ala inferior		
				bs/ts	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}}$	$\frac{bs}{ts} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$	bi/ti	$\frac{27.3}{\sqrt{fbt}}$	$\frac{bi}{ti} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbt}} \leq 24$
5,0	0,9352	1,906	2,665	14,29	19,77	SI	10,00	16,72	SI
7,0	0,9494	2,300	2,694	14,29	18,00	SI	9,38	16,63	SI
10,0	0,9509	2,698	2,456	14,29	16,62	SI	9,38	17,42	SI
15,0	0,9509	2,619	2,673	13,89	16,87	SI	9,38	16,70	SI

**c).- Para el Diseño 3 (viga homogénea de acero HPS 70W)**

Tabla B.24 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño3.

Metros desde el apoyo	Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alas superior e inferior				
		bs/ts	bi/ti	$37/\sqrt{Fy}$	$(bs/ts) \leq 37/\sqrt{Fy}$	$(bi/ti) \leq 37/\sqrt{Fy}$
5,5	4,92	14,29	10,00	16,68	SI	SI
7,5	4,92	14,29	9,38	16,68	SI	SI
11,0	4,92	14,29	9,38	16,68	SI	SI
15,0	4,92	15,63	9,38	16,68	SI	SI

**B.3.3.- Resultados debido al diseño por flexión de las vigas, para luz de 40 metros**

**B.3.3.1.- Geometría de las vigas de acero, en cada una de las secciones**

Tabla B.25 – Geometría de las vigas de acero, en cada una de las secciones.

	Metros desde el apoyo	Alma		Ala Superior		Ala Inferior		Cubreplaca Inferior		
		Ho [mts]	to [mts]	bs [mts]	ts [mts]	bi [mts]	ti [mts]	bc [mts]	tc [mts]	
<b>DISEÑO 1</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0,0 - 6,0	2,2	0,016	0,3	0,025	0,35	0,02	0	0
		S2: 6,0 - 9,0	2,2	0,016	0,3	0,025	0,45	0,032	0	0
		S3: 9,0 - 13,5	2,2	0,016	0,3	0,025	0,45	0,032	0,4	0,025
		S4: 13,5 - 20,0	2,2	0,016	0,4	0,025	0,45	0,032	0,4	0,025
<b>DISEÑO 2</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0,0 - 7,5	2	0,018	0,25	0,018	0,3	0,025	0	0
		S2: 7,5 - 10,0	2	0,018	0,25	0,018	0,35	0,032	0	0
		S3: 10,0 - 15,0	2	0,018	0,25	0,018	0,35	0,032	0,3	0,022
		S4: 15,0 - 20,0	2	0,018	0,3	0,02	0,35	0,032	0,3	0,022
<b>DISEÑO 3</b>	<b>Secciones</b>	S1: 0,0 - 8,5	2	0,018	0,2	0,018	0,3	0,025	0	0
		S2: 8,5 - 11,0	2	0,018	0,2	0,018	0,35	0,032	0	0
		S3: 11,0 - 15,5	2	0,018	0,2	0,018	0,35	0,032	0,3	0,02
		S4: 15,5 - 20,0	2	0,018	0,25	0,018	0,35	0,032	0,3	0,02

**B.3.3.2.- Propiedades de las vigas compuestas, en los puntos donde cambia la sección de acero**

**a).- Propiedades de las secciones de acero**

Tabla B.26 – Propiedades de las secciones de acero.

	Metros desde el apoyo	Av [mt <sup>2</sup> ]	dv [m]	lv [mt <sup>4</sup> ]	Xc [mt]	Sc [mt <sup>3</sup> ]	Xt [mt]	St [mt <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	6,0	0,0497	-0,0115	0,0321	0,3041	0,0288	1,1315	0,0284
	9,0	0,0571	0,1353	0,0404	0,3994	0,0320	0,9967	0,0405
	13,5	0,0671	0,2857	0,0490	0,5156	0,0348	0,8713	0,0563
	20,0	0,0696	0,2355	0,0537	1,3605	0,0395	0,9215	0,0583
DISEÑO 2	7,5	0,0480	0,0636	0,0241	0,2836	0,0223	0,9614	0,0250
	10,0	0,0517	0,1323	0,0272	0,3283	0,0237	0,8997	0,0303
	15,0	0,0583	0,2354	0,0321	0,4035	0,0256	0,8186	0,0392
	20,0	0,0598	0,2041	0,0344	1,2241	0,0281	0,8499	0,0404
DISEÑO 3	8,5	0,0471	0,0841	0,0230	0,2853	0,0209	0,9409	0,0245
	11,0	0,0508	0,1525	0,0260	0,3303	0,0223	0,8795	0,0296
	15,5	0,0568	0,2465	0,0303	0,3992	0,0240	0,8055	0,0376
	20,0	0,0577	0,2269	0,0317	1,2449	0,0255	0,8251	0,0384

**b).- Propiedades de las secciones compuestas**

Tabla B.27 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas vivas con, n = 8.

	Metros desde el apoyo	Ac [mt <sup>2</sup> ]	dc [m]	lc [mt <sup>4</sup> ]	Xc8 [mt]	Sc8 [mt <sup>3</sup> ]	Xt8 [mt]	St8 [mt <sup>3</sup> ]	Xh8 [mt]	Sh8 [mt <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	6,0	0,1435	0,8209	0,0824	0,3041	0,2710	1,9409	0,0425	0,5541	0,1487
	9,0	0,1509	0,7256	0,1090	0,3994	0,2728	1,8576	0,0587	0,6494	0,1678
	13,5	0,1609	0,6094	0,1418	0,5156	0,2749	1,7664	0,0803	0,7656	0,1852
	20,0	0,1634	0,6171	0,1424	0,5079	0,2803	1,7741	0,0803	0,7579	0,1879
DISEÑO 2	7,5	0,1418	0,7344	0,0708	0,2836	0,2496	1,7594	0,0402	0,5336	0,1327
	10,0	0,1455	0,6897	0,0819	0,3283	0,2495	1,7217	0,0476	0,5783	0,1417
	15,0	0,1521	0,6145	0,1009	0,4035	0,2500	1,6685	0,0605	0,6535	0,1544
	20,0	0,1536	0,6196	0,1013	0,4004	0,2530	1,6736	0,0605	0,6504	0,1558
DISEÑO 3	8,5	0,1409	0,7327	0,0707	0,2853	0,2478	1,7577	0,0402	0,5353	0,1321
	11,0	0,1446	0,6877	0,0818	0,3303	0,2478	1,7197	0,0476	0,5803	0,1410
	15,5	0,1506	0,6188	0,0991	0,3992	0,2481	1,6708	0,0593	0,6492	0,1526
	20,0	0,1515	0,6211	0,0992	0,3969	0,2499	1,6731	0,0593	0,6469	0,1534

Tabla B.28 - Propiedades de las secciones compuestas para cargas muertas superpuestas con n=24.

	Metros desde el apoyo	Ac' [m <sup>2</sup> ]	dc' [m]	lc' [m <sup>4</sup> ]	Xc24 [m]	Sc24 [m <sup>3</sup> ]	Xt24 [m]	St24 [m <sup>3</sup> ]	Xh24 [m]	Sh24 [m <sup>3</sup> ]
DISEÑO 1	6,0	0,0810	0,4896	0,0617	0,6354	0,0971	1,6096	0,0383	0,8854	0,0697
	9,0	0,0884	0,3547	0,0793	0,7703	0,1029	1,4867	0,0533	1,0203	0,0777
	13,5	0,0984	0,2022	0,0995	0,9228	0,1078	1,3592	0,0732	1,1728	0,0848
	20,0	0,1009	0,2248	0,1015	0,9002	0,1128	1,3818	0,0735	1,1502	0,0882
DISEÑO 2	7,5	0,0793	0,4122	0,0518	0,6058	0,0855	1,4372	0,0360	0,8558	0,0605
	10,0	0,0830	0,3482	0,0591	0,6698	0,0882	1,3802	0,0428	0,9198	0,0642
	15,0	0,0896	0,2456	0,0709	0,7724	0,0918	1,2996	0,0546	1,0224	0,0694
	20,0	0,0911	0,2590	0,0719	0,7610	0,0945	1,3130	0,0548	1,0110	0,0711
DISEÑO 3	8,5	0,0784	0,4053	0,0515	0,6127	0,0840	1,4303	0,0360	0,8627	0,0597
	11,0	0,0821	0,3409	0,0587	0,6771	0,0867	1,3729	0,0427	0,9271	0,0633
	15,5	0,0881	0,2467	0,0694	0,7713	0,0899	1,2987	0,0534	1,0213	0,0679
	20,0	0,0890	0,2544	0,0699	0,7636	0,0915	1,3064	0,0535	1,0136	0,0690

**B.3.3.3.- Cálculo del factor de hibridez Ri para el Diseño 2 (viga híbrida), en los puntos donde cambia la sección de acero**

Tabla B.29 – Factor de hibridez “Ri” para el Diseño 2 (viga híbrida).

