

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **ESTUDIO DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y AGOTAMIENTO DE SISTEMAS DE PISO DE ACERO CON LUCES ENTRE 8 Y 12 METROS**

Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Ferigo Zioni, Alessandro

Reinoza Koch, Franklin

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2006

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **ESTUDIO DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y AGOTAMIENTO DE SISTEMAS DE PISO DE ACERO CON LUCES ENTRE 8 Y 12 METROS**

TUTOR ACADÉMICO: Prof. José Manuel Velásquez

Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Ferigo Zioni, Alessandro

Reinoza Koch, Franklin

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2006

## ACTA

El día 15 de Junio de 2006 se reunió el jurado formado por los profesores:

José Manuel Velásquez

\_\_\_\_\_  
Antonio Güell

\_\_\_\_\_  
Budimir Spasic

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **ESTUDIO DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y AGOTAMIENTO DE SISTEMAS DE PISO DE ACERO CON LUCES ENTRE 8 Y 12 METROS**. Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Alessandro Ferigo Zioni	20	VEINTE
Franklin Eduardo Reinoza Koch	20	VEINTE

Recomendaciones:

---

---

---

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 15 de Junio de 2006

## DEDICATORIA

Ante todo quiero agradecer a DIOS, por haberme permitido alcanzar mis metas y ser mi fortaleza en todo momento.

Dedico este trabajo a mi mamá Roberta, quien sembró en mí, la semilla de la fe y la perseverancia, fue mi ejemplo y me acompaña todos los días de mi vida. A mi papá Augusto, quien me enseñó la honestidad y ha sido mi apoyo constante.

A mis hermanos Fabian y Fabrizio quienes con sus ocurrencias llenan de alegría mi vida. A mi novia Lilianett quien a mi lado me da fortaleza y mucho cariño. A mi familia en el extranjero que aunque lejos, se sienten cerca.

A todos mis amigos, que siempre están allí con un buen consejo y una gran sonrisa. A la Universidad Central de Venezuela que me brindó la oportunidad y a todos los profesores que participaron en mi formación profesional.

Alessandro Ferigo Zioni

En principio quiero agradecerle a Dios Todo Poderoso por la fuerza que me ha dado en los años de mi vida.

A mis padres Ursula y José Francisco quienes me han enseñado todo lo que soy y sin ellos, no estaría aquí.

A mi hermano Helmut, que me ha ayudado en todo momento, es ejemplo de éxito profesional y es estrella en el horizonte para seguir mi carrera.

A toda mi familia materna y paterna y en especial a mi Oma, Helene quien llegó a Venezuela como inmigrante en el año 1951 y fundó una familia conformada por hijos, nitos y bisnietos, ella junto con mi Opa Erich, nos enseñó el amor por el estudio, el trabajo y es ejemplo de ello.

A mi compañera Rebe, pilar fundamental en mi vida quien me ha dado aliento en los momentos difíciles de estos últimos años, siendo una novia especial. Para ti y tú grupo familiar mil gracias por toda la ayuda que me han dado.

A todos mis profesores, compañeros y amigos de la Universidad Central de Venezuela, que gracias a las horas de estudio que compartimos, es posible este logro.

FRANKLIN REINETA Kech

## **AGRADECIMIENTOS**

La elaboración de este Trabajo Especial de Grado no hubiera sido posible sin la colaboración de un grupo importante de personas, a las cuales queremos extender nuestro aprecio y agradecimiento, especialmente:

Prof. Ing. José Manuel Velásquez

Prof. Ing. Antonio Güell

Prof. Ing. María Eugenia Korody

Prof. Ing. Tomás Osers

Prof. Ing. Arnaldo Gutiérrez

Prof. Ing. Oscar López

Ing. Estebeni Bilbao

A todas las personas que de alguna u otra manera facilitaron la elaboración y culminación de este trabajo, a todos, Gracias.

---

**Ferigo Z. Alessandro  
Reinoza K. Franklin E.**

**ESTUDIO DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y  
AGOTAMIENTO DE SISTEMAS DE PISO DE ACERO CON  
LUCES ENTRE 8 Y 12 METROS.**

**Tutor Académico: Prof. José M. Velásquez.**

**Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.**

**Escuela de Ingeniería Civil. 2006, nº páginas 274.**

**Palabras Clave:** Sistemas de piso, deflexión, vibración, cartelas.

En la medida que en las estructuras se incrementan las dimensiones de los espacios abiertos, en los sistemas de piso entran en juego limitaciones en términos de deformación y vibración. De este aspecto surge la inquietud de realizar una investigación enfocada hacia esta problemática, con el objetivo de presentar un estudio detallado de los criterios de diseño según los estados límites de resistencia y servicio para losas mixtas de acero-concreto, limitadas a paños con vanos entre 8 y 12 metros, a través del cual se logre de forma completa y detallada un adecuado diseño de los sistemas de piso.

Se presenta una metodología para el diseño de los elementos que conforman el sistema de piso, los cuales son: lámina acanalada, losa de concreto, correas y vigas, asimismo, se generarán tablas y hojas de cálculo que faciliten el diseño. Se incluye la teoría que se utiliza actualmente en la estimación y evaluación de los niveles de vibración de los sistemas de piso, con la intención de que el diseñador pueda prevenir problemas en este aspecto para garantizar el confort de los usuarios.

Además, se presenta un estudio de las vigas de acero con sección variable, acarteladas y con acción mixta, en el que obtienen sus momentos de empotramiento, factores de rigidez y transporte. Esto se efectúa con una hoja de cálculo realizada por los autores, con la motivación de estudiar si en los sistemas de piso las secciones variables colaboran con la disminución de las flechas, y por consiguiente de las vibraciones.

Se elaboró una hoja de cálculo que permite incluir cambios de sección en las vigas, armar los paños con varias configuraciones y estimar sus niveles de vibración. Con la hoja de cálculo, se realizó un estudio de diversos paños y así se obtuvieron las configuraciones adecuadas en cada caso.

---



---

**ÍNDICE GENERAL**

<b>DEDICATORIA</b> .....	iv
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	v
<b>RESUMEN</b> .....	vi
<b>ÍNDICE GENERAL</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS</b> .....	xi
<b>NOTACIÓN</b> .....	xv
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>Fundamentos de la Investigación</b> .....	4
1. El problema .....	4
1.1 Planteamiento del problema .....	4
1.2 Formulación del problema .....	4
2. Objetivos .....	5
2.1 Objetivo general .....	5
2.2 Objetivos específicos .....	5
3. Justificación e importancia de la investigación .....	6
4. Limitaciones .....	7
<b>Capítulo I: Sistema de Piso</b> .....	8
1. Sistemas de Pisos .....	8
1.1 Definición general .....	8
1.2 Criterio de diseño .....	10
2. Losa mixta acero-concreto .....	11
2.1 Lámina acanalada .....	11
2.1.1 Ventajas de la lámina acanalada .....	12
2.1.1.1 Versatilidad .....	12
2.1.1.2 Mayor resistencia estructural con menor peso .....	12
2.1.1.3 Apariencia atractiva .....	13
2.1.1.4 Construcción en cualquier tipo de ambiente .....	13
2.1.1.5 Garantizan la resistencia al fuego .....	13
2.1.1.6 Calidad uniforme .....	13
2.1.1.7 Durabilidad comprobada .....	13
2.1.1.8 Economía y valor .....	13
2.1.2 Propiedades de las láminas acanaladas .....	14
2.1.3 Láminas acanaladas comercializadas en Venezuela .....	15
2.2 Concreto .....	16
3. Perfiles de acero .....	18
3.1 Tipos de perfiles .....	18
3.1.1 Laminados en caliente .....	18
3.1.2 Electrosoldados .....	19
3.2 Clasificación de perfiles .....	19
4. Diseño de miembros a flexión .....	20
4.1 Etapa de montaje .....	21
4.1.1. Flecha admisible .....	22

4.1.2 Tensión admisible .....	22
4.1.2.1 Cedencia .....	23
4.1.2.2 Pandeo local.....	24
4.1.2.3 Pandeo lateral torsional.....	24
4.2 Etapa de uso .....	25
4.2.1 Estado límite se servicio.....	26
4.2.1.1 Flecha .....	26
4.2.1.2 Vibración .....	32
4.2.2 Estado límite de agotamiento resistente .....	32
4.2.2.1 Resistencia por flexión .....	33
4.2.2.1.1 Caso I, eje neutro plástico corta losa de concreto ....	34
4.2.2.1.2 Caso II, eje neutro plástico corta ala superior perfil .	36
4.2.2.1.3 Caso III, eje neutro plástico corta alma del perfil .....	37
5. Diseño de corte .....	38
<b>Capítulo II: Vibración</b> .....	40
1. Principios de la vibración de los sistemas de piso .....	42
2. Tipos de criterios de aceptación y confort .....	45
2.1 Criterios de diseño para evitar vibraciones inducidas al caminar.....	46
2.2 Criterios de diseño para evitar vibración por efecto de excitaciones rítmicas .....	49
3. Frecuencia natural de sistemas de piso en acero .....	51
3.1. Fundamentos básicos .....	51
3.2 Acción mixta .....	53
3.3 Peso distribuido(carga) .....	54
3.4 Deflexión por flexión .....	54
3.4.1 Vigas o correas continuas .....	54
3.4.2 Miembros continuos con acción de columnas .....	55
3.4.3 Voladizos .....	56
3.5 Deflexión por corte .....	58
4. Desarrollo del criterio de diseño de sistemas de piso para evitar vibraciones inducidas al caminar .....	58
4.1 Estimación de los parámetros requeridos .....	59
4.1.1 Peso efectivo del panel, W .....	60
4.1.2 Amortiguamiento .....	63
4.1.3 Rigidez de piso .....	63
4.2 Aplicaciones del Criterio .....	65
4.2.1 Bordes de piso Interiores .....	66
4.2.2 Transmisión de la vibración.....	66
5. Desarrollo del criterio de diseño para excitaciones rítmicas .....	66
5.1. Estimación de los parámetros necesarios.....	68
5.1.1. Frecuencia natural fundamental .....	69
5.1.2. Límite de aceleración $a_0/g$ .....	69
5.1.3 Parámetros de carga rítmica, $w_p$ , $\alpha_i$ y $f$ .....	70
5.1.4 Peso efectivo, $w_t$ .....	70



5.1.5 Factor de amortiguamiento, $\beta$ .....	71
5.2 Aplicación del criterio de diseño para excitaciones rítmicas .....	71
6. Evaluación de problemas de vibración y medidas correctivas .....	72
6.1 Evaluación .....	73
6.1.1 ¿Cuándo evaluar?.....	73
6.1.2 Determinación de la fuente .....	73
6.1.3 Inicio de la evaluación.....	73
6.2 Diseño de modificaciones .....	74
6.2.1 Reducción de los efectos .....	74
6.2.2 Reubicación .....	74
6.2.3 Reducción de la masa .....	75
6.2.4 Reforzar .....	75
6.2.5 Incremento del amortiguamiento .....	75
6.2.6 Control pasivo .....	75
<b>Capítulo III: Método</b> .....	77
1. Tipo de investigación .....	77
2. Diseño de la investigación .....	77
3. Fases de la investigación .....	78
3.1 FASE I: Recopilación bibliográfica .....	78
3.2 FASE II: Tabulación de parámetros de diseño .....	78
3.3 FASE III: Fijación de un Procedimiento de Diseño para losas de acero ....	78
4. Población y muestra .....	79
4.1 Población .....	79
4.2 Muestra .....	79
5. Técnicas de recolección de datos .....	79
<b>Capítulo IV: Diseño de Sistemas de Piso</b> .....	81
1. Diseño de la losa mixta acero-concreto .....	81
1.1 Etapa de montaje .....	81
1.1.1 Flecha admisible .....	81
1.1.2 Tensión admisible .....	82
1.2 Etapa de uso .....	83
1.2.1 Estado de servicio .....	83
1.2.2 Estado de agotamiento resistente .....	85
1.2.2.1 Resistencia al corte por adherencia .....	85
1.2.2.2 Resistencia a la flexión .....	85
2. Correas .....	88
2.1 Diseño .....	88
2.1.1 Etapa de montaje .....	88
2.1.1.1 Flecha admisible .....	88
2.1.1.2 Tensión admisible .....	94
2.1.1.3 Condición crítica .....	99
2.1.2 Etapa de uso .....	101
2.1.2.1 Estado límite de servicio .....	101
2.1.2.1.1 Flecha .....	101

2.1.2.2 Estado límite de agotamiento resistente .....	105
2.2 Resumen de diseño .....	107
2.3 Hoja de cálculo para escoger correas apoyadas para Sistemas de Piso	108
3. Vigas .....	110
3.1 Vigas apoyadas .....	110
3.1.1 Diseño .....	111
3.1.1.1 Etapa de montaje .....	115
3.1.1.1.1 Flecha admisible .....	116
3.1.1.1.2 Tensión admisible .....	116
3.1.1.2 Etapa de uso .....	117
3.1.2 Resumen de diseño .....	117
3.1.3 Hoja de cálculo para escoger vigas simplemente apoyadas.	119
3.2 Vigas conectadas rígidamente .....	120
3.2.1 Comportamiento de vigas rígidamente conectadas .....	121
3.2.2 Hoja de cálculo para el análisis de vigas rígidamente conectadas	130
3.2.3 Análisis de vigas rígidamente conectadas .....	133
3.2.4 Diseño de vigas rígidamente conectadas .....	143
3.2.4.1 Etapa de montaje .....	149
3.2.4.1.1 Flecha admisible .....	149
3.2.4.1.2 Tensión admisible .....	150
3.2.4.2 Etapa de uso .....	151
3.2.4.3 Pandeo lateral torsional .....	151
3.2.5 Hoja de cálculo para escoger vigas rígidamente conectadas .....	156
4. Diseño para evitar vibraciones en sistemas de piso .....	157
4.1 Resumen de la evaluación del nivel de vibración producida al caminar .	157
4.2 Resumen de la evaluación del nivel de vibración producida por excitación rítmica .....	159
4.3 Hoja de cálculo para estimar la vibración de sistemas de piso .....	161
<b>Capítulo V: Análisis de casos típicos</b> .....	163
1. Hoja de cálculo “Sistemas de Piso”.....	163
2. Estudio de casos típicos .....	165
2.1 Paño típico 1 .....	166
2.2 Paño típico 2.....	183
2.3 Comparación entre paños de diferentes dimensiones con los mismos usos .....	188
<b>Conclusiones</b> .....	193
<b>Recomendaciones</b> .....	196
<b>Bibliografía</b> .....	197
<b>Apéndice</b> .....	200
Apéndice A - Guías de Usuario.....	201
Apéndice B - Tablas de separación entre correas.....	229
Apéndice C - Tablas de inercia transformada .....	236
Apéndice D - Capacidades minoradas a flexión.....	247
Apéndice E - Tablas de perfiles .....	253

Apéndice F - Cargas de servicios para láminas acanaladas.....	260
Apéndice G - Cargas últimas para láminas acanaladas.....	271

## INDICE DE TABLAS Y FIGURAS

### INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Sistema de piso típico con encofrado colaborante .....	10
Figura 2: Ejemplo de láminas acanaladas con trabamiento mecánico.....	15
Figura 3: Espesores de losa y alturas de láminas usadas.....	18
Figura 4: Diagramas de tensiones y deformaciones elásticas .....	23
Figura 5: Sección compuesta y transformada .....	29
Figura 6: Esquema de ancho efectivo según Norma 1618 (1998) .....	29
Figura 7: Esquema de ancho efectivo utilizado en esta investigación .....	30
Figura 8: Esquema de lámina acanala, sobre viga paralela a las nervaduras .....	31
Figura 9: Sección transversal compuesta para análisis plástico.....	34
Figura 10: Capacidad plástica de una sección cuando el eje neutro corta la losa de concreto.....	35
Figura 11: Capacidad plástica de una sección cuando el eje neutro corta el ala superior del perfil.....	36
Figura 12: Capacidad plástica de una sección cuando el eje neutro corta el alma del perfil.....	37
Figura 13: Respuesta a una fuerza sinusoidal.....	44
Figura 14: Aceleración máxima recomendada para el confort bajo vibraciones por actividades humanas .....	46
Figura 15: Deflexiones por flexión para correas o vigas continuas con columnas.....	56
Figura 16 y 17: Deflexiones por flexión para voladizo/viga/columna.....	57
Figura 18: Cordón inferior no conectado.....	65
Figura 19: Ancho efectivo para correas según Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998).....	104
Figura 20: Cargas sobre las correas .....	105
Figura 21: Hoja de cálculo para la selección de correas apoyadas para sistemas de piso .....	109
Figura 22: Esquema de posición de viga de transferencia.....	110
Figura 23: Esquema de las cargas.....	111
Figura 24: Planta tipo del sistema de piso con cargas impares .....	112
Figura 25: Viga de transferencia con cargas impares distribuida.....	112
Figura 26: Viga de transferencia con cargas impares puntuales.....	113
Figura 27: Planta tipo simplificada .....	113
Figura 28: Viga de transferencia con la carga simplificada .....	114
Figura 29: Planta tipo del sistema de piso cargas pares.....	114
Figura 30: Viga de transferencia con cargas pares -puntuales-.....	114
Figura 31: Hoja de cálculo para la selección de vigas apoyadas .....	120

Figura 32: Influencia de la variación de la sección transversal en el diagrama de momentos flectores.....	122
Figura 33: Diagrama de momentos flectores una viga continua con y sin cartelas .....	124
Figura 34: Viga doblemente empotrada de sección variable .....	125
Figura 35: Viga doblemente empotrada de sección variable (ejemplo 1).....	127
Figura 36: Viga acartelada de acero .....	129
Figura 37: Secciones transversales de la viga de acero .....	129
Figura 38: Distribución de cargas asumida en cálculo de momentos de empotramiento .....	131
Figura 39: Esquema de la sección para el cálculo de la inercia transformada....	132
Figura 40: Hoja para el cálculo del momento de empotramiento de vigas acarteladas de perfiles de acero .....	133
Figura 41: Viga doblemente empotrada con variaciones de cartelas.....	134
Figura 42: Diagramas de momentos para una viga con diversas cartelas.....	134
Figura 43: Diagramas de momentos para una viga con diversos anchos efectivos .....	135
Figura 44: Diagramas de momentos para una viga con diversos anchos efectivos. ....	136
Figura 45: Comparación de las deflexión en el perfil VP 420x65,7 .....	137
Figura 46: Momentos de empotramiento para una carga lineal .....	139
Figura 47: Momentos de empotramiento para una línea de influencia.....	141
Figura 48: Losa constante sobre perfiles distintos .....	142
Figura 49: Ancho tributario sobre una viga de carga.....	143
Figura 50: Sección transversal de viga acartelada.....	145
Figura 51: Sección transversal de viga acartelada en el apoyo para el cálculo de S y Z .....	145
Figura 52: Diagramas de momento para una viga variando sus cartelas . ....	146
Figura 53: Diagramas de momento con distintos casos de carga.....	147
Figura 54: Capacidad plástica de una sección variable cuando el eje neutro corta el alma del perfil .....	148
Figura 55: Longitud no arriostrada para vigas rígidamente empotradas .....	152
Figura 56: Hoja de cálculo para la selección de vigas empotradas.....	156
Figura 57: Hoja de cálculo para la selección de vigas empotradas.....	161
Figura 58: Configuraciones típicas en sistemas de piso en acero .....	164
Figura 59: Hoja de Calculo para sistemas de piso típicos en acero.....	165
Figura 60: Diagrama de momento de la viga bajo solicitaciones ultimas caso A	169
Figura 61: Diagrama de momento de la viga acartelada bajo solicitaciones últimas caso A .....	170
Figura 62: Diagrama de momento de la viga bajo solicitaciones últimas, caso B-1 .....	175
Figura 63: Diagrama de momento de la viga acartelada bajo solicitaciones últimas, caso B-1 .....	176

Figura 64: Diagrama de momento de la viga en Y bajo solicitaciones últimas, caso B-1 .....	177
Figura 65: Diagrama de momento de la viga en Y acartelada bajo solicitaciones últimas, caso B-1 .....	177
Figura 66: Diagramas de momento con distintos casos de carga.....	147
Figura 67: Capacidad plástica de una sección variable cuando el eje neutro corta el alma del perfil .....	148

### INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Comparación de las propiedades características de los distintos tipos de láminas acanaladas de acero.....	16
Tabla 2: Volumen de concreto sobre el encofrado colaborante .....	17
Tabla 3: Volúmenes de concreto según tipo de lámina y espesor total de losa ....	17
Tabla 4: Peso de concreto según tipo de lámina y espesor total de losa .....	18
Tabla 5: Flecha máxima permisible .....	27
Tabla 6: Frecuencias de fuerzas comunes ( $f_n$ ) y coeficientes dinámicos ( $\alpha_i$ ) .....	47
Tabla 7: Valores recomendados para los parámetros de la ecuación 27 y los límites de $a_0/g$ .....	60
Tabla 8: Valores límites de aceleración para vibración debido a actividades rítmica .....	67
Tabla 9: Estimación de la carga durante eventos rítmicos.....	70
Tabla 10: Aplicación del criterio de diseño de la ecuación (51) para actividades rítmicas .....	71
Tabla 11: Ejemplo de separación máxima entre apoyos por etapa constructiva para lámina LOSACERO.....	83
Tabla 12: Cargas máximas de servicio en Kg $f/m^2$ para lámina LOSACERO de 1,5" Calibre 18.....	84
Tabla 13: Cargas últimas mayoradas para la lámina LOSACERO con resistencia del concreto de $f'_c = 250$ Kg $f/cm^2$ .....	87
Tabla 14: Cargas constructivas $q_{cst}$ (perfil-losa) Kg $f/m^2$ .....	90
Tabla 15: Cargas que soportan los perfiles IPE por condición de flecha $q_{fmax}$ en Kg $f/m$ .....	91
Tabla 15.1: Cargas que soportan los perfiles IPN, VP por condición de flecha $q_{fmax}$ (Kg $f/m$ ) .....	92
Tabla 16: Separación máxima entre correas sobre lámina de 1,5" en etapa constructiva por condición de flecha (m).....	93
Tabla 16.1: Separación máxima entre correas sobre lámina de 6 cm en etapa constructiva por condición de flecha (m).....	93
Tabla 16.2: Separación máxima entre correas sobre lámina de 2,5" en etapa constructiva por condición de flecha (m).....	93
Tabla 16.3: Separación máxima entre correas sobre lámina de 3" en etapa constructiva por condición de flecha (m).....	94
Tabla 17: Cargas que soportan los perfiles IPE por condición de tensión admisible $q_{tmax}$ en Kg $f/m$ .....	96

Tabla 17.1: Cargas que soportan los perfiles IPN y VP por condición de tensión admisibles $q_{tmax}$ en Kgf/m.....	97
Tabla 18: Separación máxima entre correas sobre lámina de 1,5" en etapa constructiva por condición de tensión admisible (m).....	98
Tabla 18.1: Separación máxima entre correas sobre lámina de 6 cm. en etapa constructiva por condición de tensión admisible (m) .....	98
Tabla 18.2: Separación máxima entre correas sobre lámina de 2,5" en etapa constructiva por condición de tensión admisible (m).....	99
Tabla 18.3: Separación máxima entre correas sobre lámina de 3" en etapa constructiva por condición de tensión admisible (m).....	99
Tabla 19: Separación máxima en etapa de montaje entre correas sobre lámina de 1,5" por su condición crítica (m).....	100
Tabla 19.1: Separación máxima en etapa de montaje entre correas sobre lámina de 6 cm. por su condición crítica (m) .....	100
Tabla 19.2: Separación máxima en etapa de montaje entre correas sobre lámina de 2,5" por su condición crítica (m).....	101
Tabla 19.3: Separación máxima en etapa de montaje entre correas sobre lámina de 3" por su condición crítica (m) .....	101
Tabla 20: Momento de inercia de la sección transformada en $cm^4$ sobre lámina de 1,5" .....	102
Tabla 20.1: Momento de inercia de la sección transformada en $cm^4$ sobre lámina de 6 cm. ....	103
Tabla 20.2: Momento de inercia de la sección transformada en $cm^4$ sobre lámina de 2,5" .....	103
Tabla 20.3: Momento de inercia de la sección transformada en $cm^4$ sobre lámina de 3" .....	104
Tabla 21: Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos ( $\Phi bMt$ ) en kgf-m, para $f'_c = 200$ Kgf/cm <sup>2</sup> .....	106
Tabla 22: Capacidades resistentes minoradas para momentos .....	107
Tabla 23: Comparación de momentos para diferentes cartelas .....	135
Tabla 24: Comparación de momentos para diferentes anchos efectivos.....	136
Tabla 25: Comparación de momentos para $b_e = 250$ cm variando las cartelas..	137
Tabla 26: Comparación de deflexiones para distintas configuraciones.....	138
Tabla 27: Tabla resumen de momentos de empotramiento, deflexión y factores de transporte y rigidez para perfiles de acero I y H .....	140
Tabla 28: Tabla resumen de momentos de empotramiento, bajo una línea de influencia en perfiles de acero I y H .....	142
Tabla 29: Iteraciones para el diseño del segundo caso típico.....	185
Tabla 30: Diseño de Paño 8x8 .....	189
Tabla 31: Diseño de Paño 10x8 .....	190
Tabla 32: Diseño de Paño 10x10. ....	190
Tabla 33: Diseño de Paño 12x8 .....	190
Tabla 34: Diseño de Paño 12x10 .....	191
Tabla 35: Diseño de Paño 12x12 .....	191

---

---

## NOTACIÓN

$A$	Área de la sección transversal.
$A_c$	Área de concreto.
$A_{ct}$	Área del concreto transformado en acero.
$A_p$	Área del perfil.
$b_e$	Ancho efectivo.
$C_{sp}$	Carga sobre-permanente.
$C_v$	Carga variable.
$C_p$	Carga permanente.
$d$	Altura del perfil.
$d_p$	Distancias desde el centroide del perfil al centroide de la sección transformada.
$d_c$	Distancias desde el centroide del concreto al centroide de la sección transformada.
$e$	Espesor total de la losa de concreto
$erc$	Espesor real de concreto
$E_s$	Módulo de elasticidad de acero.
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto.
$f_c$	Esfuerzo en el concreto.
$f_s$	Esfuerzo en el acero.
$f_y$	Tensión cedente mínima especificada para cada tipo de acero utilizado
$f_{yf}$	Tensión cedente mínima especificada del ala.
$f_{yw}$	Tensión cedente mínima especificada del alma.

---

---

$f'_c$	Resistencia especificada del concreto a la compresión.
$I$	Inercia del perfil de acero.
$I_t$	Inercia transformada.
$L$	Longitud.
$L_b$	Longitud no arriostrada horizontalmente.
$L_p$	Límite de la longitud no arriostrada horizontalmente para desarrollar la capacidad plástica a flexión.
$L_{pd}$	Valor límite de la longitud no arriostrada horizontalmente en un análisis plástico.
$L_r$	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente en pandeo lateral torsional.
$M$	Momento flector.
$M_{cr}$	Momento crítico de pandeo elástico.
$M_t$	Resistencia teórica a flexión para vigas mixtas.
$M_t$	Momento plástico teórico.
$M_u$	Momento flector mayorado.
$M_y$	Momento correspondiente a la cedencia.
$n$	Razón modular entre el concreto y el acero.
$q_s$	Carga de servicio.
$q_u$	Carga última.
$q_{cst}$	Carga constructiva.
$q_{fmax}$	Capacidad de carga por condición de flecha de un perfil.
$q_{tmax}$	Capacidad de carga por condición de tensión admisible de un perfil.
$S_{fmax}$	Separación máxima por condición de flecha.



---

---

$S_{tmax}$	Separación máxima por condición de tensión admisible.
$S_x$	Modulo elástico de la sección.
$S_{tope}$	Módulo de sección de la lámina respecto al tope.
$S_{fondo}$	Módulo de sección de la lámina respecto al fondo.
$V_t$	Resistencia teórica a corte.
$V_u$	Resistencia última de corte.
$y_{max}$	Flecha máxima permisible.
$Z$	Modulo plástico de la sección.
$\varepsilon_c$	Deformación unitaria del concreto.
$\varepsilon_s$	Deformación unitaria del acero.
$\lambda$	Parámetro de esbeltez local de un elemento.
$\lambda_{pd}$	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar a un elemento como de sección plástica.
$\lambda_p$	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar a un elemento como de sección compacta.
$\Phi_b$	Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión.
$\Phi_v$	Factor de minoración de corte.

## INTRODUCCIÓN

El hombre contemporáneo ha diversificado a través de la historia los distintos materiales que utiliza en las construcciones civiles. Desde el siglo pasado han sido muchos los avances que se han logrado alcanzar en nuevas materias primas, desarrollos tecnológicos, técnicas de construcción y edificaciones, las cuales han dado pie a la consolidación de sistemas más diversos y completos.

El perfeccionamiento de los métodos de producción industrial del hierro y de los elementos ferrosos fue uno de los acontecimientos más importantes de todos los producidos en la revolución industrial del siglo XIX. Una manifestación de esto fue la Exposición Universal de París de 1889, que marcó el triunfo de las edificaciones metálicas y marcó el verdadero punto de partida en la historia de las construcciones en acero concretándose en la conocida Torre Eiffel. Marcos, Gema. (2000, 13 de noviembre) París 1889: la Expo en la que Eiffel construyó su torre. [Homepage]. Consultado el día 12 de marzo de 2006 de la World Wide Web: <http://aula.elmundo.es/aula/noticia.php/2000/11/13/aula973873384.html>

Después de creada esta torre, se comenzaron a proyectar obras civiles en metal en todos los géneros. Se construyeron edificios de depósitos con varios pisos de altura, oficinas y casas, empleando pórticos completamente de acero.

Actualmente en Venezuela las edificaciones en acero estructural forman parte de la industria de la construcción civil, y tiene como objetivo el de lograr armar una estructura económica y segura, que cumpla con requisitos funcionales y estéticos. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener un conocimiento completo de las propiedades de los materiales y su comportamiento estructural, además de la relación entre la distribución y la función de una estructura.

El diseño estructural es un arte basado en la habilidad creativa, imaginación y experiencia. Asimismo, son necesarias soluciones científicas y rigurosas, de manera que la mecánica y el análisis económico intervengan para crear mejores construcciones. El diseño de una estructura civil combina dos elementos, el creativo y el científico. Mercedes, Raúl. (2006) Principios generales de diseño de estructuras metálicas. [Homepage]. Consultado el día 11 de marzo de 2006 de la World Wide Web: <http://www.arqhys.com/construccion/metalias-estructuras.html>.

Cuando se habla de estructuras civiles, uno de los términos que sale a colación es el de Sistemas de Piso, el cual se define como el elemento horizontal que sirve de soporte a los usuarios de la estructura. Este aspecto es uno de los ejes de esta investigación, y en función del mismo se harán los análisis de los resultados y evaluación. En estructuras de acero se plantea el escenario de losas acero-concreto, que son un elemento fundamental en el diseño estructural, puesto que en éstas, es donde se aplican las cargas y transitan las personas.