Metros desde el apoyo	Fy [ton/m <sup>2</sup> ]		Área [m <sup>2</sup> ]		Distancias [m]		Coeficientes			Ri
	alma	ala	alma	ala	Xt8	Hv	α	β	ψ	
7,5	34000	49200	0,036	0,0075	1,7594	2,043	0,6911	4,8	0,8612	0,9273
10,0	34000	49200	0,036	0,0112	1,7217	2,05	0,6911	3,2	0,8399	0,9403
15,0	34000	49200	0,036	0,0112	1,6685	2,072	0,6911	3,2	0,8053	0,9418
20,0	34000	49200	0,036	0,0112	1,6736	2,074	0,6911	3,2	0,8069	0,9417

**B.3.3.4.- Esfuerzos de trabajo, debido a flexión de las vigas compuestas, en los puntos donde cambia la sección de acero**

**a).- Cálculo de los esfuerzos de trabajo**

Tabla B.30 – Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la sección acero (compresión).

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo fc [ton/m <sup>2</sup> ]
		Mdl [ton*mt]	MsdI [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	Sc [m <sup>3</sup> ]	Sc24 [m <sup>3</sup> ]	Sc8 [m <sup>3</sup> ]	
DISEÑO 1	6,0	300,366	63,274	261,714	0,0288	0,0971	0,2710	12037
	9,0	420,033	86,537	354,771	0,0320	0,1029	0,2728	15254
	13,5	554,598	110,962	447,107	0,0348	0,1078	0,2749	18610
	20,0	624,570	124,067	494,342	0,0395	0,1128	0,2803	18673
DISEÑO 2	7,5	357,039	75,603	311,392	0,0223	0,0855	0,2496	18172
	10,0	444,399	93,050	380,190	0,0237	0,0882	0,2495	21345
	15,0	566,574	116,313	465,286	0,0256	0,0918	0,2500	25255
	20,0	607,030	124,067	494,342	0,0281	0,0945	0,2530	24884
DISEÑO 3	8,5	391,116	83,047	341,011	0,0209	0,0840	0,2478	21089
	11,0	471,260	98,943	402,809	0,0223	0,0867	0,2478	23946
	15,5	571,202	117,786	469,945	0,0240	0,0899	0,2481	27047
	20,0	603,271	124,067	494,342	0,0255	0,0915	0,2499	27033

Tabla B.31 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde inferior de la sección de acero (tracción).

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes			Módulos resistentes			Esfuerzo
		Mdl [ton*mt]	MsdL [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	St [mt³]	St24 [mt³]	St8 [mt³]	ft [ton/mt²]
DISEÑO 1	6,0	300,366	63,274	261,714	0,0284	0,0383	0,0425	18404
	9,0	420,033	86,537	354,771	0,0405	0,0533	0,0587	18041
	13,5	554,598	110,962	447,107	0,0563	0,0732	0,0803	16941
	20,0	624,570	124,067	494,342	0,0583	0,0735	0,0803	18556
DISEÑO 2	7,5	357,039	75,603	311,392	0,0250	0,0360	0,0402	24095
	10,0	444,399	93,050	380,190	0,0303	0,0428	0,0476	24843
	15,0	566,574	116,313	465,286	0,0392	0,0546	0,0605	24279
	20,0	607,030	124,067	494,342	0,0404	0,0548	0,0605	25442
DISEÑO 3	8,5	391,116	83,047	341,011	0,0245	0,0360	0,0402	26769
	11,0	471,260	98,943	402,809	0,0296	0,0427	0,0476	26693
	15,5	571,202	117,786	469,945	0,0376	0,0534	0,0593	25320
	20,0	603,271	124,067	494,342	0,0384	0,0535	0,0593	26365

Tabla B.32 - Cálculo de los esfuerzos de trabajo en el borde superior de la losa de hormigón.

	Metros desde el apoyo	Momentos solicitantes		Módulos resistentes		Esfuerzo
		MsdL [ton*mt]	MII+i [ton*mt]	Sh24 [mt³]	Sh8 [mt³]	fh [ton/mt²]
DISEÑO 1	6,0	63,274	261,714	0,0697	0,1487	258
	9,0	86,537	354,771	0,0777	0,1678	311
	13,5	110,962	447,107	0,0848	0,1852	356
	20,0	124,067	494,342	0,0882	0,1879	388
DISEÑO 2	7,5	75,603	311,392	0,0605	0,1327	345
	10,0	93,050	380,190	0,0642	0,1417	396
	15,0	116,313	465,286	0,0694	0,1544	447
	20,0	124,067	494,342	0,0711	0,1558	469
DISEÑO 3	8,5	83,047	341,011	0,0597	0,1321	381
	11,0	98,943	402,809	0,0633	0,1410	422
	15,5	117,786	469,945	0,0679	0,1526	457
	20,0	124,067	494,342	0,0690	0,1534	478

**b).- Verificación de los esfuerzos de trabajo**

Tabla B.33 – Verificación de esfuerzos de trabajo de las secciones compuestas.

	Metros desde el apoyo	Esfuerzos de trabajo			Esfuerzos admisibles			Verificación de esfuerzos		
		fc [ton/mt²]	ft [ton/mt²]	fh [ton/mt²]	Fc [ton/mt²]	Ft [ton/mt²]	Fh [ton/mt²]	fc ≤ Fc	ft ≤ Ft	fh ≤ Fh
DISEÑO 1	6,0	12037	18404	258	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	9,0	15254	18041	311	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	13,5	18610	16941	356	18700	18700	1000	SI	SI	SI
	20,0	18673	18556	388	18700	18700	1000	SI	SI	SI
DISEÑO 2	7,5	18172	24095	345	25093	25093	927	SI	SI	SI
	10,0	21345	24843	396	25445	25445	940	SI	SI	SI
	15,0	25255	24279	447	25485	25485	942	SI	SI	SI
	20,0	24884	25442	469	25483	25483	942	SI	SI	SI
DISEÑO 3	8,5	21089	26769	381	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	11,0	23946	26693	422	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	15,5	27047	25320	457	27060	27060	1000	SI	SI	SI
	20,0	27033	26365	478	27060	27060	1000	SI	SI	SI

**B.3.3.5.- Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, en los puntos donde cambia la sección de acero**

**a).- Para el Diseño 1 (viga homogénea de acero A52-34ES)**

Tabla B.34 – Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño1.

Metros desde el apoyo	Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alas superior e inferior				
		bs/ts	bi/ti	37/√Fy	(bs/ts)≤37/√Fy	(bi/ti)≤37/√Fy
6,0	3,4	12,00	17,50	20,07	SI	SI
9,0	3,4	12,00	14,06	20,07	SI	SI
13,5	3,4	12,00	14,06	20,07	SI	SI
20,0	3,4	16,00	14,06	20,07	SI	SI

**b).- Para el Diseño 2 (viga híbrida)**

Tabla B.35 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño2.

Metros desde el apoyo	Ri	fbc = fc/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	fbt = ft/Ri [ton/cm <sup>2</sup> ]	Ala superior			Ala inferior		
				bs/ts	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq \frac{bs}{ts} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$	bi/ti	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq \frac{bi}{ti} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$	$\frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq \frac{bi}{ti} \leq \frac{27.3}{\sqrt{fbc}} \leq 24$	
7,5	0,9273	1,960	2,598	13,89	19,50	SI	12,00	16,94	SI
10,0	0,9403	2,270	2,642	13,89	18,12	SI	10,94	16,80	SI
15,0	0,9418	2,682	2,578	13,89	16,67	SI	10,94	17,00	SI
20,0	0,9417	2,642	2,702	15,00	16,79	SI	10,94	16,61	SI

**c).- Para el Diseño 3 (viga homogénea de acero HPS 70W)**

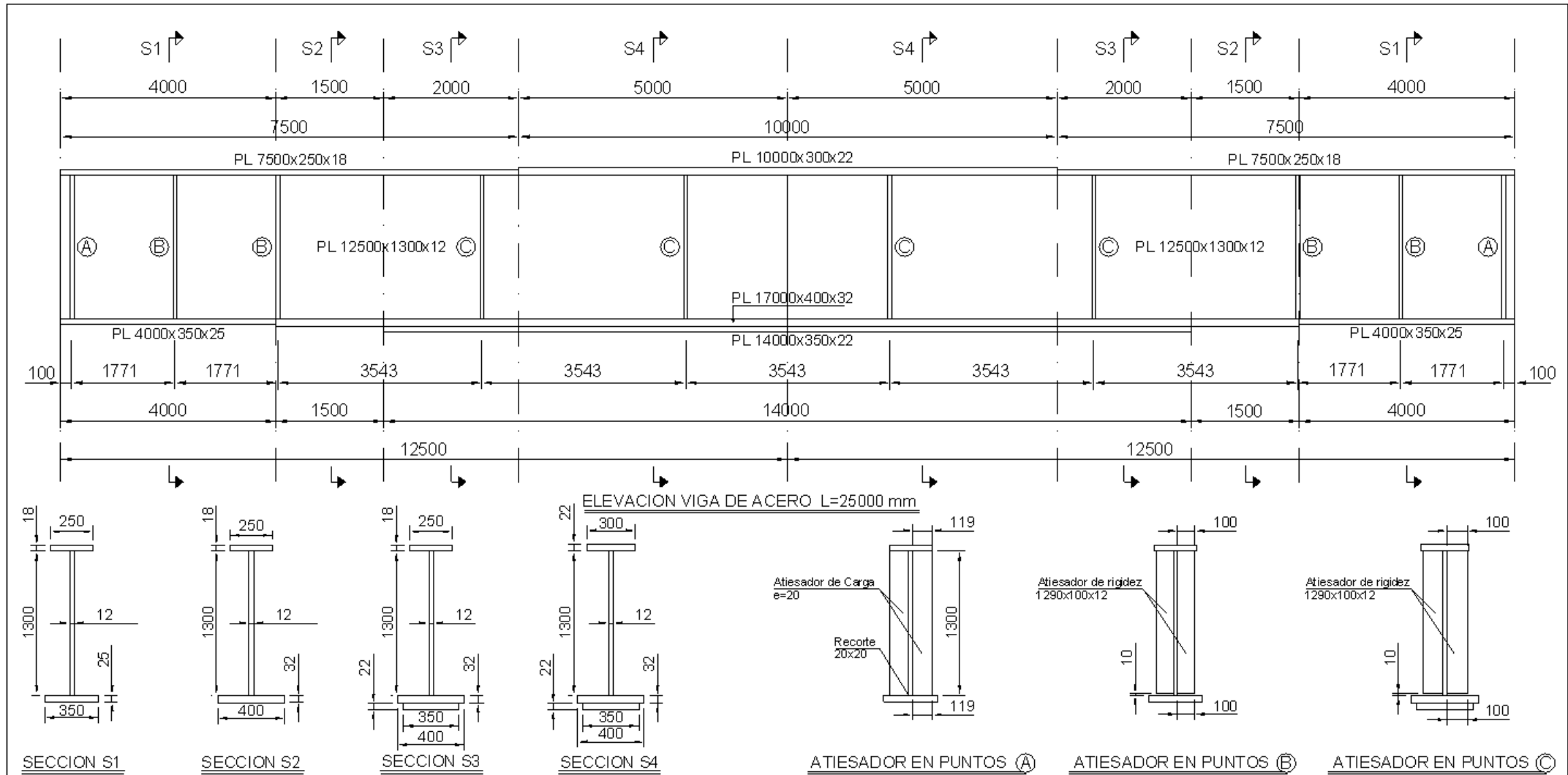
Tabla B.36 - Verificación de las relaciones ancho-espesor de las alas, para el Diseño3.

Metros desde el apoyo	Fy [ton/cm <sup>2</sup> ]	Alas superior e inferior				
		bs/ts	bi/ti	37/√Fy	(bs/ts)≤37/√Fy	(bi/ti)≤37/√Fy
8,5	4,92	11,11	12,00	16,68	SI	SI
11,0	4,92	11,11	10,94	16,68	SI	SI
15,5	4,92	11,11	10,94	16,68	SI	SI
20,0	4,92	13,89	10,94	16,68	SI	SI

**ANEXO C: ESQUEMAS DE LAS VIGAS ESBELTAS ARMADAS**



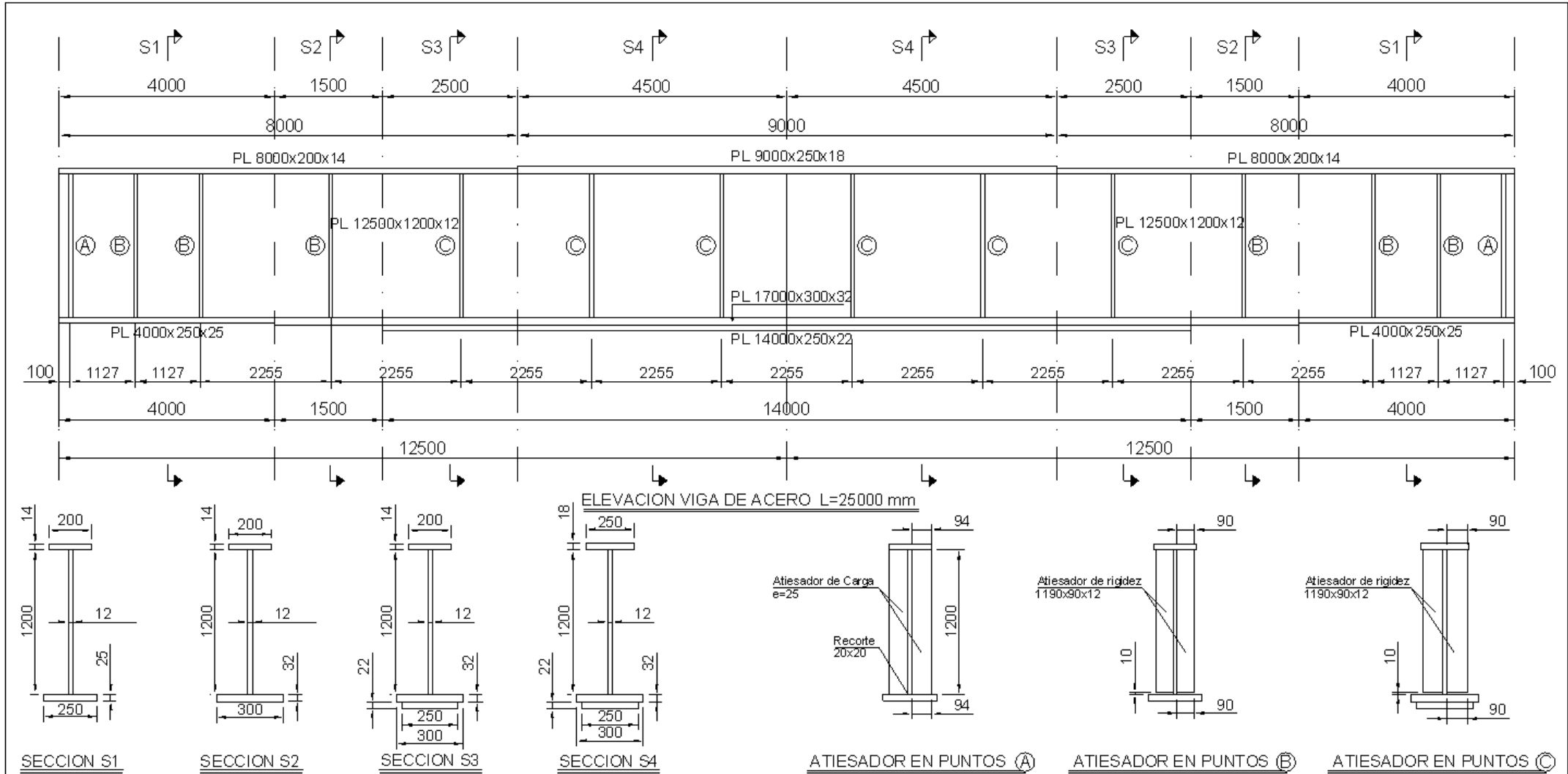
C1



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**  
 - Acero Viga : A52-34ES  
 - Acero Atiesadores : A52-34ES

<b>MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES</b>		<b>UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE</b>		
MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE		FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA		
	NOMBRE	FECHA	PROYECTO:	LÁMINA
PROYECTO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 25 METROS	1/3
DIBUJO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	CONTENIDO:	ESCALA
APROBO			VIGA HOMOGENEA DE ACERO A52-34ES (DISEÑO 1)	S/Esc