La ventaja que tiene el acero ante otros materiales radica en su relación peso-resistencia, ya que permite la construcción de elementos relativamente livianos con longitudes grandes, lo que trae como consecuencia que los espacios abiertos dentro de las estructuras sean cada vez más amplios. Es importante destacar que en la medida que se incrementan los tamaños en las estructuras entran en juego limitaciones en términos de deformación y vibración, de este aspecto surge la inquietud de realizar una investigación enfocada a esta problemática.

El objetivo de este trabajo de grado es el de presentar un estudio detallado de los criterios de diseño según los estados límites de resistencia y límite de servicio, flechas y vibraciones, para losas mixtas de acero-concreto típicas, con vanos entre 8 y 12 metros, a través del cual se logre de forma completa y detallada un adecuado diseño de los sistemas de piso.

Existen otras investigaciones afines a esta, es por ello que se tomarán como antecedentes el Trabajo Especial de Grado de Bilbao, Estebeni (2004), que recibe el nombre de: “Estudio de losas mixtas acero y concreto en sus condiciones de servicio y estados límites de resistencia”, y que fue presentado a la Universidad Central de Venezuela (UCV) como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

El autor expuesto anteriormente plantea la necesidad de estudiar los diferentes tipos de láminas acanaladas disponibles en Venezuela para poder garantizar su correcto funcionamiento en todas las etapas, bien sea el montaje, servicio y agotamiento. Motivado por dar continuidad a esa investigación se continúa el estudio de los sistemas de pisos incluyendo el análisis de correas, vigas de transferencia y vigas de carga.

El presente trabajo de grado está estructurado en las siguientes partes: **Capítulo I - Sistema de Piso**, en donde se reúne los detalles teóricos del tema, sus ventajas y diseños más apropiados; **Capítulo II - Vibraciones**, en el que se explican los conceptos necesarios a tomar en consideración en el diseño de sistemas de piso; **Capítulo III - Método**, donde se plantean los pasos a seguir en el proceso de recolección y procesamiento de los datos de la investigación; **Capítulo IV - Diseño de sistemas de piso**, en donde se describe paso a paso los detalles del diseño de los sistemas de piso, aplicando la teoría que permite determinar el correcto funcionamiento del mismo; **Capítulo V -Análisis de Casos Típicos**, donde se evaluarán configuraciones de sistemas de piso para comparar los distintos diseños y el beneficio que ofrece y por último las **Conclusiones y Recomendaciones**, en donde se unifican los conocimientos y soluciones encontradas en la investigación conjuntamente con las sugerencias que el investigador considera importantes para ser aplicadas en sistemas de piso.

## FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

### 1. El problema

#### 1.1 Planteamiento del problema

En la actualidad, existen muchas técnicas de construcción que han permitido optimizar las estructuras civiles. El uso del acero dentro de las edificaciones forma parte de este progreso, ya que estructuralmente se pueden crear obras más livianas que con su equivalente en concreto, efecto que trae muchos beneficios como, por ejemplo, estructuras muy altas y de luces grandes; además, permite un montaje sencillo y rápido.

En lo que respecta al diseño de estructuras de acero, existe gran diversidad de configuraciones estructurales básicamente formadas por un conjunto de perfiles de acero y conexiones entre ellos. Sin embargo, los perfiles de acero poseen inercia relativa pequeña, esto genera que en estructuras que posean luces de gran tamaño, las deformaciones o flechas puedan sobrepasar fácilmente las admisibles tanto en la etapa de montaje como en la de servicio. Otro problema se presenta en las losas, éstas pueden llegar a sufrir vibraciones molestas para las personas que transitan por ellas.

En función a lo expuesto, se desea generar un método comparativo que permita seleccionar la técnica constructiva o configuración estructural óptima que permita aumentar la resistencia, disminuir las flechas y las vibraciones en estructuras de acero de vanos entre 8 y 12 metros con el menor costo posible.

#### 1.2. Formulación del problema

Conocida la situación actual, y las consecuencias originadas por las múltiples variables que se involucran en el diseño de sistemas de piso en acero, se formula la siguiente pregunta global:

*¿Será posible que mediante la elaboración de un procedimiento de diseño según los estados límites de servicio y agotamiento para losas típicas de*

*acero, se pueda contribuir a aclarar y definir pautas a seguir para un adecuado diseño acorde a La Norma COVENIN Mindur 1618-98?*

A partir de esta interrogante, surgen las siguientes inquietudes de investigación:

- ¿Pueden realizarse tablas que permitan determinar las separaciones entre correas en sus distintas etapas para facilitar y optimizar el diseño de las losas?
- ¿Es factible construir una hoja de cálculo que permita analizar las vigas del sistema de piso con distintas configuraciones y cargas con el fin de reducir material y optimizar la resistencia?
- ¿Se podrá generar una hoja de cálculo que permita establecer el nivel de vibración de un sistema de piso con el fin de garantizar el confort y buen funcionamiento del sistema de piso?
- ¿Se podrá agrupar todas estas variables de forma que se genere un procedimiento sencillo que permita diseñar rápida y eficazmente un sistema de piso que cumpla con todos los requerimientos mínimos que establecen las normas?

Luego del planteamiento de estas interrogantes, surgen los siguientes objetivos de investigación:

## **2. Objetivos**

### **2.1 Objetivo General**

Presentar un estudio detallado de los criterios de diseño según los estados límite de resistencia y límite de servicio, flechas y vibraciones, para losas mixtas acero-concreto típicas, con vanos entre 8 y 12 metros.

### **2.2 Objetivos Específicos**

- Elaborar una hoja de cálculo que permita determinar momentos de empotramiento, factores de distribución, factores de rigidez, flecha y

momento máximo en vigas acarteladas simétricas de acero para casos de carga típicos.

- Hacer un estudio detallado del comportamiento de vigas acarteladas de acero al utilizarse en sistemas de piso.
- Analizar alternativas diferentes como son: vigas rectas, acarteladas y vigas auxiliares para el diseño de sistemas de piso en acero con dimensiones de 8 a 12 metros.
- Diseñar paños típicos aplicando las alternativas descritas para así evaluar los valores de resistencia, flecha y vibración en cada caso estudiado.
- Establecer las soluciones convenientes de diseño basados en el comportamiento analizado, que satisfagan los requerimientos de resistencia y confort, tomando en cuenta la cantidad de materiales a fin de, optimizar los costos.

### *3. Justificación e importancia de la investigación*

Un gran número de las estructuras de acero que se construyen hoy en día poseen pórticos con luces de gran tamaño, al tener esta configuración se presentan los problemas de excesiva flecha y vibración; estos dos efectos pueden llegar a ser los que rigen el diseño de dichas estructuras, por esto es importante conocer los distintos métodos y técnicas basados en la disminución de flecha y vibración y además, conocer el comportamiento de estas técnicas en configuraciones típicas y asociarle costos, de manera que el lector tenga la capacidad de utilizar este trabajo como herramienta de escogencia de criterio.

Al mismo tiempo este trabajo es el reflejo y puesta en práctica de todos los conocimientos adquiridos durante la formación profesional de nosotros como ingenieros culminando esta etapa de formación y al mismo tiempo dando inicio al ejercicio profesional

#### *4. Limitaciones de la Investigación*

- Sólo se analizará el sistema de piso (viga - losa) bajo cargas gravitacionales.
- Únicamente se utilizarán perfiles laminados y electro-soldados no se tomarán en cuenta los perfiles de alma abierta o steel joist.
- En los perfiles que se asume acción mixta, esta será total, el calculista debe garantizar esto con suficientes conectores de corte.
- Se evalúan paños internos de una estructura, no se analizan voladizos.
- Debido al amplio número de configuraciones existentes de sistema de piso, se seleccionan casos típicos para su estudio detallado.



---

---

## CAPÍTULO I

### 1. *Sistemas de pisos*

#### 1.1. *Definición general*

En la mayoría de las construcciones, y principalmente en los edificios, pueden identificarse dos subsistemas estructurales sobre los cuales pueden tomarse algunas decisiones independientes, relativas a la solución más conveniente antes de proceder al análisis de la estructura completa.

Estos subsistemas reciben el nombre de horizontal o sistemas de piso y vertical o de soporte. A pesar de esta subdivisión, se debe considerar que el sistema estructural de la construcción es una sola unidad y que la interacción entre los diversos subsistemas no es despreciable. En su mayoría, las construcciones requieren pisos con superficie de apoyo horizontal, la función esto es la de transmitir las cargas verticales hacia los apoyos y estas a su vez las transfieren hasta las fundaciones. Vitiello, Quezada, Marinez. (2005) Sistema estructural de pisos. [Homepage]. Consultado el día 28 de enero de 2006 de la World Wide Web:<http://www.arqhys.com/arquitectura/sistema-estructural-piso.html>.

Generalmente, es necesario que los sistemas de pisos cumplan además la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual debe formar un diafragma con alta rigidez en su plano. Por ser los pisos sistemas planos, las cargas verticales introducen momentos flectores importantes a los elementos que los componen, lo que hace críticos los problemas de flechas y vibraciones; de manera que el espesor y las características que definen la rigidez del sistema de piso están condicionadas generalmente por el cumplimiento de estados límites de servicio. Existen múltiples soluciones estructurales para que los sistemas de pisos cumplan los requerimientos mínimos y funcionen de forma óptima.

Estos sistemas tienen la versatilidad de innovarse continuamente, ya que gracias a las tecnologías de construcción se puede lograr soluciones más rápidas y sencillas para la fabricación, sin apartar la funcionabilidad, el confort y la economía de la estructura. Vitiello, Quezada, Marinez. (2005).

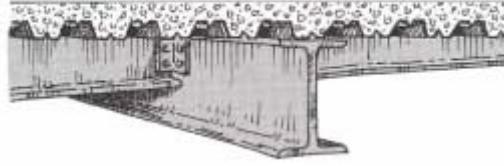
Anteriormente, la mayoría de los sistemas de piso estaban constituidos por la sobreposición de elementos que trabajaban en forma independiente. Ante esto, Vitiello et al (2005) plantea: “La cubierta se apoya sobre una retícula ortogonal de sucesivas vigas simplemente apoyadas unas sobre otras y distribuidas a manera de llevar en la forma más directa la carga hacia los apoyos verticales”.

Este sistema tiene su origen en las primeras construcciones de tablonos y vigas de madera, sin embargo, se ha diversificado su uso hasta utilizarse nuevos materiales, pero sigue predominando la utilización de vigas de acero para dar soporte a cubiertas de otras composiciones. Vitiello, et al. Sistema estructural de pisos. [Homepage]. Consultado el día 28 de enero de 2006 de la World Wide Web:<http://www.arqhys.com/arquitectura/>

Cuando hablamos de sistemas de piso en concreto nos encontramos con una amplia gama de técnicas y configuraciones. En estos sistemas suelen utilizarse losas nervadas en una o dos direcciones y losas macizas, sin embargo, en ocasiones se usan sistemas híbridos con perfiles de acero.

En el caso de las estructuras de acero existen diferentes tipos de sistemas de piso, uno de los principales y, generalmente el más usado, es la losa de acero-concreto. Esta se constituye fundamentalmente de una lámina metálica sobre la cual se vacía una capa de concreto, colocadas sobre unos perfiles de acero llamados correas que se encuentran simplemente apoyadas sobre vigas, o poseen una conexión que solo trasmite corte. Dichas vigas pueden encontrarse empotradas a las columnas o simplemente apoyadas al igual que las correas. En este tipo de sistemas existe subdivisiones, la primera se refiere a la no interacción entre el concreto de la loseta y la lámina de acero que la soporta, y la segunda cuando existe una acción mixta, es

decir, cuando el acero y el concreto trabajan conjuntamente para resistir las fuerzas.



**Figura 1:** Sistema de piso típico con encofrado colaborante.  
**Fuente:** Modificado de SDI manual of construction with steel deck.

Fratelli (2003) explica que las losas mixtas consisten en láminas acanaladas o plegadas sobre las que se vacía la losa de concreto sirviendo de encofrado permanente, estas láminas forman parte integral de la estructura al contribuir a incrementar la resistencia de la losa. Cuando la losa de concreto apoya sobre el ala comprimida del perfil, la acción conjunta se obtiene utilizando conectores mecánicos de corte generalmente soldados, estos impiden que exista desplazamiento entre ambos materiales a lo largo de la viga, y transmiten la fuerza cortante que se origina en el plano de contacto entre el acero y el concreto, es decir que cuando el concreto ha fraguado el sistema trabaja conjuntamente y no debe existir deslizamiento entre los dos elementos.

Para que exista una acción mixta total, no haya deslizamiento y las deformaciones del concreto y el acero sean las mismas, deben colocarse suficientes conectores de corte.

### *1.2. Criterio de diseño*

El criterio se fundamenta en el Método de los Estados Límite expresado por la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) referente a las estructuras de acero para edificaciones, en su Artículo 8.1 establece que el objetivo del diseño es el de mantener una baja probabilidad de alcanzar un estado límite preestablecido para una dada tipología estructural. Para lograr este objetivo la demanda de rigidez, resistencia, estabilidad, absorción y disipación de energía sobre la estructura no debe exceder las respectivas

capacidades tanto de los elemento como de las juntas. La Norma logra esto multiplicando las solicitaciones por factores de mayoración para cuantificar la demanda e igualmente multiplicando por factores de minoración las resistencias teóricas con el fin de calcular la capacidad.

De igual manera la Norma COVENIN-MINDUR 2002 (1988) que se refiere al criterio y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones expresa en su Artículo 3.1 que durante el diseño, montaje, construcción y mantenimiento de las estructuras se deberán tomar en consideración todos los estados límites a los que está pueda estar sometida y como mínimo se evaluará el estados límite de agotamiento resistente y el estado límite de servicio.

El estado límite de servicio se refiere a la durabilidad y el funcionamiento de la estructura o en este caso sistema de piso bajo condiciones normales de uso que pueden llegar a afectar el confort de los usuarios debido a flechas, contraflechas, vibraciones, fatigas, efectos de temperatura o deslizamiento de las juntas y conexiones.

La Norma antes citada, en su Artículo. 3.3 establece que el estado límite de agotamiento resistente se relaciona con la seguridad y la capacidad, comprende la verificación por resistencia, estabilidad, colapso o cualquier otra falla que comprometa la seguridad y la vida.

## ***2. Losa mixta acero-concreto***

### ***2.1. Lámina acanalada***

Schuster (1974) expresa que la lámina acanalada es un elemento importante dentro del sistema de piso debido a que cumple dos funciones fundamentales, la de servir como encofrado de la loseta de concreto en la etapa constructiva, y además la de funcionar como el acero de refuerzo positivo de losa debido a su propiedad de adherirse al concreto. Además, explica que la lámina forma parte de un sistema de construcción económico, ligero y de fácil montaje que combina las propiedades del acero y del

concreto de manera que en la mayoría de los casos el único acero adicional sería el necesario por retracción y temperatura.

Las lámina de acero se encuentran en el mercado desde hace más de cincuenta años, Schuster (1974) indica que, con el pasar del tiempo, las autoridades exigieron a los fabricantes estudios detallados, investigaciones y ensayos que garantizaran el adecuado funcionamiento del producto, lo que dio origen a un estándar de las láminas acanaladas. El Steel Deck Institute (SDI) es un organismo que se creó para dar uniformidad a la fabricación y control de calidad de las mismas y establecer prácticas de construcción y montaje seguras y aplicables.

### *2.1.1. Ventajas de la lámina acanalada*

El Steel Deck Institute (SDI) establece las siguientes ventajas por el uso de las láminas acanaladas:

#### *2.1.1.1 Versatilidad*

Las láminas acanaladas fabricadas mediante las especificaciones del SDI, están disponibles con diferentes espaciados y profundidades de las costillas; con o sin elementos rigidizadores; con materiales que pueden o no ayudar a la acústica; con canales cerrados o abiertos; y con diferentes espesores de la lámina. Esta disponibilidad tan variada hace que las láminas de acero puedan ser utilizadas en una gran diversidad de diseños de proyectos estructurales.