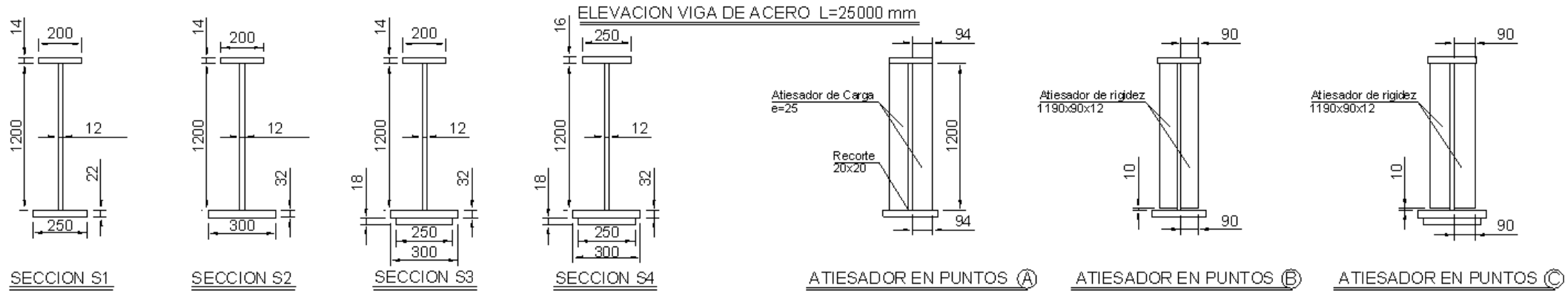
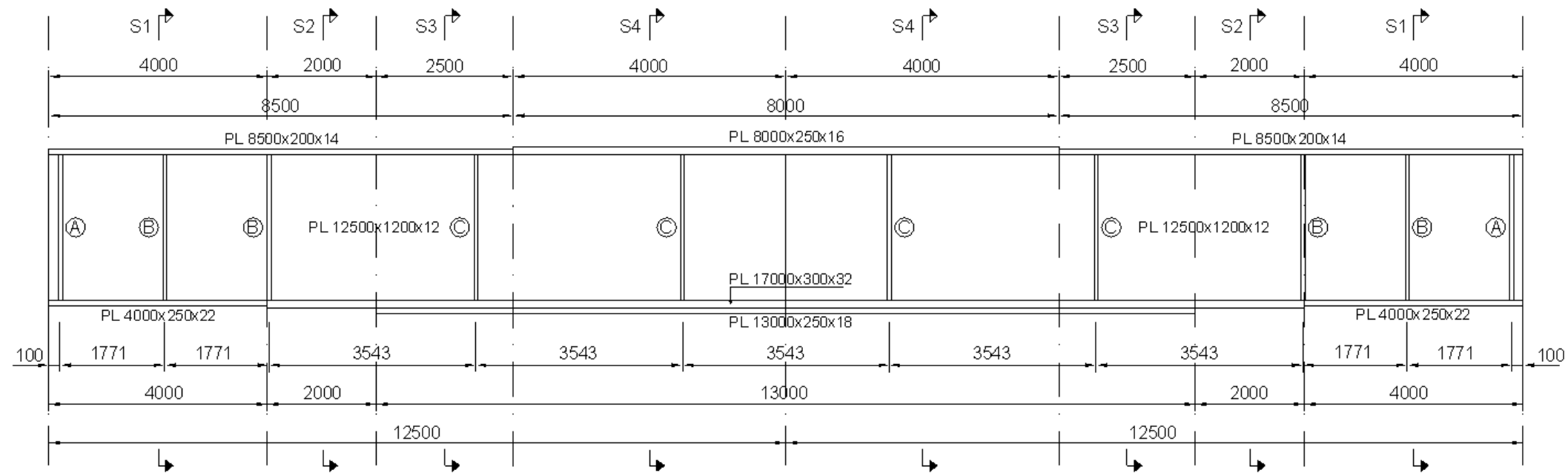
C2



- ESPECIFICACIONES TECNICAS**
- Acero Alma : A52-34ES
  - Acero Alas : HPS-70W
  - Acero Atiesadores : A52-34ES

<b>MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES</b>		<b>UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE</b>	
MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE		<b>FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA</b>	
	NOMBRE	FECHA	
PROYECTO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	PROYECTO: VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 25 METROS
DIBUJO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	CONTENIDO: VIGA DE ACERO HIBRIDA (DISEÑO 2)
APROBO			
			LÁMINA 2/3
			ESCALA S/Esc

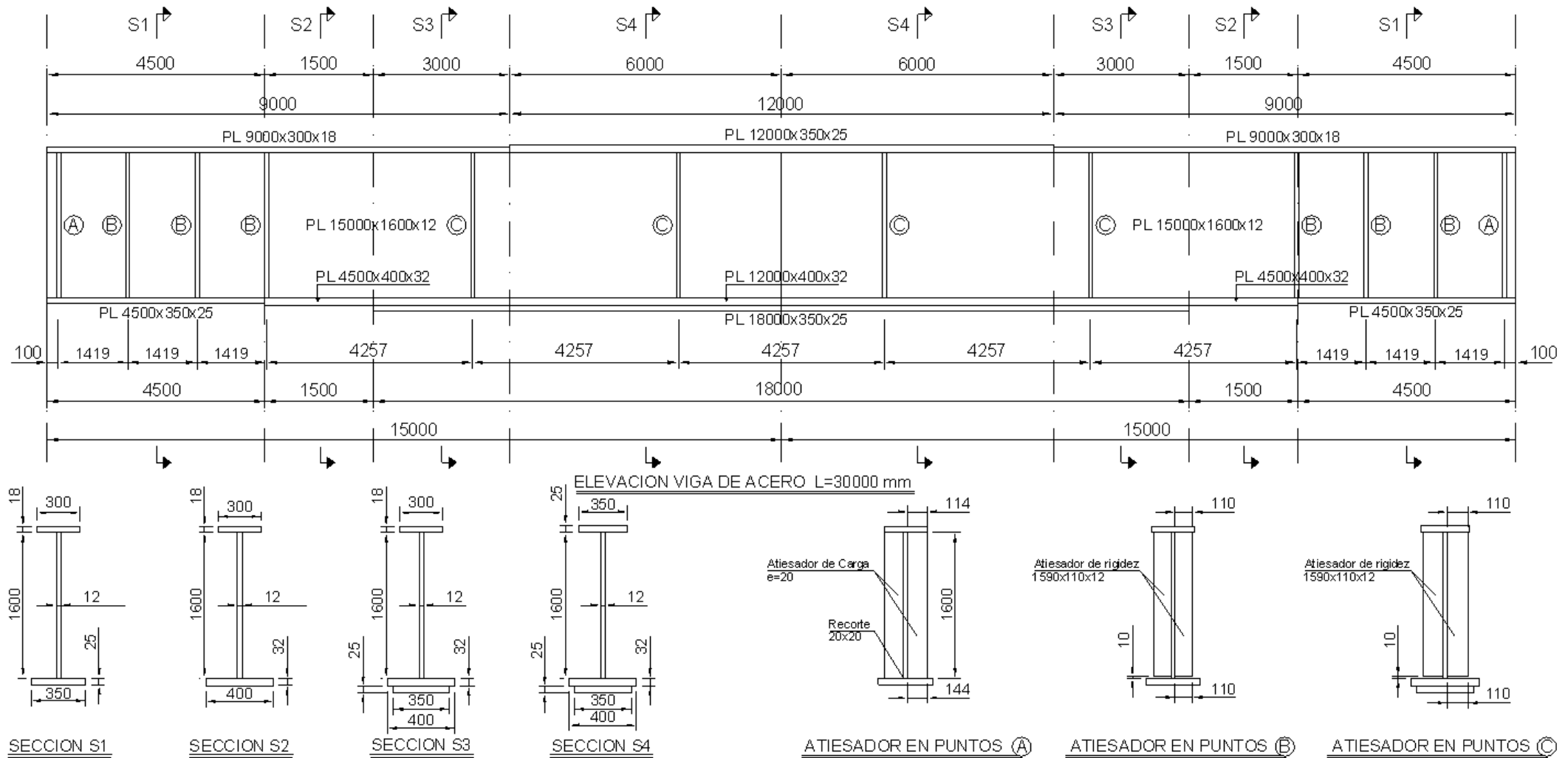
33



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**  
 - Acero Viga : HPS-70W  
 - Acero Atiesadores : A52-34ES

<b>MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES</b>			<b>UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE</b>		
MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE			FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA		
	NOMBRE	FECHA	PROYECTO:	LÁMINA	3/3
PROYECTO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 25 METROS		
DIBUJO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	CONTENIDO:	ESCALA	S/Esc
APROBO			VIGA HOMOGENEA DE ACERO HPS-70W (DISEÑO 3)		

C4



SECCION S1

SECCION S2

SECCION S3

SECCION S4

ATIESADOR EN PUNTOS (A)

ATIESADOR EN PUNTOS (B)

ATIESADOR EN PUNTOS (C)