#### *2.1.1.2 Mayor resistencia estructural con menor peso*

Las propiedades del acero son usadas con la mayor eficiencia en el diseño y fabricación de las láminas de acero, resultando en productos con una resistencia muy alta y un peso muy liviano. Es por esto que su distribución, construcción y sistemas de apoyo resultan más económicos que otros sistemas.

### ***2.1.1.3 Apariencia atractiva***

A pesar de que las láminas de acero tienen una función principalmente estructural son visualmente atractivas cuando se dejan expuestas. Las láminas de acero son fáciles de mantener, duraderas y estéticamente aceptadas.

### ***2.1.1.4 Construcción en cualquier tipo de ambiente***

Pueden ser utilizadas en cualquier tipo de condición ambiental, eliminando los costos de demoras que pueden ocurrir con otro tipo de piso.

### ***2.1.1.5 Garantizan la resistencia al fuego***

Los valores de resistencia mínimos al fuego en los sistemas de piso contruidos con las láminas de acero se garantizan por el SDI. Cada fabricante asociado al SDI tiene sus requerimientos mínimos de resistencia, sin embargo todos los cumplen.

### ***2.1.1.6 Calidad uniforme***

Gracias a la ingeniería y a los continuos avances tecnológicos, los fabricantes asociados al SDI producen láminas que cumplen las especificaciones estándar.

### ***2.1.1.7 Durabilidad comprobada***

Las láminas de acero colocadas trabajando satisfactoriamente por más de medio siglo son prueba de su durabilidad.

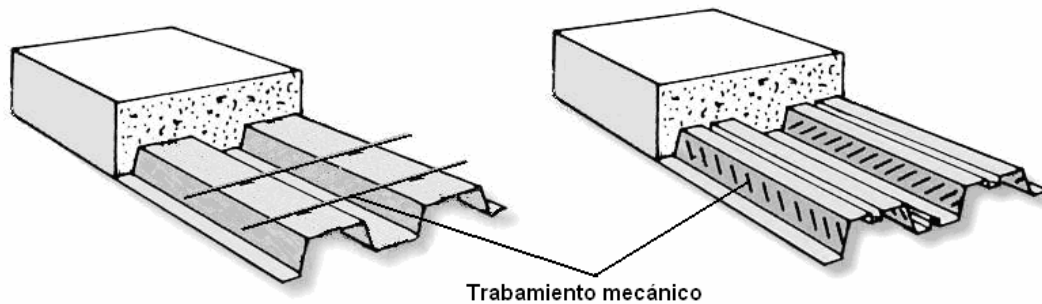
### ***2.1.1.8 Economía y valor***

El valor se determina mediante la combinación del costo inicial, su ciclo de vida y el rendimiento general. Las láminas de acero representan el mejor valor para diseños de sistemas de piso, porque combinan un bajo costo con un rendimiento alto. Steel Deck Institute. (2002) Ventajas. [Homepage]. Consultado el día 15 de febrero de 2006 de la World Wide Web: <http://www.sdi.org/adv5.htm>

### *2.1.2. Propiedades de las láminas acanaladas*

Las láminas de acero para losas mixtas son fabricadas en una amplia gama de formas y tamaños, el SDI en su publicación “Designing with Steel Form Deck” (2003) menciona que los calibres existentes van desde el número 10 (3,4 mm.) hasta el calibre 28 (0,38 mm.) y las alturas de las costillas se encuentran desde 9/16 de pulgadas (14 mm.) hasta 7,6 pulgadas (193 mm.) así mismo las tensiones cedentes varían en un rango desde 33 ksi (2320 Kgf/cm<sup>2</sup>) hasta 80 ksi (5625 Kgf/cm<sup>2</sup>). (p. 2)

En Venezuela la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 29 indica que las láminas acanaladas que no posean trabamientos mecánicos no podrán ser usadas en losas con sección mixta. Los trabamientos mecánicos son unos dispositivos adosados a las láminas que varían desde alambres de transferencia, pliegues en la superficie de la lámina, arandelas o dispositivos similares soldados, o cualquier otro elemento que garantice la transferencia de fuerzas de corte entre la lámina y el concreto, además deben ser capaces de evitar el desplazamiento tanto vertical como horizontal entre ambos materiales. Asimismo, establece que a menos que por protección contra incendio se indique un refuerzo mayor, las losas mixtas acero-concreto tendrán como mínimo el acero de refuerzo por retracción y temperatura igual a 0,00075 veces el área de la losa de concreto por encima de la lámina, pero no menor a 0,60 cm<sup>2</sup>/m., y además, la separación de la barra que forma este refuerzo no debe ser mayor de 35 cm., ni cinco veces el espesor de la losa.



**Figura. 2** Ejemplo de láminas acanaladas con trabamiento mecánico.

### 2.1.3. Láminas acanaladas comercializadas en Venezuela

En Venezuela existe una gran variedad de láminas acanaladas que se pueden encontrar en los diferentes distribuidores locales, bajo este nombre o el de encofrado colaborante. De la gran variedad encontrada se pueden resaltar las siguientes:

- LOSACERO
- SIGALDECK
- PLACACERO
- LUVITEC
- CORPOLOSA

En el Trabajo Especial de Grado de Bilbao, Estebeni (2004) referente al estudio de losas mixtas acero y concreto en sus condiciones de servicio y estados límites de resistencia, se plantea una descripción detallada de las diferentes características geométricas y propiedades mecánicas de cada una de las láminas estas se pueden resumir en la tabla siguiente. (Capítulo 2)

Es importante destacar que este Trabajo de Grado sigue la misma línea de investigación y por consiguiente es una continuación y ampliación del trabajo realizado por Bilbao (2004), tomándose de esta investigación lo concerniente a las losas mixtas acero-concreto. Sin embargo todas las tablas y procedimientos que se presenten del investigador han sido verificados y validados.



**Tabla 1:** Comparación de las propiedades características de los distintos tipos de láminas acanaladas de acero.

Fuente: Bilbao, Estebeni (2004). Trabajo Especial de Grado - UCV -.

Marca de sofito	Calibres disponibles	Espesor (mm)	Propiedades características					
			h (mm)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> /m)	$S_{\text{tope}}$ (cm <sup>3</sup> /m)	$S_{\text{fondo}}$ (cm <sup>3</sup> /m)	Peso (Kg/m <sup>2</sup> )	Ancho Útil(mm)
LOSACERO	18	1,20	38	37,95	26,58	15,93	12,39	762
	20	0,09		28,94	20,35	12,12	9,32	
	22	0,70		22,76	16,05	9,51	7,26	
SIGALDECK734	20	0,90	38	26,19	19,28	10,68	9,36	734
	22	0,70		20,53	15,23	8,34	7,26	
	24	0,60		17,69	13,17	7,17	6,22	
SIGALDECK900	20	0,90	38	26,19	19,28	10,68	9,36	900
	22	0,70		20,53	15,23	8,34	7,26	
	24	0,60		17,69	13,17	7,17	6,22	
SIGALDECK3"	18	1,20	76	136,34	55,36	26,44	13,20	850
	20	0,90		103,23	42,08	19,98	9,88	
	22	0,70		80,82	33,04	15,62	7,67	
PLACACERO	18	1,20	60	80,48	41,55	19,81	12,16	755
	20	0,90		61,12	31,52	15,05	9,13	
	22	0,70		47,93	24,70	11,81	7,11	
	24	0,60		41,26	21,26	10,16	6,10	
LUVITEC 36/15	18	1,20	38	38,81	25,03	17,18	12,83	914
	20	0,91		28,27	20,35	11,68	9,55	
	22	0,75		23,56	16,99	9,72	7,84	
	24	0,53		16,90	12,17	6,98	5,51	
LUVITEC 4	18	1,20	64	116,33	36,27	37,01	12,15	950
	20	0,91		89,58	27,88	28,56	9,26	
	22	0,75		73,63	22,89	23,50	7,57	
	24	0,53		52,21	16,23	16,66	5,34	
CORPALOSA 1 1/2"	18	1,20	38	38,99	25,93	16,91	12,97	900
	20	0,90		29,80	19,79	12,94	9,76	
	22	0,75		25,07	16,62	10,89	8,14	

## 2.2. Concreto

Con respecto al concreto La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 29.2.2 establece que la resistencia mínima especificada para el concreto  $f_c$  será de 200 Kg/cm<sup>2</sup>, los materiales para el concreto estructural y el acero de refuerzo cumplirán con La Norma COVENIN-MINDUR 1753.

Se incluye a continuación una tabla donde Bilbao (2004) presenta los volúmenes de concreto que se requieren para los distintos espesores típicos. Asimismo, hace referencia a La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) que cita: "Estructuralmente el espesor total mínimo,  $h$ , de las losas será de 90

mm. El espesor mínimo del concreto sobre la parte más exterior del sofito metálico será de 50 mm. Cuando se coloque acero de refuerzo sobre el sofito metálico, el recubrimiento mínimo sobre el refuerzo será de 20 mm.” (Artículo 29.2.2). Por este motivo en algunas alturas de losa no es posible el cálculo del volumen de concreto.

**Tabla 2:** Volumen de concreto sobre el encofrado colaborante.  
**Fuente:** Bilbao, Estebeni (2004). Trabajo Especial de Grado - UCV -.

Marca de sofito	Volumen de concreto según espesor de la losa (m <sup>3</sup> /m)			
	9cm	10cm	12cm	14cm
LOSACERO	0,0640	0,0740	0,0940	0,1140
SIGALDECK 734	0,0633	0,0733	0,0933	0,1133
SIGALDECK 900	0,0633	0,0733	0,0933	0,1133
SIGALDECK 3"	-	-	-	0,0844
PLACACERO	-	-	0,0757	0,0957
LUVITEC 36/15	0,0637	0,0737	0,0937	0,1137
LUVITEC 4	-	-	0,0883	0,1083
CORPALOSA 1 1/2"	0,0648	0,0748	0,0948	0,1148

Debido a que la diferencia de volúmenes de concreto entre láminas de varias marcas con la misma altura de costilla varía en menos del 3 %, se tomó la más desfavorable de cada una, quedando las alturas de 1,5", 6cm, 2,5" y 3". La tabla a continuación muestra los volúmenes de concreto que se tomaron en cada caso.

**Tabla 3:** Volúmenes de concreto según tipo de lámina y espesor total de losa.  
**Fuente:** Bilbao, Estebeni (2004). Trabajo Especial de Grado - UCV -.

Altura de lámina	Volumen de concreto por espesor de losa (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )			
	9 cm.	10 cm.	12 cm.	14 cm.
1,5"	0,0648	0,0748	0,0948	0,1148
6 cm.	-	-	0,0757	0,0957
2,5"	-	-	0,0833	0,1083
3"	-	-	-	0,0844

Tomando la densidad del concreto en  $2400 \text{ Kg/m}^3$  y multiplicando este valor por los presentados en la tabla 3, se obtiene la tabla 4.

**Tabla 4:** Peso de concreto según tipo de lámina y espesor total de losa.

Altura de lámina	Peso de concreto por espesor de losa (Kg/m <sup>2</sup> )			
	9 cm.	10 cm.	12 cm.	14 cm.
1,5"	156	180	228	276
6 cm.	-	-	182	230
2,5"	-	-	200	260
3"	-	-	-	203

Las casillas vacías de la tabla 3 indican que dicha combinación genera un espesor de concreto por encima de la lámina menor a 50 mm. La figura 3 muestra de forma gráfica las diferentes combinaciones de losa que se tomaron en consideración.



**Figura 3:** Espesores de losa y alturas de láminas usadas.

### 3. Perfiles de acero

#### 3.1. Tipos de perfiles

Los perfiles de acero son los elementos de soporte de la losa y en general del sistema de piso, además, en la mayoría de los casos forman parte de los pórticos resistentes, en este Trabajo Especial de Grado los perfiles son de dos tipos: los laminados en caliente y los electrosoldados.

##### 3.1.1. Laminados en caliente

Son aquellos que pasan por un proceso de elaboración donde el material (acero) semielaborado se calienta a temperatura un poco menor a la de la fusión, lo que hará posible su deformación plástica durante el paso entre los rodillos del tren de laminación que giran en sentidos opuestos y ejercen presión sobre la pieza. Los rodillos son adaptados y calibrados según

---

el producto que se desee obtener. (Porrero, Ramos, Graces y Velazco, 2004).

Los perfiles laminados utilizados en este trabajo son:

- IPE
- IPN
- W
- HEB
- HEA

### *3.1.2. Electrosoldados*

El manual de estructuras de acero de Properca indica que los perfiles electrosoldados son aquellos que se elaboran generando una fusión mediante la electrosoldadura de las partes que los componen, generalmente láminas precortadas. En el caso de perfiles doble T, el alma queda soldada a las alas, garantizando que en la unión el material sea más resistente y que allí no se genere la falla. En algunos casos los perfiles electrosoldados son entre un 5% y 25% más livianos que los perfiles laminados con propiedades similares.

Los perfiles electrosoldados utilizados en este trabajo son de la serie VP estándar.

### *3.2. Clasificación de perfiles*

La Norma La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 4.1 clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las relaciones ancho/espesor.

Se define secciones compactas aquellas que alcanzan el momento plástico sin la capacidad de rotación bajo la magnitud constante de este momento. El análisis de los sistemas piso aplica a dos tipos de vigas, perfiles **I** y **H** flexionados con respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil. Para los perfiles **I** y **H** la relación del ala proyectante es  $b_f/2t_f$  y la

relación para el alma es  $h/t_w$ . La clasificación de los perfiles se encuentra en la tabla 4-1 de dicha Norma.

Estas secciones tendrán sus alas conectadas continuamente al alma y la relación ancho/espesor de sus elementos comprimidos no excede los valores límites  $\lambda_p$  de la tabla 4.1 (Artículo 4.1.2), de la cual se extrajo las siguientes ecuaciones para perfiles **I** y **H**:

- Para las alas 
$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,376 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (1)$$

- Para el alma 
$$\frac{h}{t_w} \leq 3,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2)$$

Todos los perfiles usados en este Trabajo Especial de Grado son compactos. Se generó una base de datos en la cual se incluyen todas las propiedades geométricas y mecánicas de cada uno de los perfiles antes mencionados, esta se puede ver con mayor detalle en el apéndice E.

#### 4. Diseño de miembros a flexión

Los sistemas de piso están conformados por miembros colocados en posición horizontal que soportan cargas por gravedad o verticales exclusivamente, sin embargo algo de carga axial esta presente en cualquier miembro estructural, no obstante en muchas situaciones practicas este efecto es despreciable y el elemento puede considerarse en flexión pura. (McCormac, 1991).

Las correas y vigas del sistema de piso cumplen con la condición antes mencionada y su diseño se basa en la teoría de elementos sometidos a flexión.

Fratelli (2003) comenta que al igual que en la losa mixta acero-concreto, donde se espera una acción conjunta de ambos materiales; surge la idea de una interacción entre la losa y los perfiles de acero que la

soportan, creando así una sección compuesta en forma de “T” que incrementa la capacidad de carga de los perfiles. Para lograr esta interacción entre la losa y los perfiles es necesario utilizar conectores de corte debidamente soldados al perfil y embebidos en el concreto. La función principal de los conectores de corte es la de transferir las fuerzas cortantes que se generan en la interfase losa-perfil, produciendo que la sección actúe como un elemento único.

La Norma COVENIN-MINDUR 2002 (1988) en su Artículo 3.1 establece que para la selección de las vigas o correas de un sistema de piso se debe garantizar que sean capaces de resistir las cargas actuantes en cada una de las etapas: montaje, servicio y agotamiento, sin sobrepasar los esfuerzos ni las deformaciones permisibles.