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

- Acero Viga : A52-34ES
- Acero Atiesadores : A52-34ES

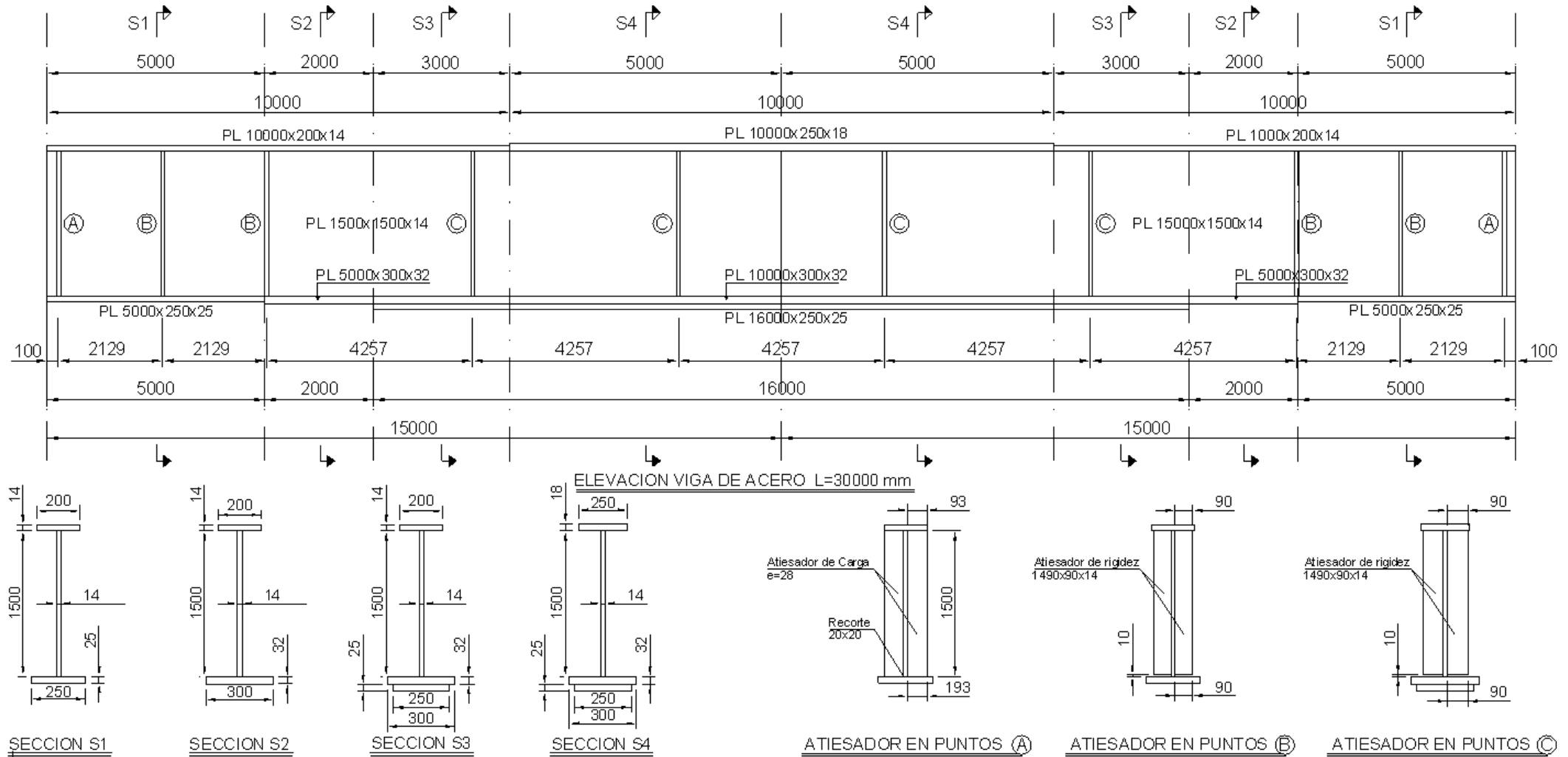
**MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES**

MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE

	NOMBRE	FECHA
PROYECTO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008
DIBUJO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008
APROBO		

**UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA**

PROYECTO: VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 30 METROS	LÁMINA	1/3
CONTENIDO: VIGA HOMOGENEA DE ACERO A52-34ES (DISEÑO 1)	ESCALA	S/Esc



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

- Acero Alma : A52-34ES
- Acero Alas : HPS-70W
- Acero Atiesadores : A52-34ES

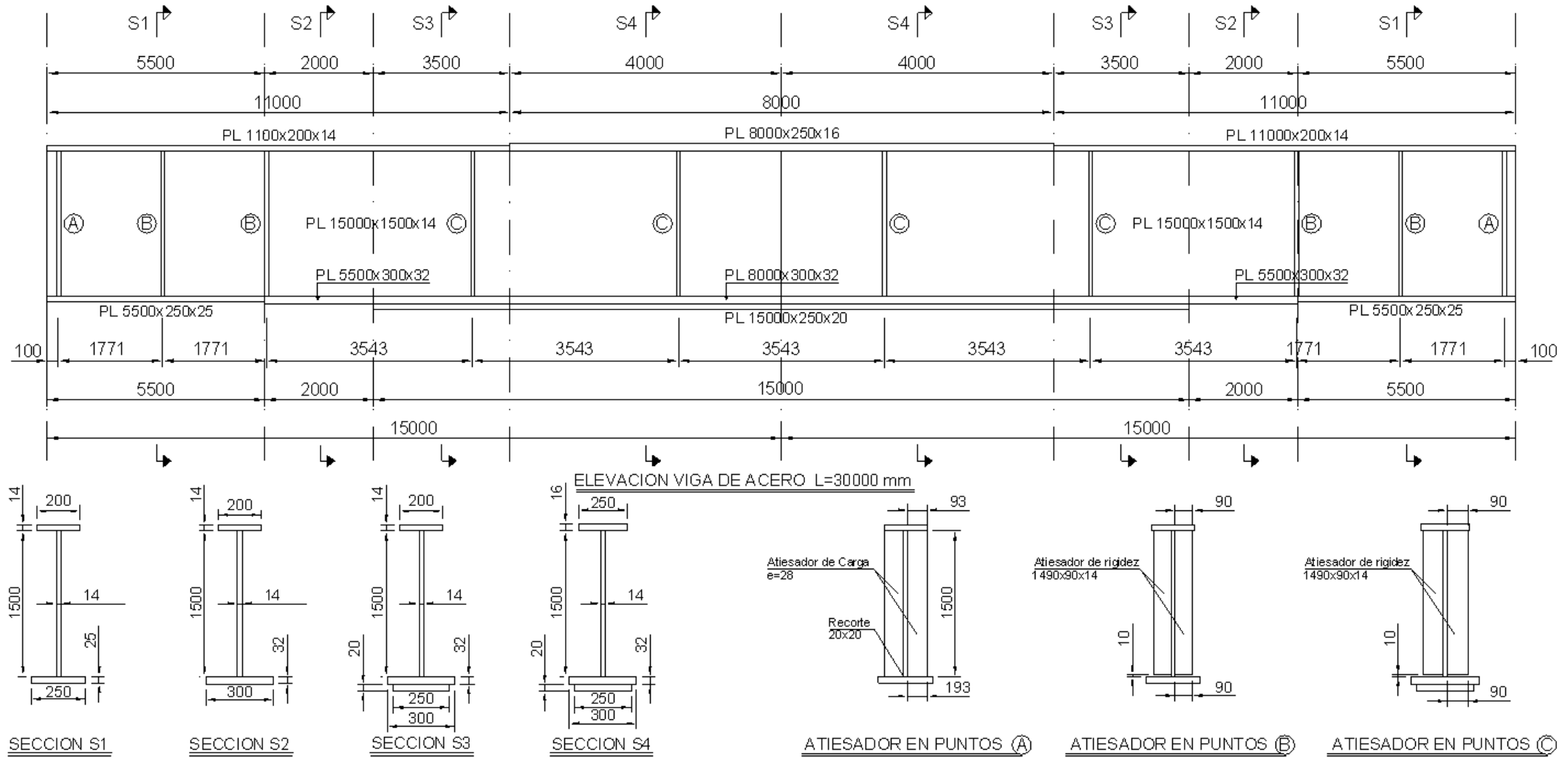
**MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES**

MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE

	NOMBRE	FECHA
PROYECTO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008
DIBUJO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008
APROBO		

**UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA**

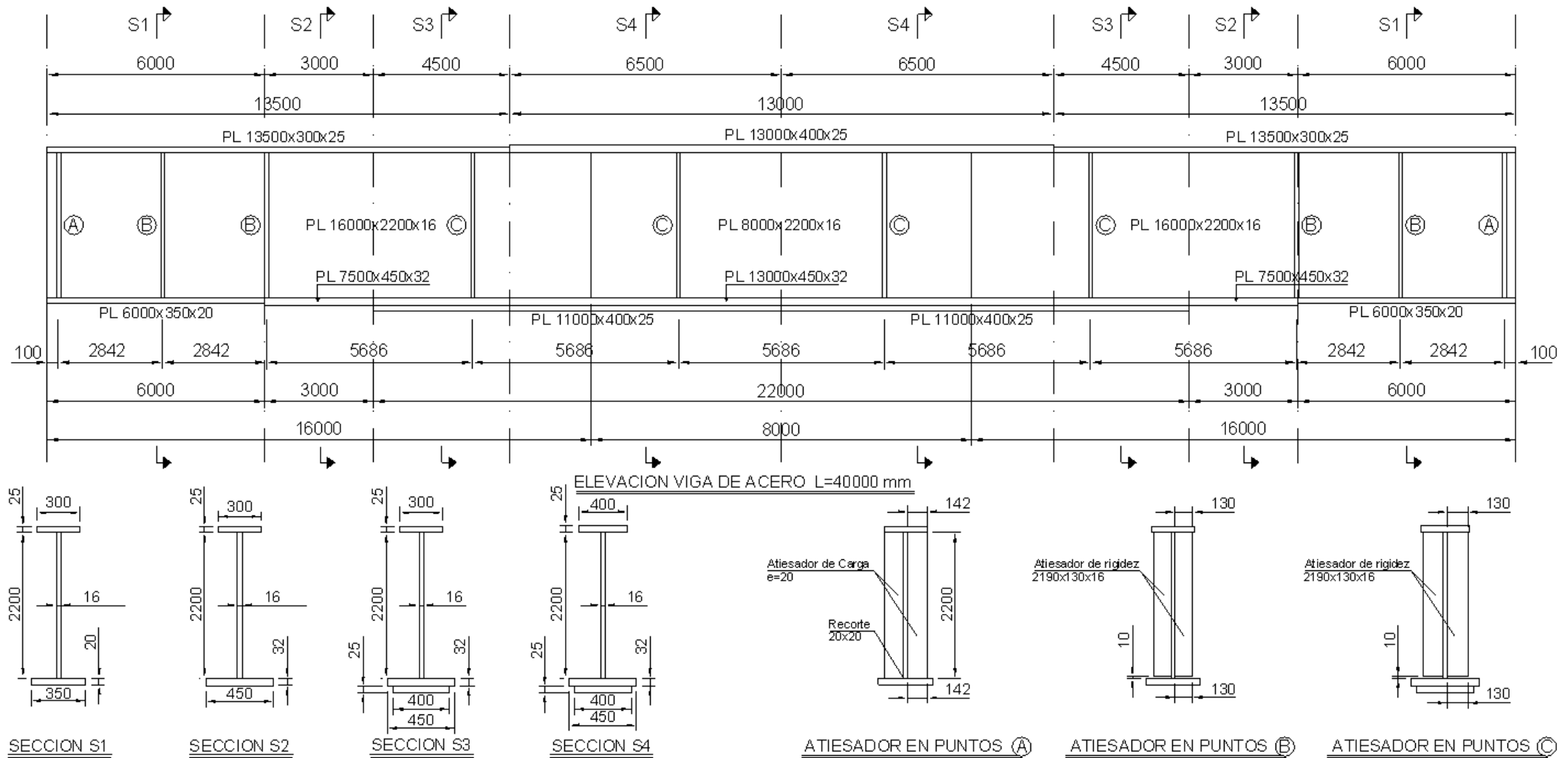
PROYECTO:	VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 30 METROS	LÁMINA	2/3
CONTENIDO:	VIGA DE ACERO HIBRIDA (DISEÑO 2)	ESCALA	S/Esc



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**  
 - Acero Viga : HPS-70W  
 - Acero Atiesadores : A52-34ES

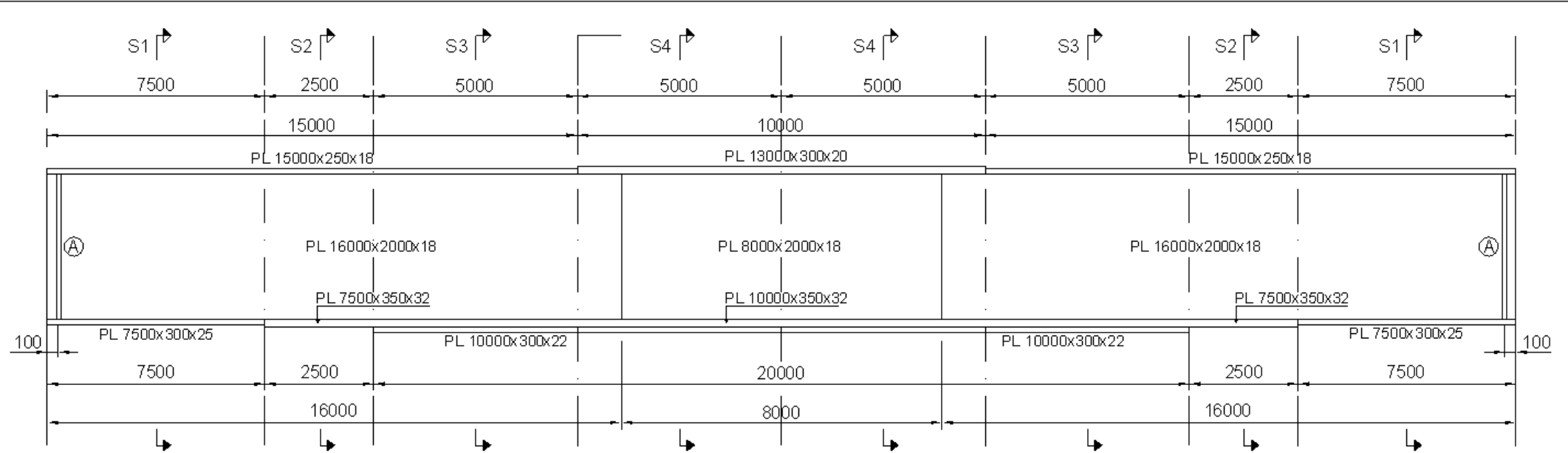
<b>MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES</b>		<b>UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE</b>	
MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE		FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA	
	NOMBRE	FECHA	PROYECTO:
PROYECTO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 30 METROS
DIBUJO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	CONTENIDO:
APROBO			VIGA HOMOGENEA DE ACERO HPS-70W (DISEÑO 3)
			LÁMINA 3/3
			ESCALA S/Esc

C7

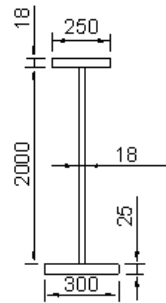


**ESPECIFICACIONES TECNICAS**  
 - Acero Viga : A52-34ES  
 - Acero Atiesadores : A52-34ES

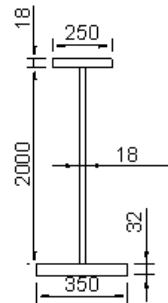
<b>MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES</b>		<b>UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE</b>	
MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE		FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA	
NOMBRE	FECHA	PROYECTO:	LÁMINA
MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 40 METROS	1/3
DIBUJO	FECHA	CONTENIDO:	ESCALA
MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008	VIGA HOMOGENEA DE ACERO A52-34ES (DISEÑO 1)	S/Esc
APROBO			



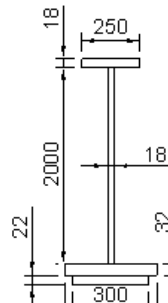
ELEVACION VIGA DE ACERO L=40000 mm



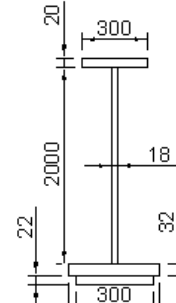
SECCION S1



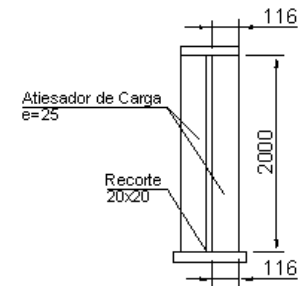
SECCION S2



SECCION S3



SECCION S4



ATIESADOR EN PUNTOS (A)

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- Acero Alma : A52-34ES
- Acero Alas : HPS-70W
- Acero Atiesadores : A52-34ES

MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES

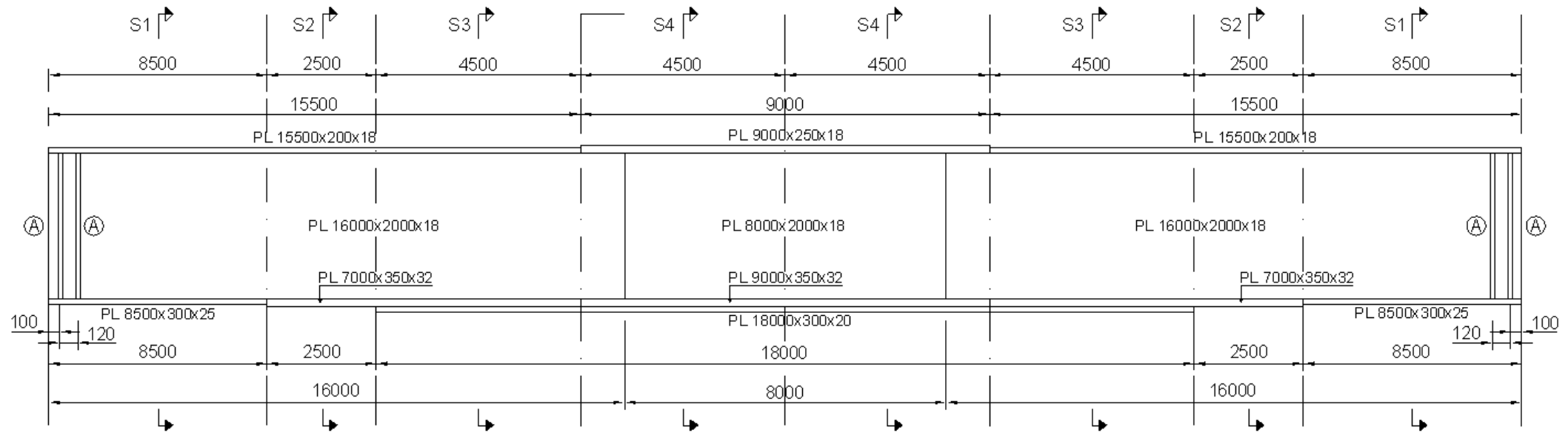
MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE

	NOMBRE	FECHA
PROYECTO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008
DIBUJO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008
APROBO		

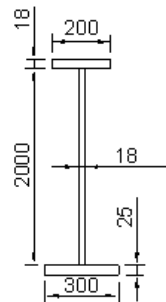
UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA

PROYECTO:	VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 40 METROS	LÁMINA	2/3
CONTENIDO:	VIGA DE ACERO HIBRIDA (DISEÑO 2)	ESCALA	S/Esc

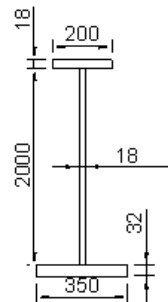




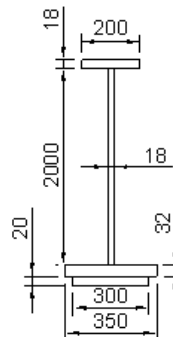
ELEVACION VIGA DE ACERO L=40000 mm



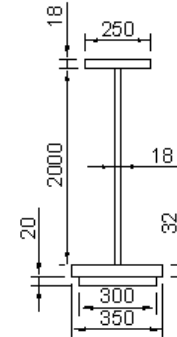
SECCION S1



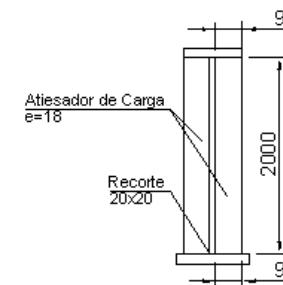
SECCION S2



SECCION S3



SECCION S4



ATIESADOR EN PUNTOS (A)

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

- Acero Viga : HPS-70W
- Acero Atiesadores : A52-34ES

## MEMORIA DE TITULO INSTITUTO DE OBRAS CIVILES

MEMORISTA: MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE

	NOMBRE	FECHA
PROYECTO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008
DIBUJO	MAURICIO GALLARDO BAHAMONDE	11/2008
APROBO		

UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA

PROYECTO: VIGA DE PUENTE CARRETERO PARA LUZ DE 40 METROS	LÁMINA	3/3
CONTENIDO: VIGA HOMOGENEA DE ACERO HPS-70W (DISEÑO 3)	ESCALA	S/Esc

**ANEXO D: OFERTA ECONÓMICA DE METALÚRGICA CHILENA PARA  
CONFECCIÓN DE VIGAS EN ACERO HPS-70W**



2005.

Santiago, 1 de Abril de del

N° 060102/2005.

Señores:

**Ricardo Pérez  
Claudio Vargas  
Presente**

Referencia : Fabricación de Viga Puente.

Estimados Señores:

En atención a lo solicitado por Ustedes, nos es grato presentar nuestra Oferta a precios unitarios a firme, por el Suministro y Fabricación de Vigas Metálicas para puente Pilmahiquen del Ministerio de obras Públicas

#### **1.0.- Antecedentes Considerados.**

- Solicitud de cotización,

#### **2.0.- Alcance de la Oferta.**

##### 2.1.- Cálculo de conexión y Detallamiento de Planos:

A partir de los diseños definitivos proporcionados por ustedes, les ofrecemos el cálculo de las conexiones y el modelamiento en software tridimensional (X-Steel), que incluye lo siguiente:

- Cálculo de las conexiones.
- Modelamiento en X-Steel de acuerdo a lo indicado en las Requisiciones.
- Modelo Framework con los elementos estructurales detallados y planchas de conexión, más un archivo PML y un archivo PRP por modelo.
- Generación de archivos CNC para procesos internos de fabricación.
- Generación de listas de elementos y de pernos de conexión.
- Copias gráficas de modelos en 3D para montaje en formato A 1.
- Planos de Montajes.

##### 2.2.- Fabricación.

Incluye: Suministro de acero, fabricación, protección mediante pintura, pernos de conexión y flete hasta la obra, para las siguientes partidas:

- Estructura liviana < 30 Kg./m.
- Estructura Pesada > 60 Kg./m
- Barandas



### 2.3.- Control de Calidad y Certificaciones:

**A.** Los procesos de Fabricación de nuestra Empresa se encuentran Calificados y Certificados por la American Institute Steel Construccion (AISC)

**B.** Nuestros materiales y fabricaciones consideran los siguientes controles y certificaciones;

- Aceros de procedencia Brasil, con certificación química y mecánica emitidos por la Siderurgia.
- En caso de requerirse, se podrán verificar las certificaciones con organismos como CESMEC, IDIEM u otros.
- Los materiales de pinturas son certificados por los fabricantes de las pinturas.
- La aplicación de las pinturas son inspeccionadas y controladas internamente, midiendo las adherencias de acuerdo a normas SSPC.
- Soldaduras y otros consumibles, con certificación del fabricante.
- Las fabricaciones consideran los controles dimensionales y ensayos no destructivos de acuerdo a las especificaciones del proyecto, normas chilenas y protocolos de inspección interna.
- Control computacional del estado de avance pieza a pieza en todas sus etapas de Fabricación.

### 2.4.- Servicios de Ingeniería de terreno:

**A.-** El servicio de Ingeniería que METALURGICA FAT S.A. ofrece gratuitamente consiste en:

- METALURGICA FAT S.A. proporciona un ingeniero residente en las oficinas del diseñador, con funciones de dar soluciones de fabricación rápidas y oportunas, que ayuden a la economía y plazos del proyecto.

### 2.5.- Sitio Web Interactivo Acceso a Clientes.

En nuestro sitio Web usted podrá conocer la historia, la infraestructura y los trabajos que hemos realizado en los últimos años, además de interiorizarse de nuestro sistema de calidad bajo la certificación AISC (American Institute Steel Construction).

Como un servicio especial para los clientes, hemos desarrollado en nuestro sitio una herramienta con acceso y clave, donde podrá obtener toda la información al día, del estado del trabajo en sus distintas etapas. El sitio permite revisar avances por planos, piezas u órdenes de compra.

### 3.0.- Precios.

- Elementos estructurales de las vigas principales : \$2150 Kg.
- Elementos secundarios : \$1680 Kg.
- Barandas : \$2480 Kg.

Los valores no consideran impuestos IVA



Nota.- Los valores de las estructuras en acero HPS, es una estimación, una vez debidos el resumen por espesores que se indiquen en la lista de materiales de los planos de fabricación podremos definir su importación.

#### **4.0.- Condiciones de Venta.**

##### 4.1.- Forma de pago:

Por estados de pagos, pagaderos a 30 días de fecha de factura de elementos despachados a obra.

##### 4.2.- Validez de la Oferta:

- 90 días.

##### 4.3.- Reajuste de precios.

- Sin reajuste.

##### 4.4.- Impuestos:

- A los precios cotizados se les debe agregar el impuesto IVA.

##### 4.5.- Liquidación de la Oferta:

- De acuerdo al producto entre el precio unitario y el peso cubicado de los planos de fabricación.

##### 4.6.- Cubicación:

- Según la sección 9.2 de "Calculation of weights. AISC-Code Standard Practice for Steel Building and Bridges".

##### 4.7.- Lugar de entrega:

- Puesto sobre camión en Obra, Camino entre Lagos y Chirre, X Región.

##### 4.8.- Plazo de entrega:

Una vez de recibidos la orden de compra y todos los planos de diseño aprobados para fabricar sin pendientes, ofrecemos los siguientes plazos:

- Ejecución de planos: 40 días
- Recepción del acero HPS: 90 días
- Fabricación: 120 días



## 5.0.- Observaciones.

### 5.1.- Calidad de acero:

- Planchas calidad HPS
- ASTM-A36 para las conexiones
- Pernos de conexión alta resistencia en negro, ASTM A325
- Pernos de conexión ASTM A 307, en negro
- Cañerías para barandas ASTM A53 Sch 40 (Procedencia: Brasil y Nacionales).