Es por esto que el diseño de las correas y vigas del sistema de piso, al igual que las losas, esta dividido en etapas para garantizar su correcto comportamiento.

#### *4.1. Etapa de montaje*

En esta fase los perfiles funcionan como soporte de la lámina de acero y del concreto fresco que se vaciará sobre ellos, por lo tanto deben ser capaces de resistir su peso más el peso de la lámina -que generalmente se desprecia ya que es irrelevante en relación a las otras cargas- más el peso del concreto fresco y las cargas constructivas que establece La Norma, además de esto, deben cumplir con límites de deformación por etapa constructiva.

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) acota en su Artículo 28.5 que las vigas mixtas se dimensionarán para que puedan tener la suficiente rigidez y estabilidad lateral para soportar por si mismas las cargas permanentes aplicadas antes que el concreto alcance el 75 % de su resistencia especificada  $f'_c$ .

Para efectos de controlar la flecha durante esta etapa se podrán aplicar los requisitos expuestos en La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 29.5.1.2.

#### 4.1.1. Flecha admisible

En este aspecto el Artículo 29.5.1.2 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) limita la flecha durante la construcción al menor valor entre  $L/180$  o 20 mm, donde  $L$  es la longitud del elemento ya sean vigas de carga o correas. Asimismo, la norma antes mencionada en su Artículo 29.5.1.1 indica que la carga durante la construcción será la que genere el efecto más desfavorable entre una carga uniforme de  $100 \text{ Kgf/m}^2$  ó una carga puntual de 80 Kgf en la posición más desfavorable.

Bilbao (2004) en su investigación llega a la conclusión que para elementos con longitudes mayores a 1,24 m. la carga de  $100 \text{ Kgf/m}^2$  predomina sobre el criterio de la carga puntual de 80 Kgf

Es por esto que para efectos de esta investigación solo se tomará en cuenta durante esta etapa la carga constructiva de  $100 \text{ Kgf/m}^2$ .

La ecuación (3), que determina la flecha para un elemento apoyado con una carga linealmente distribuida esta se puede utilizar en correas y vigas de transferencia, para vigas de pórticos las deflexiones se deben calcular con ecuaciones más complejas que se discutirán más adelante.

$$y = \frac{5qL^4}{384E_s I} \quad (3)$$

#### 4.1.2. Tensión admisible

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 16.3.2 establece que la resistencia minorada a flexión será  $\phi_b M_t$  donde  $\phi_b$  es el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión,  $M_t$  será el menor valor que se obtenga al analizar los estados límites de agotamiento resistente por cedencia, por pandeo local en alas y/o almas y por pandeo lateral torsional.

#### 4.1.2.1. Cedencia

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) indica en su Artículo 16.3.2.2, que el estado límite de agotamiento resistente por cedencia será  $\phi_b M_t$ , con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión  $\phi_b$  será 0,9.

Para diseño por análisis plástico cuando  $\lambda \leq \lambda_{pd}$ , y para diseño por análisis elástico cuando  $\lambda \leq \lambda_p$ ,

$$M_t = M_p,$$

donde,

$M_p$  = Momento plástico teórico.

Para secciones homogéneas,  $M_p = f_y Z \leq (1,5 M_y)$

y,

$M_y$  = Momento correspondiente a la cedencia de la fibra extrema de una sección para una distribución elásticas de las tensiones.

Para secciones homogéneas,  $M_y = f_y S$ .

En esta etapa de la investigación se tomará en consideración el criterio expuesto por el Profesor José Manuel Velásquez, quien recomienda no utilizar lo anteriormente dicho en La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en sus capítulos 16.3.2 y 16.3.2.2, debido a que hablar de cedencia en una fase constructiva no es precisamente apropiado, tampoco conviene mayorar las cargas puesto que la construcción es momentánea, por lo tanto es recomendable hacer un análisis elástico donde  $M_t = M_y$  y  $\phi_b = 0,66$  garantizando no alcanzar la cedencia con un factor de seguridad implícito de 1,5. Velásquez J. (Conversación personal, Marzo 29, 2006).

A partir de esto se generan las siguientes ecuaciones:

$$M_{c\max} \leq \phi_b M_t \quad (4)$$

que es igual a:

$$M_{c\max} \leq 0,66 f_y S \quad (5)$$



#### 4.1.2.2. Pandeo local

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) indica en su Artículo 16.3.2.1 indica que el límite de agotamiento resistente por pandeo local en alas y/o almas, debe ser revisado en secciones esbeltas cuando  $\lambda$  es mayor que  $\lambda_p$ . Como ya se comentó todos los perfiles usados en este trabajo son compactos, por lo tanto para todos ellos  $\lambda$  siempre es menor que  $\lambda_p$  por lo que no se hace esta revisión en ninguna etapa.

#### 4.1.2.3. Pandeo lateral torsional

Se establece en la Norma antes mencionada que el límite de agotamiento resistente por pandeo lateral torsional será  $\phi_b M_t$ , donde  $\phi_b$  se tomará como 0,90 y la resistencia teórica  $M_t$  se calculará para cada tipo de sección transversal y condiciones soporte lateral. La siguiente sección es aplicable solo a miembros solicitados a flexión alrededor de su eje mayor.

Hay que destacar que el pandeo lateral torsional se presenta en alas comprimidas que no posean suficiente soporte lateral, es decir cuando la longitud  $L_b$  sea mayor  $L_p$  se debe verificar el límite de agotamiento por pandeo. Para elementos simplemente apoyados como correas y vigas de transferencia, el ala comprimida susceptible a pandeo es la superior. Cuando sobre ellas este presente una lámina acanala soldada en diferentes puntos a los perfiles, se garantiza suficiente soporte lateral en todas las etapas, en consecuencia en estos casos no se realizan verificaciones del pandeo lateral torsional.

En miembros con conexiones rígidas -como las vigas de carga de un pórtico- que posean momentos negativos en los extremos, existe la posibilidad que en el ala inferior -zona comprimida- se presente pandeo lateral torsional, debido a que en esta ala no hay soporte lateral, en estos casos se debe hacer la respectiva verificación. En la sección de vigas conectadas rígidamente se profundiza en este tema.

## 4.2. *Etapa de uso*

La diferencia entre el montaje y el uso radica fundamentalmente en el hecho que el concreto ha fraguado y pasa a trabajar conjuntamente con el perfil. Hoy en día la mayoría de las estructuras de acero aprovechan la acción mixta, es decir, la interacción entre la losa de concreto y la viga de acero que la soporta. La losa se comporta como el patín de compresión de la viga compuesta, mientras que la sección de acero resiste los esfuerzos de tracción. La acción mixta se logra por medio de dispositivos mecánicos llamados conectores de corte o de cortante; estos pueden ser en forma de canal, vástago o espiral y sirven para transmitir la fuerza cortante longitudinal del concreto al acero, así como también para evitar que el concreto se desprenda del perfil. (Bresler, Lin y Scalzi, 1980).

Asimismo, Fratelli (2003) enumera algunas de las ventajas que ofrece la construcción compuesta:

- Se aprovecha la resistencia a compresión del concreto y a tracción del acero, logrando así una mayor rigidez del conjunto y un apreciable aumento de la capacidad de carga.
- Los perfiles de acero resultan de menores dimensiones lo cual permite obtener una disminución en la altura de los entrepisos, y se logra una reducción apreciable del peso de acero en la estructura. Con ello se consigue un apreciable beneficio económico.
- El aumento de la rigidez como consecuencia del incremento en el momento de inercia, disminuye las deformaciones y las vibraciones del sistema de piso.

En el capítulo 28.6.6 la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) establece que para una acción conjunta completa en vigas se suministrarán conectores de cortante en cantidades suficientes para desarrollar la máxima resistencia de flexión de la viga mixta.

Fratelli (2003) plantea ante esto que: “se logra una acción mixta total cuando se obtiene un comportamiento plenamente solidario sin

desplazamiento relativo en la interfaz acero-concreto, es decir, que se igualen las deformaciones en el plano de contacto lo que resulta en un eje neutro único de la sección transformada”. (p. 19)

Se evidencia entonces, que después de fraguado el concreto las vigas o correas pasan a trabajar con acción mixta completa. El análisis de esta etapa se divide en dos:

1. Estudio de la deflexión permitida bajo cargas de servicio.
2. Verificación del estado límite de agotamiento resistente de la sección.

#### *4.2.1. Estado limite de servicio*

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) indica en su Artículo 8.4 que la condición de servicio, es un estado en el cual la función de una edificación, su aspecto, durabilidad y comodidad de sus ocupantes se mantiene bajo uso normal. Los valores límites para asegurar la condición de servicio tales como flechas máximas y niveles de vibración aceptable, se verificarán de acuerdo con la función para cual se diseña la estructura.

##### *4.2.1.1. Flecha*

En este aspecto, la Norma antes citada plantea en el Artículo 29.8.1 que las propiedades necesarias de la losa para determinar su flecha, se calcularán según la teoría elástica. Como valores límites de flecha se podrán adoptar los de la tabla 9.5 (b) de La Norma COVENIN-MINDUR 1753 Estructuras de Concreto Armado para edificaciones.

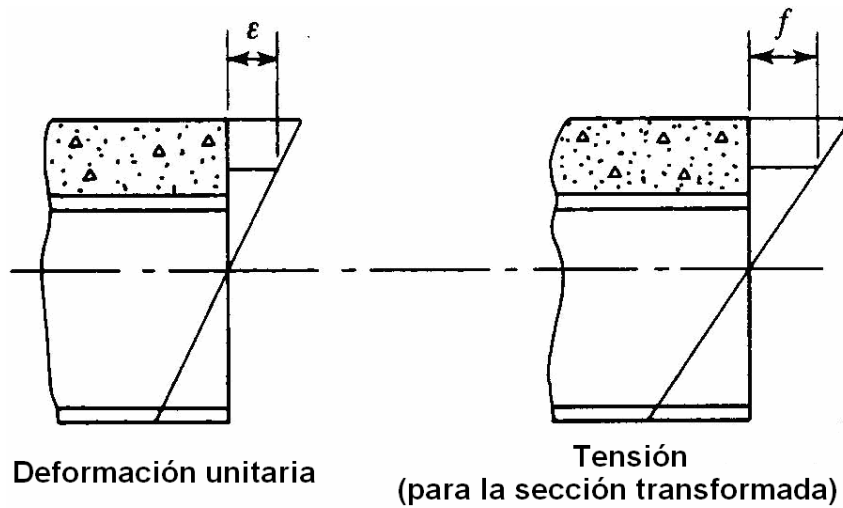
**Tabla 5:** Flecha máxima permisible.

**Fuente:** Modificado de la Tabla 9.5 (b) Norma 1753 “Estructuras de Concreto Armado para edificaciones.”

Tipo de Miembro	Flechas a Considerarse	Flechas Límites
Techos planos que no soportan ni están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Flecha instantánea debida a la carga variable $L$	$\frac{l}{180}$
Entrepisos que no soportan ni están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas	Flecha instantánea debida a la carga variable $L$	$\frac{l}{360}$
Techos o entrepisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Aquella parte de la flecha total que se produce después de la fijación de los elementos no estructurales (suma de la flecha a largo plazo debida a todas las cargas permanentes y la flecha instantánea debida a cualquier carga variable adicional aplicada después de la fijación de los elementos no estructurales).	$\frac{l}{480}$
Techos o entrepisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que no son susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		$\frac{l}{240}$

El cálculo de la flecha para correas y vigas simplemente apoyadas está regido por la ecuación (3) que se refiere a la deflexión para un elemento simplemente apoyado con cargas linealmente distribuidas. Para esto, se debe tomar en cuenta que se desconoce la nueva inercia de la sección por lo que es necesario calcularla, además, se establecerán cuáles son las cargas que actúan en esta etapa.

Segui (2000) explica que a viga compuesta no es homogénea. Para poder utilizar las ecuaciones convencionales de esfuerzo y deflexión es necesario convertir el concreto en su equivalente de acero. Para que esto se cumpla el procedimiento requiere que las deformaciones unitarias en el acero ficticio sean las mismas que el concreto que reemplaza.



**Figura 4:** Diagramas de tensiones y deformaciones elásticas.  
**Fuente:** Segui (2000).

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \quad \text{o} \quad \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \quad (6)$$

despejando

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c \quad (7)$$

Donde:

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto, que se define como:

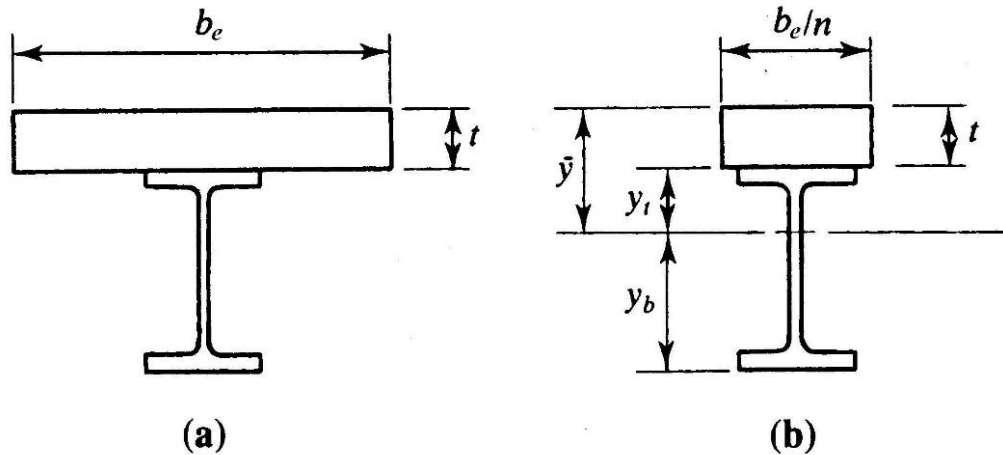
$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \text{ en Kgf/cm}^2$$

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \text{relación modular.}$$

Segui (2000) refiere que la ecuación (7) puede interpretarse como  $n$  centímetros cuadrados de concreto que se requieren para resistir la misma fuerza que un centímetro cuadrado de acero. Para determinar el área de acero que resiste la misma fuerza que el concreto, se divide el área de concreto entre  $n$ , es decir, se reemplaza el área de concreto  $A_c$  por  $A_c / n$ . El resultado es el área transformada.

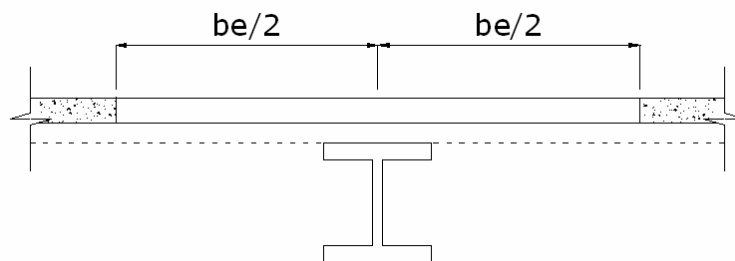
Considerando un ancho efectivo  $b_e$  cualquiera como el mostrado en la figura 5(a). Para transformar el área de concreto  $A_c$  debemos dividir entre  $n$ , la manera mas conveniente de hacer esto es dividir el ancho entre  $n$  y dejar el espesor sin cambio. Haciendo esto resulta una sección homogénea en acero como la mostrada en la figura 5(b).