### 5.2.- Normas de fabricación:

- AISC: American Institute of Steel construction.
- AWS: American Welding Society.
- SSPC: Steel Structural Painting Council.
- ASTM: American Society for Testing and Materials.
- Chilenas INN: Nch-203, Nch-303, Nch-427, Nch-428 y Nch-730.

### 5.3.- Protección Anticorrosiva:

Nuestra Oferta considera la aplicación del siguiente sistema de protección:

- Granallado cercano a metal blanco SSPC-SP-10
- Anticorrosivo epóxico a 3 mils
- Esmalte epóxico a 2 mils
- Espesor final del esquema aplicado en película seca 5 mils.

### 5.4.- Suministro y trabajos excluidos.

- Pernos de anclajes.
- Rieles y sus elementos de fijación.
- Gomas., polímeros y elastómeros.
- Pruebas y ensayos especiales fuera de Normas (radiografías, ultrasonidos, etc.).
- Soporte de cañerías eléctricas y similares.
- Parrillas de FRP.
- Montaje de estructuras.
- Descarga en obra

5.5.- Los Planos de Diseño serán proporcionados por ustedes en archivo electrónico y en copia dura.

5.6.- Los precios y plazos indicados en nuestra oferta no consideran cambios ni errores de Diseño.

5.7.- La recepción definitiva de las Estructuras, se haría en maestranza previo al despacho.



5.8.- Las estructuras se detallarán y fabricarán de tamaños que permitan su transporte, de acuerdo a las siguientes medidas máximas permitidas para el transporte: largo 12 mts., ancho 2,5 mts y 4,85mts de alto.

5.9.- Para el acero ASTM A36, se consideran planchas de espesores comerciales en Chile, tales como: 4, 5, 6, 8,10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28,32, 40 Y 50 mm.

5.10.- Los planos de fabricación serán detallados en sistema computacional X-Steel y para su aprobación se entregarán modelos electrónicos 3D TS (FW y archivos PRP), además, los planos de montaje en formato A1 Y archivos DXF y pernos de conexión con sus respectivas memorias de cálculo.

5.11.- Las dimensiones de los filetes de soldaduras para los perfiles soldados, serán de acuerdo a normas chilenas.

5.12.- Los pernos se despacharán debidamente embalados en cajas por lote correspondiente a cada área o edificio.

5.13.- Se consideran conexiones apernadas según AISC.

Las modificaciones del modelo por cambios de los planos de diseño, serán pagados de acuerdo a las HH realmente ocupadas y al tarifario definido.

5.14.- Las refabricaciones por problemas de diseño, serán pagados de acuerdo a las HH realmente ocupadas y al tarifario definido.

5.15.- En caso de existir Estructuras Enrejadas, éstas se cobrarán al mismo valor de las Estructuras Livianas.

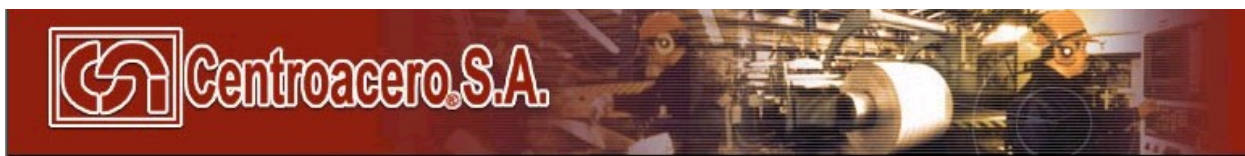
5.17.- La persona que administrará este Proyecto será el Ingeniero Sr. Hugo Cabezas Rojas.

Sin otro particular, saluda atentamente a ustedes,

METALURGICA FAT S.A.  
Hugo Cabezas Rojas

**ANEXO E: COTIZACIÓN PARA SUMINISTRO DE ACERO CHILENO A52-34ES**





Estimado Sr. Gallardo:

De acuerdo a lo solicitado por Ud. envié cotización por suministro de planchas gruesas de acero calidad A52-34ES, según Nch.

Se cotiza precio neto, puesto en Centroacero Santiago, a:

- \$790 kilo

Condición de pago contado con fondo confirmado.

Atentamente

**Oscar Campos Quiñones**  
**Jefe de Ventas Zona Sur**  
**08-2281760**  
**041-2461620**  
**Fax 041-2461621**  
**[www.centroacero.cl](http://www.centroacero.cl)**

**ANEXO F: ANTECEDENTES ASOCIADOS AL COSTO DE IMPORTACIÓN DEL  
ACERO HPS -70W**

**PRECIO FOB DEL ACERO HPS-70W**

**From:** "Wilson, Alex D." <Alex.Wilson@arcelormittal.com>  
**Sent:** Tue, 2 Dec 2008 07:04:37 -0600  
**To:** "Mauricio Gallardo Bahamondes" <icoc2006@yahoo.es>  
**Subject:** RE: Information request HPS steels

**Mr. Gallardo**

Price of Q&T and TMCP is the same....about \$0.70 per pound FOB Chicago or Philadelphia.....now, they can vary somewhat with the size and other extras possible.

**Alexander D. Wilson | Manager  
ArcelorMittal USA  
Plate**

Customer Technical Service | 139 Modena Road  
Coatesville, PA 19320  
T +1 610 383 3105 F +1 610 383 2175  
[alex.wilson@arcelormittal.com](mailto:alex.wilson@arcelormittal.com) |  
[www.arcelormittal.com/plateinformation/](http://www.arcelormittal.com/plateinformation/)

## TARIFAS DE SERVICIOS SAN VICENTE TERMINAL INTERNACIONAL S.A

Tabla F.1 – Tarifas de Servicios Puerto Internacional San Vicente

Tarifas de Servicio de Muellaje			
Servicios de Transferencia			
Tar 101	Transferencia de Contenedores llenos de 20 pies	US\$/Teu	70.00
Tar 102	Transferencia de Contenedores vacíos de 20 pies	US\$/Teu	70.00
Tar 103	Transferencia de Contenedores llenos de 40 pies	US\$/Teu	52.50
Tar 104	Transferencia de Contenedores vacíos de 40 pies	US\$/Teu	52.50
<b>*Tar 105</b>	<b>Transferencia de Carga Fraccionada y Granel</b>	<b>US\$/Tonelada</b>	<b>5.64</b>
Tar 106	Transferencia de Carga Líquidos a Granel	US\$/Tonelada	5.64
Servicios de Almacenamiento			
Tarifas de Almacenaje			
Tar 301	Carga General de Desembarque depositada en Patios	US\$/Tonelada-día	0.29
Tar 302	Carga General de Embarque depositada en Patios	US\$/Tonelada-día	0.29
Tar 303	Carga en contenedores de desembarque	US\$/Tonelada-día	0.29
Tar 304	Carga en Contenedores de Embarque	US\$/Tonelada-día	0.29
Tar 305	Carga Fraccionada de Desembarque de Retiro Directo ó Forzosa en Patios	US\$/Tonelada-día	1.81
Tar 306	Carga Fraccionada de Embarque Directo ó Forzosa en Patios	US\$/Tonelada-día	1.81
Tar 307	Carga en Contenedores de Desembarque de Retiro Directo ó Forzosa	US\$/Tonelada-día	1.81
Tar 308	Carga en Contenedores de Embarque Directo ó Forzosa	US\$/Tonelada-día	1.81
Tar 309	Vehículos Automotrices Depositados en Sitios Descubiertos	US\$/Tonelada-día	0.29
Tar 310	Cargas de Transbordos	US\$/Tonelada-día	0.29
Tar 311	Carga General Cubierto	US\$/Tonelada-día	0.61
Tar 312	Carga Granel Cubierto	US\$/Tonelada-día	0.47
Tar 313	Carga Granel Descubierto	US\$/Tonelada-día	0.24
Tar 314	Carga General o Granel de Retiro Forzoso Cubierto	US\$/Tonelada-día	3.61
Servicios de Recepción / Despacho de Carga			
Servicio de Recepción y Despacho de cargas en almacenes o patios cuando no se realice transferencia de carga en SVTI			
Tar 401	Recepción de carga General provenientes del embarcador	US\$/Tonelada	10.00
Tar 402	Recepción de carga General provenientes de almacenamiento	US\$/Tonelada	10.00
Tar 403	Recepción de contenedores llenos provenientes del embarcador	US\$/Contenedor	60.00
Tar 404	Despacho de contenedores llenos provenientes de almacenamiento	US\$/Contenedor	60.00

Fuente: [http://www.svti.cl/htm/t\\_esp.htm](http://www.svti.cl/htm/t_esp.htm)

\*) Tarifas empleadas en la estimación de los servicios de transferencia.