**Figura 5:** Sección compuesta y transformada.  
**Fuente:** Modificado del Segui (2000).

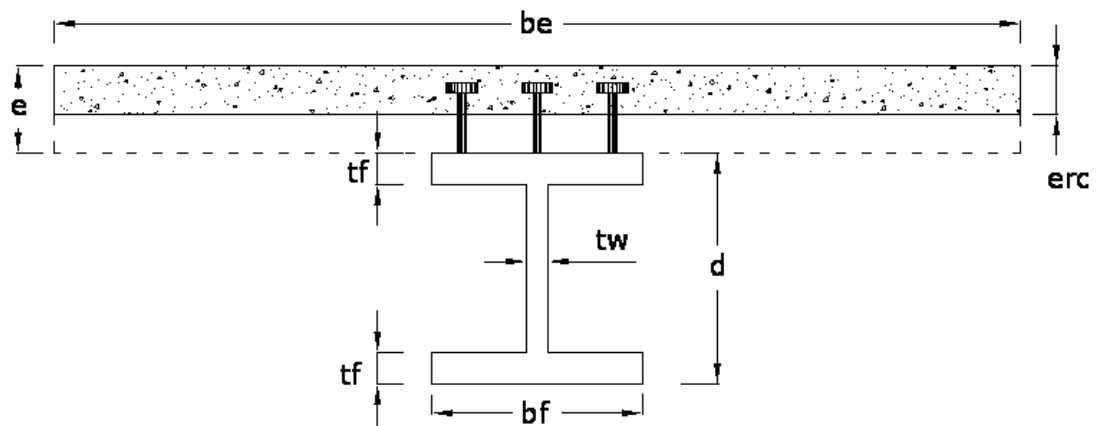
El ancho efectivo de una sección compuesta que conforma un sistema de piso, esta regulado por la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 28.7, en el cual establece que el ancho efectivo del ala de concreto a cada lado del eje baricéntrico de la viga (como se muestra en la figura será el menor valor que resulte de aplicar las siguientes disposiciones:

- 1/8 de la luz de la viga, medida de centro a centro de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje baricéntrico de la viga adyacente.
- La distancia desde el eje baricéntrico de la viga al borde de la losa.



**Figura 6:** Esquema de ancho efectivo según Norma 1618 (1998).

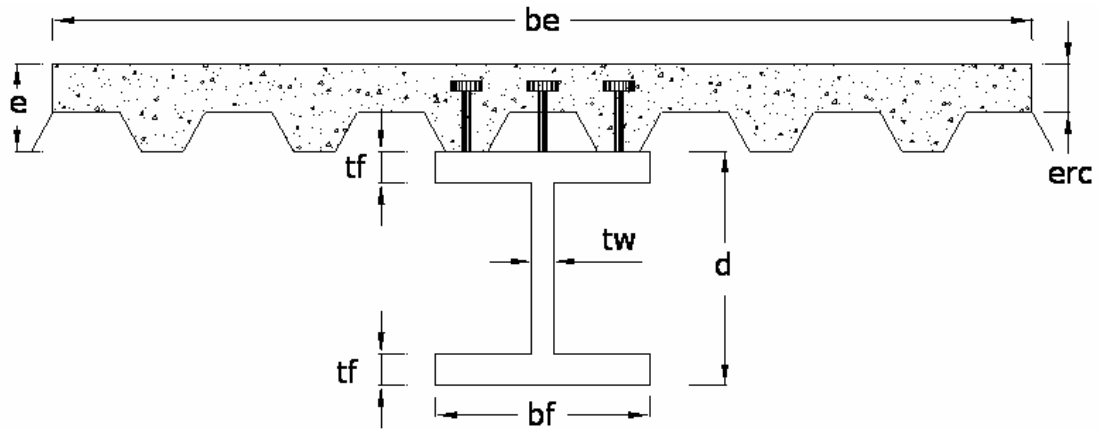
La figura 7 muestra un corte transversal de una correa típica con el encofrado colaborante y el concreto, las costillas de la lámina acanalada generalmente se encuentran perpendiculares a las correas, por esto no se nota en el dibujo la forma de la lámina. La “e” representa el espesor total de concreto y la *erc* el espesor real de concreto, el que se encuentra por encima de las costillas, este último es el que se transforma en un área equivalente de acero, convirtiendo la sección en homogénea.



**Figura 7:** Esquema de ancho efectivo utilizado en esta investigación.

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en el Artículo 28.8.2 establece que donde las nervaduras del soffito metálico estén orientadas paralelas a la viga, el concreto por debajo de la parte superior de la nervadura, podrá incluirse en la determinación de las propiedades de la sección, sin embargo debido a la cantidad de láminas acanaladas y con la finalidad de ofrecer un resultado más conservador, en estos casos no se tomó en cuenta el concreto dentro de las costillas.

La figura 8 muestra un ejemplo de nervaduras orientadas paralelamente a la viga y de igual forma que la figura anterior se destaca que el espesor real de concreto (*erc*) utilizado es solamente la altura de concreto por encima de la parte superior de la costilla.



**Figura 8:** Esquema de lámina acanalada, sobre viga paralela a las nervaduras.

Con la sección homogénea es posible calcular la inercia transformada ( $I_{tr}$ ), esto se logra con las siguientes ecuaciones:

- Para el cálculo del centroide de la sección transformada se usa la ecuación (8).

$$\bar{y} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} \quad (8)$$

- Para el cálculo de la inercia de la sección transformada se usa la ecuación (9).

$$I_{tr} = I_p + A_p \cdot d_p^2 + I_c + A_c \cdot d_c^2 \quad (9)$$

Donde,  $I_p$  e  $I_c$  son las inercias del perfil y del concreto transformado respectivamente.  $A_p$  e  $A_c$  son sus respectivas áreas y  $d_p$  e  $d_c$  las distancias desde el centroide de cada sección, al centroide del conjunto.

La inercia transformada se puede incluir en la ecuación (3), y así conseguir la deflexión en etapa de servicio de los perfiles simplemente apoyados actuando con acción mixta. Es importante mencionar que la carga a utilizar para la determinación de flecha será la carga de servicio, la cual genera una deflexión instantánea por el uso. La carga de servicio ( $q_s$ ) se tomará como la sumatoria de la carga variable ( $C_v$ ) más la carga sobre-permanente de piso ( $C_{sp}$ ), ambas sin mayorar y multiplicadas por el ancho efectivo ( $L_e$ ). La carga sobre-permanente ( $C_{sp}$ ) se define como la carga



permanente no estructural, por ejemplo, acabados de piso, cielo raso y tabiquería.

Si la carga de servicio ( $q_s=L_e(C_v+C_{sp})$ ) es linealmente distribuida, al igual que la inercia transformada se puede incluir en la ecuación (3), consiguiendo con esto la ecuación (10) que se utiliza para el cálculo de la deflexión en servicio de vigas o correas simplemente apoyadas.

$$y = \frac{5q_s L^4}{384E_s I_{tr}} \quad (10)$$

#### 4.2.1.2. Vibración

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) establece que “en el diseño de elementos estructurales se tomarán en cuentas los efectos que las cargas variables que inducen impacto o vibración, o ambos, puedan producir en el confort de sus ocupantes o daños a los objetos contenidos en la edificación.

Especial consideración se dará al diseño de las vigas que soportan pisos con grandes espacios abiertos sin tabiques u otras fuentes de amortiguamiento, donde las vibraciones momentáneas originadas por el tránsito peatonal podrían no ser aceptables”. (Artículo 8.4.3)

En lo referente a vibración se estudiará en este efecto tomando en cuenta todos los elementos del sistema de piso en conjunto, por esto, sobre este tema se profundizará más adelante en el capítulo II.

#### 4.2.2. Estado límite de agotamiento resistente

A continuación se pasa a estudiar el comportamiento de la sección compuesta bajo la acción de las cargas últimas mayoradas. La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) plantea que “en el estado límite de agotamiento resistente, se verificará que la resistencia minorada (capacidad) de cada miembro, junta, conexión o componente estructural sea igual o mayor que las solicitaciones mayoradas (demanda) establecidas en el capítulo 10”. (Artículo 8.3)

Para los efectos de este trabajo en función de los sistemas de piso, se tomará del Capítulo 10 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 10.3: las mayoraciones típicas de  $(1,2 C_p + 1,6 C_v)$  con  $C_p$  como la carga permanente y  $C_v$  como la carga variable, las cargas sobrepersistentes  $C_{sp}$  mencionadas en esta investigación se mayorarán con un factor de 1,2. Es importante considerar que el sistema de piso no es un elemento estructural aislado, por lo tanto queda a criterio del diseñador hacer un estudio que involucre toda la estructura y que considere otras combinaciones de carga que incluyan sismos, vientos u otras sollicitaciones.

#### 4.2.2.1. Resistencia por flexión

Segui (2000) menciona que en la mayoría de los casos la resistencia nominal por flexión se alcanza cuando toda la sección transversal de acero fluya y el concreto sea aplastado en compresión. Esta distribución de esfuerzos sobre la sección compuesta se llama distribución plástica de esfuerzos.

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 28.9.1.2.1 establece que para momentos positivos la resistencia teórica a flexión  $\Phi_b M_t$  se calculará con los siguientes valores de resistencia teórica  $M_t$  y su correspondiente factor de minoración de la resistencia teórica  $\Phi_b$ :

- Para  $h/t_w \leq 3,7\sqrt{E/f_{yf}}$

$M_t$  = Momento teórico calculado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección mixta.

$$\Phi_b = 0,85$$

- Para  $h/t_w > 3,7\sqrt{E/f_{yf}}$

$M_t$  = Momento teórico calculado a partir de la superposición de la tensiones elásticas, considerando los efectos de apuntalamiento.

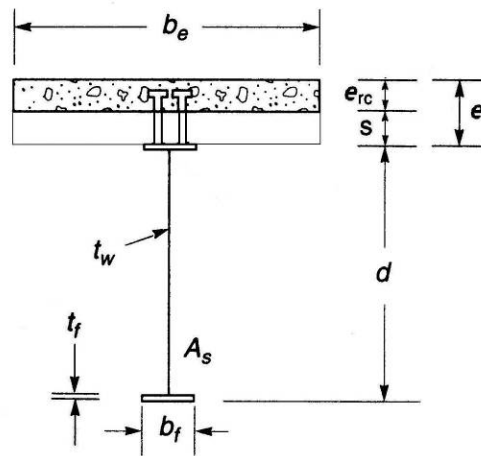
$$\Phi_b = 0,90$$

Todos los perfiles tabulados en este Trabajo Especial de Grado tienen almas compactas por ende gobierna la primera condición para todas las vigas compuestas, es decir, se diseñarán utilizando la teoría plástica.

En una viga compuesta que alcance el estado límite plástico, las tensiones plásticas se pueden distribuir de tres formas diferentes:

- El eje neutro corta la losa de concreto.
- El eje neutro se ubica en el ala superior de la viga de acero.
- El eje neutro corta el alma del perfil de acero.

Suponiendo una sección transversal como la que se muestra en la figura 9, pasamos a estudiar los tres casos por separado.

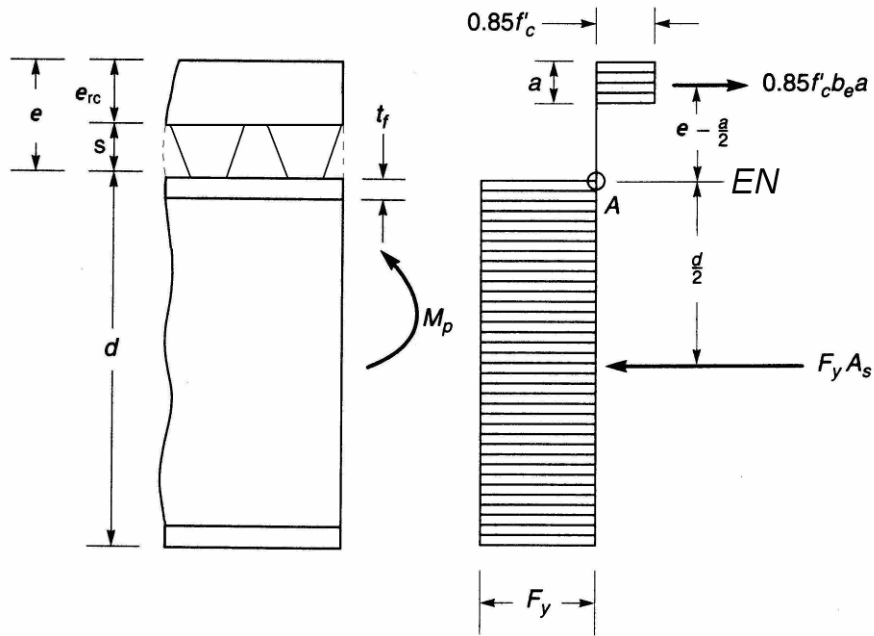


**Figura 9:** Sección transversal compuesta para análisis plástico.  
**Fuente:** Modificado Galambos (1999).

#### 4.2.2.1.1. Caso I, eje neutro plástico corta la losa de concreto

Cuando el eje neutro plástico corta la losa, el área traccionada del concreto no se toma en cuenta en el análisis, pues se desprecia la contribución del concreto figurado a tracción.

Galambos (1999) plantea que cuando se cumple esta condición se obtiene la fluencia total del acero en tensión, la figura 10 muestra el estado de esfuerzos de la sección.



**Figura 10:** Capacidad plástica de una sección cuando el eje neutro corta la losa de concreto.  
**Fuente:** Modificado Galambos (1999).

Galambos (1999), también explica que la fuerza resultante de las tensiones en el concreto es  $0,85 f'_c b_e a$  y actúa a una distancia  $a/2$  desde la parte superior de la losa. La fuerza resultante de las tensiones en el acero es  $f_y A_s$  y actúa en el centroide de la viga de acero. Por equilibrio, esas dos fuerzas deben ser iguales, es decir:

$$f_y A_s = 0,85 f'_c b_e a \quad (11)$$

de donde la profundidad de la zona de compresión del concreto es:

$$a = \frac{f_y A_s}{0,85 f'_c b_e} \quad (12)$$

El eje neutro estará en el concreto si:

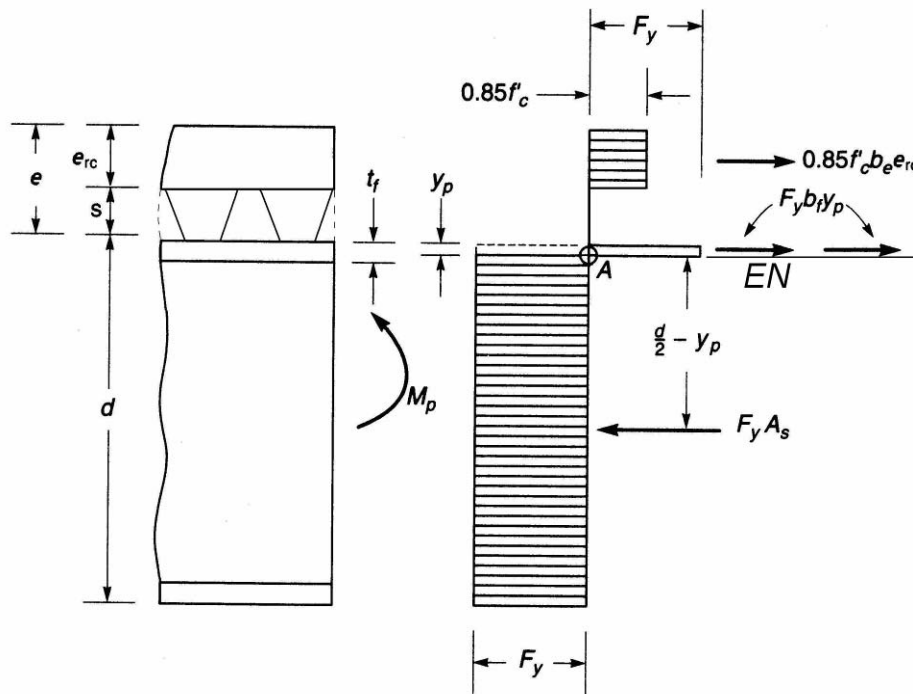
$$f_y A_s \leq 0,85 f'_c b_e e_{rc} \quad (13)$$

La capacidad por momento plástico, se obtiene tomando el momento de las fuerzas resultantes respecto al punto A, que esta en la parte superior de la viga de acero.

$$M_p = \frac{f_y A_s d}{2} + 0,85 f'_c b_e a \left( e - \frac{a}{2} \right) \quad (14)$$

**4.2.2.1.2. Caso II, eje neutro plástico corta el ala superior del perfil.**

En este caso, el eje neutro corta el ala superior de la viga, en consecuencia todo el espesor de losa resulta comprimido, como se muestra en la figura 11.



**Figura 11:** Capacidad plástica de una sección cuando el eje neutro corta el ala superior del perfil.

**Fuente:** Modificado Galambos (1999).

Además Galambos (1999) plantea que la fuerza resultante en el concreto es  $0,85 f'_c b_e e_{rc}$  y la cantidad correspondiente en la viga de acero es  $f_y A_s - 2 f_y b_f y_p$ , donde  $y_p$  es la distancia desde la parte superior del ala al eje neutro. Por equilibrio de fuerzas:

$$0,85 f'_c b_e e_{rc} = f_y A_s - 2 f_y b_f y_p \quad (15)$$

de donde:

$$y_p = \frac{f_y A_s - 0,85 f'_c b_e e_{rc}}{2 f_y b_f} \quad (16)$$

El eje neutro permanecerá en el ala si  $0 \leq y_p \leq t_f$ , es decir,

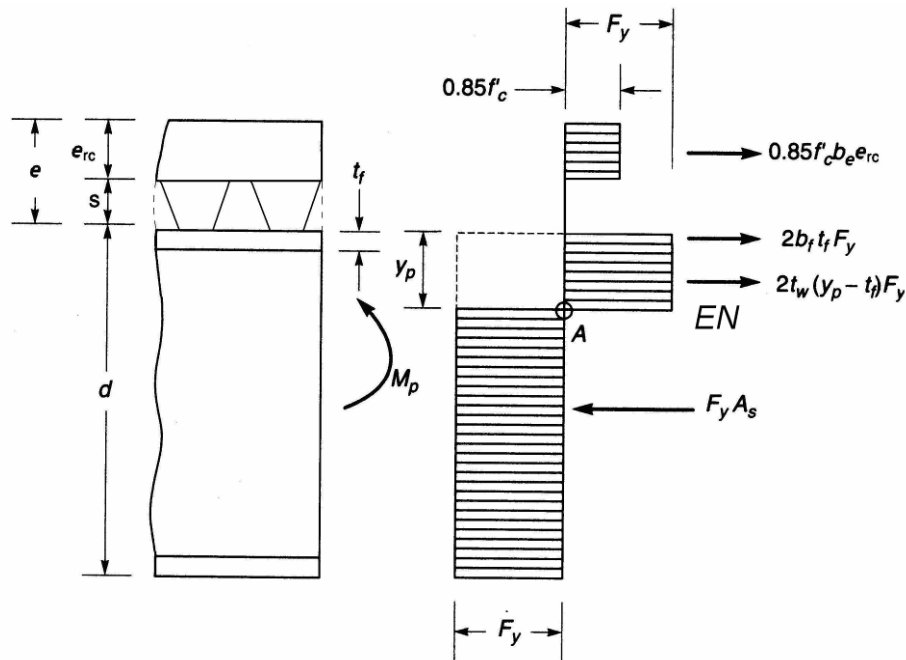
$$0,85 f'_c b_e e_{rc} \leq f_y A_s \leq 0,85 f'_c b_e e_{rc} + 2 f_y b_f t_f \quad (17)$$

Tomando momento respecto al punto A:

$$M_p = 0,85 f'_c b_e e_{rc} \left( y_p + s + \frac{e_{rc}}{2} \right) + 2 f_y b_f y_p \left( \frac{y_p}{2} \right) + f_y A_s \left( \frac{d}{2} - y_p \right) \quad (18)$$

#### 4.2.2.1.3. Caso III, eje neutro plástico corta el alma del perfil

En el caso que  $y_p > t_f$  el eje neutro corta el alma de la viga, en consecuencia se sigue un procedimiento análogo al que se ha indicado para el caso en que corta el ala, tomado ahora en consideración también la porción del alma comprimida, como se muestra en la figura 12.



**Figura 12:** Capacidad plástica de una sección cuando el eje neutro corta el alma del perfil.  
**Fuente:** Modificado Galambos (1999).

Galambos (1999) explica que por equilibrio de fuerzas:

$$0,85 f'_c b_e e_{rc} + 2 f_y b_f t_f + 2 f_y t_w (y_p - t_f) = f_y A_s \quad (19)$$

de donde:

$$y_p = t_f + \frac{A_s}{2 t_w} - \frac{b_f t_f}{t_w} - \frac{0,85 f'_c b_e e_{rc}}{2 f_y t_w} \quad (20)$$

Equilibrio por momento por respecto al punto A:

$$M_p = 0,85 f'_c b_e e_{rc} \left( y_p + s + \frac{e_{rc}}{2} \right) + 2 f_y b_f t_f \left( y_p - \frac{t_f}{2} \right) + f_y t_w (y_p - t_f)^2 + f_y A_s \left( \frac{d}{2} - y_p \right) \quad (21)$$

### 5. Diseño por corte

Mas que un diseño por corte, lo que se busca es realizar una revisión de la resistencia minorada a corte de los perfiles de acero que conforman el sistema de piso, los cuales deben se capaces de resistir la fuerza cortante actuante producto de las solicitaciones en cada una de las etapas.

Segui (2000) en términos de la resistencia a corte establece que lo mas conservador es suponer que todo el cortante sea resistido por el alma del perfil.

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su Artículo 28.9.2 establece que la resistencia minorada al corte de vigas mixtas, estará determinada por la fuerza cortante en alma del perfil de acero, de acuerdo a los requisitos de la sección 16.4 de la misma norma. La sección 16.4 establece los lineamientos del diseño por corte en perfiles. En su Artículo 16.4.3 plantea que la resistencia minorada a corte de almas no rigidizadas con una relación ancho/espesor  $h/t_w \leq 260$  será  $\Phi_v V_t$  con:

- $\Phi_v = 0,90$
- $V_t = 0,60 f_{yw} A_w C_v \quad (22)$

Donde  $A_w$  será igual a la altura total del miembro ( $d$ ), multiplicada por el espesor de su alma ( $t_w$ ),  $f_{yw}$  será la tensión cedente mínima especificada del alma y  $C_v$  para perfiles con almas compactas siempre es igual a 1,0.

Por lo antes expuesto, se puede concluir que la resistencia por corte de los perfiles solamente depende del alma del perfil, y no cambia al existir acción mixta, en consecuencia el corte de la etapa constructiva y de la etapa de agotamiento se revisará con el mismo valor de  $\Phi_v V_t$ .



## **CAPÍTULO II**

### **VIBRACIÓN**

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) de estructuras de acero para edificaciones, explica que “el uso cada vez más frecuente de materiales de alta resistencia y la eficiencia de la estructuración conduce a grandes luces y sistemas de pisos más flexibles, con niveles de vibración perceptibles.” (Comentario C-8.4.3).

Cuando las cargas variables puedan producir impactos o vibración, que afecten el confort de los usuarios, la Norma antes citada en su Artículo 29.8.2 establece que se hará un análisis de las vibraciones, con el fin de acotarlas a niveles aceptables con el uso previsto para la edificación. La misma Norma en su artículo 8.4.3 recalca que se le dará especial consideración al diseño de las vigas que soportan pisos con grandes espacios abiertos, sin tabiques u otras fuentes de amortiguamiento, donde las vibraciones momentáneas originadas por el tránsito peatonal podrían no ser aceptables.

Debido a lo expuesto anteriormente y considerando que este Trabajo Especial de Grado estudiará el diseño de sistemas de piso de luces entre 8 y 12 metros, es de suma importancia hacer un análisis profundo de las vibraciones y exponerle al lector, los lineamientos básicos actualizados que permiten cuantificar la vibración para así poder diseñar sistemas de piso que garanticen el confort de los usuarios como lo establece la Norma.

Para efectos de este estudio, se usa la guía de diseño número 11, publicada por la AISC, American Institute of Steel Constructions. Dicho documento se basa en los estudios de vibración en sistemas de piso realizados, por los ingenieros Thomas M. Murray, David E. Allen y Eric E. Ungar quienes tienen más de treinta años investigado sobre este tema, es por esto que la AISC ha tomado el trabajo realizado por ellos como guía fundamental para evaluar la vibración en sistemas de piso, por lo tanto,

tomando en consideración las recomendaciones de la AISC, los conceptos aplicados en este capítulo son una adaptación traducida de la mencionada guía de diseño.

Según Murray, Allen, Ungar (2003) el propósito de la guía es el de generar los principios básicos e instrumentos analíticos simples para evaluar la vibración, en el estado límite de servicio, debido a las actividades humanas en sistemas de piso y puentes peatonales en acero considerando el confort humano. Además, tiene el objetivo de generar lineamientos o criterios para el diseño y ofrecer medidas que permitan remediar sistemas de piso problemáticos.

Murray, et. al (2003) destacan que para la correcta funcionabilidad del sistema de piso, la rigidez y la resonancia son parámetros dominantes en el diseño de pisos en acero, generalmente de oficina, residenciales o pasarelas. El primer criterio de rigidez conocido apareció hace casi 170 años. Tredgold (1828) escribió que las vigas de grandes luces deberían ser "de elementos altos para evitar la molestia al caminar".

Un criterio de rigidez tradicional para sistemas de piso de acero es el de limitar la deflexión o flecha por carga variable en correas o vigas en  $L/360$ , donde  $L$  es la longitud de la viga o correa. Este criterio, junto con la restricción de la relación largo/alto del miembro a un valor de 24 o menos, ha sido aplicado a los sistemas de piso en acero con el propósito de controlar las vibraciones, pero ha tenido muy poco éxito.

La resonancia había sido ignorada en el diseño de pisos y de pasarelas hasta hace muy poco. Desde hace aproximadamente 30 años se estudian los problemas con vibraciones inducidas por caminar en sistemas de piso de acero que satisficieron los criterios de rigidez tradicionales. Durante este tiempo mucho se ha aprendido sobre la función de carga que representa el caminar y sus consecuencias en lo referente a la resonancia, recientemente actividades rítmicas, como aeróbic y baile de alto impacto, han causado problemas serios de vibración debido a la resonancia.

Murray, Allen, Ungar (2003) indican que han sido desarrollados procedimientos analíticos que permiten al diseñador estructural evaluar el sistema de piso y así poder satisfacer la comodidad de los ocupantes o para garantizar el buen funcionamiento de un equipo sensible. Generalmente, los procedimientos requieren del cálculo de la primera frecuencia natural del sistema de piso y la amplitud máxima de la aceleración, velocidad o los desplazamientos relativos a una fuerza. En algunos casos se necesita estimar el amortiguamiento del sistema. Una escala de la comodidad del ser humano o el requerimiento de un equipo sensible son usados entonces para determinar si el sistema de piso posee las condiciones satisfactorias. Algunas herramientas de cálculo incorporan límites de aceleración en el análisis, pero siempre los parámetros los establece el diseñador.

### *1. Principios de la vibración de los sistemas de piso*

Aunque los criterios de aceptabilidad humana ante la vibración se conocen desde hace muchos años, sólo recientemente se ha hecho práctico aplicar tales criterios al diseño de sistemas de piso. La razón es que el problema es complejo, la carga es compleja y la respuesta complicada, implicando un gran número de modos de vibración.

Murray, et. al (2003) expresan que la mayor parte de problemas de vibración de pisos implican fuerzas repetitivas causadas por maquinaria o por actividades humanas como el baile, el aeróbic o el caminar, sin embargo este último es un poco más complicado que los demás porque las fuerzas cambian de posición con cada paso. En algunos casos, la fuerza aplicada es casi sinusoidal. En general, una fuerza repetida puede ser representada por una combinación de fuerzas sinusoidales cuyas frecuencias,  $f$ , son múltiplos o factores armónicos de la frecuencia natural de la fuerza. Ese factor de repetición de la fuerza dependiente del tiempo puede ser representado por la serie Fourier:

$$F = P = \left[ 1 + \sum \alpha_i \cos(2\pi i f_{step} t + \Phi_i) \right] \quad (23)$$

Donde:

$P$  = Peso de la persona

$\alpha_i$  = coeficiente dinámico de la fuerza armónica.

$i$  = secuencia armónica (1, 2, 3, 4,...)

$f_{\text{step}}$  = frecuencia de paso según la actividad.

$t$  = tiempo.

$\Phi_i$  = ángulo de la fase armónica.

Como regla general, la magnitud de los coeficientes dinámicos decrece con el aumento del factor armónico, por ejemplo, los coeficientes dinámicos asociados a los cuatro primeros factores armónicos al caminar son 0,5, 0,2, 0,1 y 0,05, respectivamente. En teoría, si alguna frecuencia asociada a fuerzas sinusoidales empareja la frecuencia natural de un modo de vibración, entonces ocurrirá la resonancia, causando la amplificación severa de la vibración.

El efecto de resonancia se muestra en la Figura 13. Murray, et. al (2003) enfatizan que la amplificación por resonancia es la causante de la mayoría de los problemas de vibración que ocurren en edificios construidos con acero estructural.

El modelo de la Figura 13 puede ser representado por la expresión:

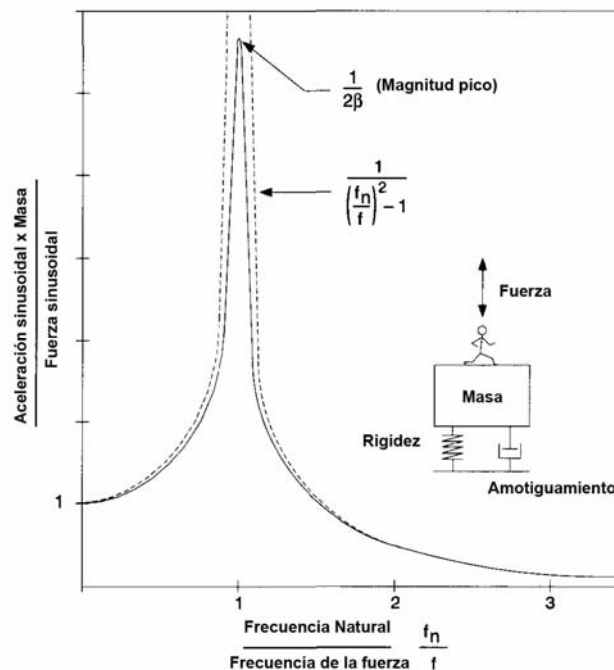
$$\text{Aceleración Sinusoidal} = \frac{\text{fuerza}}{\text{masa}} \times \text{Factor de Respuesta} \quad (24)$$

donde el factor de respuesta depende en gran medida de la relación de la frecuencia natural con la frecuencia de la fuerza aplicada ( $f_r/f$ ), también de que tan cerca se encuentre el sistema de la resonancia y además del factor de amortiguamiento ( $\beta$ ). Murray, et. al (2003) refieren que estos son los parámetros que controlan el diseño de la mayoría de los sistemas de piso en acero cuando se limita la vibración.

Murray, Allen, Ungar (2003) expresan que es posible controlar la aceleración durante la resonancia aumentando el amortiguamiento o la

masa. Este control es el más eficaz donde las fuerzas sinusoidales son pequeñas, por ejemplo el caminar. La frecuencia natural también desempeña un papel importante, porque las fuerzas sinusoidales generalmente decrecen cuando aumenta el factor armónico, mientras más alta sea la frecuencia natural menor será la fuerza. El criterio de diseño contra vibración por caminar está basado en estos principios.

Cuando las fuerzas dinámicas son grandes, como en caso de la práctica del aeróbic, la vibración es generalmente demasiado fuerte para ser controlada mediante el aumento del amortiguamiento o la masa. En este caso, la frecuencia natural de cualquier modo de vibración debe mantenerse lejos de la frecuencia de la fuerza aplicada. Esto significa que la frecuencia natural fundamental debe hacerse más grande que la frecuencia más alta de la fuerza armónica que puede causar grandes vibraciones, además para el aeróbic o el baile, se debería prestar atención a la posibilidad de transmisión de vibraciones a zonas sensibles en otras partes del piso.

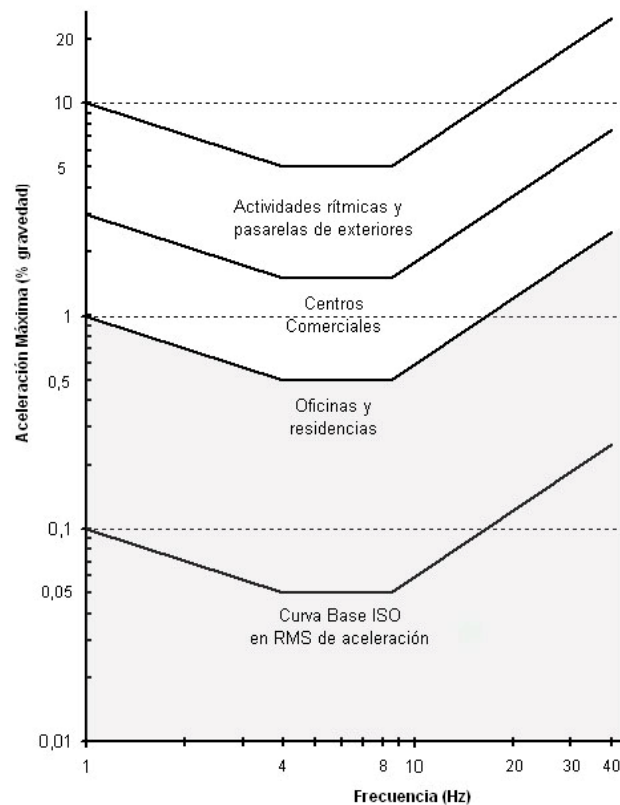


**Figura 13:** Respuesta a una fuerza sinusoidal.  
**Fuente:** Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

## *2. Tipos de criterios de aceptación y confort*

La respuesta de las personas ante el movimiento del piso es un fenómeno complejo, involucrando la magnitud del movimiento, el ambiente que rodea a la persona, y el sensor (el tipo de persona). Un movimiento continuo (estable) puede ser más molesto que el movimiento causado por un impacto poco frecuente. El umbral de percepción del movimiento del piso en un lugar de trabajo muy ocupado puede ser más alto que en un apartamento tranquilo.

Murray, Allen, Ungar (2003) indican que la reacción de la gente ante la vibración depende de lo que esta haciendo. A las personas en oficinas o residencias no les gusta la vibración claramente perceptible -la aceleración máxima es aproximadamente 0.5 % de la aceleración de la gravedad  $g$ -, mientras que la gente que participa en una actividad no estática aceptará vibraciones aproximadamente 10 veces mayores -el 5 por ciento  $g$  o más-. Mientras que personas que cenan al lado de una pista de baile o están levantando pesas en un gimnasio o están paradas en un centro comercial, aceptarán algo intermedio entre los valores antes mencionados aproximadamente el 1.5 %  $g$ . La sensibilidad también varía con la duración de la vibración y el alejamiento de la fuente que la origina. Los límites de aceleración antes mencionados son para frecuencias de vibración entre 4 Hz y 8 Hz fuera de estas, la gente acepta aceleraciones de vibración más altas como se muestra en la figura 14.



**Figura 14:** Aceleración máxima recomendada para el confort bajo vibraciones por actividades humanas.

**Fuente:** Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

### 2.1. Criterios de diseño para evitar vibraciones inducidas al caminar

El criterio está basado en la respuesta dinámica de la viga de acero o sistemas de piso apoyados bajo la acción de fuerzas dinámicas producidas al caminar, y puede ser usado para evaluar sistemas estructurales de oficinas, centros comerciales, puentes peatonales, y ocupaciones similares (Allen y Murray 1993).

Murray, Allen, Ungar (2003) desarrollaron el criterio usando lo siguiente:

- Los límites de Aceleración recomendados por la Organización de Estándares Internacionales (International Standard ISO 2631-2, 1989), ajustado por el tipo de uso de la estructura. La ISO sugiere límites en

términos de aceleración “rms” como un múltiplo de la curva base ISO o la línea de fondo mostrada en la figura 2. Los multiplicadores para el criterio propuesto, están expresados en términos de aceleración máxima, es 10 para oficinas, 30 para centros comerciales y puentes peatonales interiores -bajo techo-, y 100 para pasarelas al aire libre. Para objeto de diseño, puede asumirse que los límites varían entre 0,8 y 1,5 veces los valores.

- La fuerza armónica en función del tiempo que iguala la frecuencia fundamental del piso es:

$$F_i = P\alpha_i \cos(2\pi i f_{step} t) \quad (25)$$

Donde:

P = Peso de la persona tomado como 71,38 kg (0,7 kN)

$\alpha_i$  = Coeficiente dinámico de la fuerza armónica

i = Múltiplo armónico de la frecuencia de paso

$f_{step}$  = frecuencia de paso

Los valores recomendados para  $\alpha_i$  están dados en siguiente tabla.

**Tabla 6:** Frecuencias de fuerzas comunes ( $f_n$ ) y coeficientes dinámicos ( $\alpha_i$ ).  
**Fuente:** Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

Frecuencias de fuerzas comunes ( $f_n$ ) y coeficientes dinámicos ( $\alpha_i$ )						
Armónico (i)	Persona caminando		Clase de aeróbic		Grupo de baile	
	f, Hz	$\alpha_i$	f, Hz	$\alpha_i$	f, Hz	$\alpha_i$
1	1,6-2,2	0,5	2-2,75	1,5	1,5-3	0,5
2	3,2-4,4	0,2	4-5,5	0,6	-	-
3	4,8-6,6	0,1	6-8,25	0,1	-	-
4	6,4-8,8	0,05	-	-	-	-

- Una función de respuesta del tipo:

$$\frac{a}{g} = \frac{R\alpha_i P}{\beta w} \cdot \cos(2\pi i f_{step} t) \quad (26)$$



Donde:

$a/g$  = relación de la aceleración del piso con respecto a la aceleración de la gravedad

$R$  = factor de reducción

$\beta$  = factor de amortiguamiento modal

$w$  = peso efectivo del piso

Murray, et. al (2003) refieren que el factor de reducción  $R$  se usa debido a que el movimiento vibratorio resonante no ocurre al caminar además la persona que camina y la persona afectada no se encuentran simultáneamente en la posición del desplazamiento modal máximo. Es recomendado que  $R$  sea tomado como 0,7 para pasarelas y 0,5 para losas de piso.

Para evaluar los picos de aceleración máxima producidos al caminar, se puede usar la ecuación (26) seleccionando el factor armónico más bajo,  $i$ , para el cual la frecuencia de la fuerza,  $f = i \cdot f_{step}$ , puede emparejar la frecuencia natural del piso. El pico de aceleración se compara con el límite apropiado en la figura 14. Para el diseño, la ecuación (26) puede ser simplificada aproximando la relación entre el coeficiente dinámico  $\alpha$  y la frecuencia  $f$ , mediante la fórmula  $\alpha = 0,83 \exp(-0,35f)$  con esta substitución, se obtiene el siguiente criterio de diseño simplificado:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35 f_n)}{\beta w} \leq \frac{a_o}{g} \quad (27)$$

Donde:

$a_p/g$  = aceleración máxima estimada (en unidades de g)

$a_o/g$  = el pico de aceleración estimada en la figura 14.

$f_n$  = frecuencia natural del sistema de piso

$P_o$  = fuerza constante igual a 29,57 Kg (0,29kN) para pisos y 41,81 Kg (0,41kN) para pasarelas.

El numerador  $P_o \exp(-0,35f_n)$  en la ecuación (27) representa una fuerza armónica efectiva que causa una respuesta resonante en la frecuencia natural del piso  $f_n$ .

## 2.2. Criterios de diseño para evitar vibración por efecto de excitaciones rítmicas

Murray, et. al (2003) comentan que este criterio está basado en la respuesta dinámica de sistemas de pisos al ser sometidos a fuerzas rítmicas distribuidas sobre todo o parte de el. El criterio puede ser usado para evaluar sistemas estructurales para usos como el aeróbic, el baile, conferencias en auditorios y acontecimientos similares, siempre y cuando la función de carga sea conocida. La tabla 6 establece las frecuencias de fuerzas comunes y los coeficientes dinámicos para actividades rítmicas.

La aceleración máxima del piso debido a una fuerza rítmica armónica es obtenida de la siguiente ecuación, asumiendo que el sistema tiene sólo un modo de vibración (Allen 1990):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1,3\alpha_i w_p / w_t}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_n}{f}\right)^2 - 1\right]^2 + \left[\frac{2\beta f_n}{f}\right]^2}} \quad (28)$$

donde:

$a_p/g$ = aceleración máxima estimada (en unidades de g)

$\alpha_i$  =Coeficiente dinámico de la fuerza armónica

$w_p$ =peso efectivo por unidad de área de los participantes distribuidos sobre el panel de piso.

$w_t$  = peso distribuido efectivo por unidad de área del panel de piso incluyendo los ocupantes.

$f_n$ = frecuencia natural de la viga o del sistema de piso

$f$ = frecuencia de la fuerza

$\beta$  = factor de amortiguamiento

La ecuación anterior puede ser simplificada como lo siguiente:

En resonancia ( $f_n \approx f$ ):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1,3\alpha_i w_p}{2\beta w_i} \quad (29)$$

Con ( $f_n > 1,2f$ ):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1,3\alpha_i w_p}{\left(\left(\frac{f_n}{f}\right) - 1\right) w_i} \quad (30)$$

Murray, et. al (2003) comentan que la mayor parte de los problemas ocurren si una frecuencia armónica, es igual o esta cerca de la frecuencia natural, para esos casos la aceleración es determinada con la ecuación (29), si la vibración es de armónicos bajos, esta es determinada mediante la ecuación (30). La aceleración máxima efectiva, para todos los armónicos, puede ser estimada mediante:

$$a_m = \left[ \sum a_i^{1,5} \right]^{1/1,5} \quad (31)$$

donde:

$a_i$  = aceleración pico para un armónico  $i$ .

La aceleración máxima efectiva determinada en la ecuación (31) puede ser comparada entonces con los límites de aceleración de la figura 14.

Las fuerzas dinámicas por actividades rítmicas tienden a ser muy grandes y la vibración es generalmente demasiado alta para poder ser reducida aumentando el amortiguamiento o la masa. Esto significa que para el diseño, la frecuencia natural del sistema de piso, debería ser mas alta que la frecuencia de la fuerza del armónico más alto que puede causar resonancia. La ecuación (30) puede ser invertida para proporcionar el siguiente criterio de diseño (Allen 1990):

$$f_n \geq f \sqrt{1 + \frac{k\alpha_i w_p}{w_i (a_o / g)}} \quad (30)$$

donde:

k= constante que puede ser 1,3 para el baile, 1,7 para conciertos en vivo o eventos deportivos y 2,0 para aeróbic.

$a_o / g$  = aceleración límite.

### ***3. Frecuencia natural de sistemas de piso en acero***

El parámetro más importante para el diseño de sistemas de piso confortables es su frecuencia natural (Murray, et. al ,2003). A continuación se expresan los lineamientos para estimar la frecuencia natural de un sistema de piso formado por correas y vigas trabajando en acción mixta con una losa de concreto.

#### ***3.1. Fundamentos básicos***

Murray, Allen, Ungar (2003) indican que los sistemas de piso en acero generalmente pueden tener varios modos de vibración con frecuencias muy cercanas. La frecuencia natural de un modo vibratorio crítico en resonancia puede ser difícil de estimar. El análisis modal del sistema de piso puede ser usado para determinar las propiedades modales críticas, pero hay factores que son difíciles de incorporar en el modelo estructural -acción compuesta, discontinuidades, tabiques u otros componentes no estructurales-. Un sistema de piso no acabado -solo la estructura- con vanos uniformes puede tener una variedad de configuraciones estructurales por lo tanto también varios modos de vibración sobre su área, pero los acabados, las divisiones - tabiques- y otros componentes no estructurales tienden a obligar a los movimientos dinámicos de tal modo que el piso vibra en esa área como un panel en ambos sentidos.

El siguiente procedimiento simplificado es el recomendado por Murray, Allen, Ungar (2003) para determinar la primera frecuencia natural -vertical- del sistema.

Se asume que el sistema de piso consiste en una losa de concreto apoyada en correas de acero que a su vez se apoyan en vigas de acero entre columnas. La frecuencia natural,  $f_n$  de un modo crítico se estima considerando en primer lugar el modo de las correas y el modo de las vigas por separado y luego la combinación de ellas. O bien, la frecuencia natural puede ser estimada por análisis de elementos finitos. Las frecuencias naturales de las correas y vigas pueden ser estimadas de la ecuación de frecuencia natural de una viga uniformemente cargada simplemente apoyada:

$$f_n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{gE_s I_t}{wL^4}} \quad (32)$$

Donde:

$f_n$  = Frecuencia natural en Hz.

$g$  = Aceleración de la gravedad 9.86 m/seg.

$E_s$  = Modulo de Elasticidad del Acero

$I_t$  = Inercia transformada, si existe una acción mixta total acero concreto.

$w$  = Peso uniformemente distribuido por unidad de longitud sobre el miembro

$L$  = Longitud de la Viga o Correa

El modo combinado o frecuencia de sistema, puede ser estimado usando la relación Dunkerley:

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2} \quad (33)$$

Donde:

$f_j$  = Frecuencia del sistema de correas

$f_g$  = Frecuencia del sistema de vigas

La ecuación de frecuencia de la viga de (32) puede ser rescrita como:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad (34)$$

$\Delta$  = Deflexión del punto medio del miembro debido al peso (simplemente apoyado).

Para el modo combinado, si la correa y la viga son asumidas simplemente apoyadas, la relación de Dunkerley puede ser rescrita como:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{(\Delta_j + \Delta_g)}} \quad (35)$$

$\Delta_j$  y  $\Delta_g$  = Deflexiones de la correa y viga respectivamente, debido al peso que soportan cada una de ellas.

Para incluir el efecto de la columna, la ecuación (35) es modificada de la siguiente forma:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{(\Delta_j + \Delta_g + \Delta_c)}} \quad (36)$$

$\Delta_c$  = Acortamiento axial de la columna debido al peso que soporta.

### 3.2. Acción mixta

Murray, et. al (2003) establecen que en el cálculo de la frecuencia natural planteado, el momento de Inercia transformado puede usarse si la losa esta conectada al miembro de apoyo.

Si las vigas de carga están separadas del concreto -por ejemplo, el caso donde las correas pasan por encima o sobre las vigas de apoyo- el comportamiento compuesto no debería ser asumido en las vigas.

Murray, et. al (2003) establecen que para el cálculo del momento transformado de la inercia es recomendable aumentar el módulo de elasticidad del concreto en 1,35 veces el valor que especifican los estándares estructurales, tomando en cuenta que la vibración actúa en estado de servicio, se puede asumir una mayor rigidez del concreto de la losa ante los efectos dinámicos comparado con las cargas estáticas. También comentan

que para determinar el momento transformado de inercia de correas y vigas, es recomendable que el ancho efectivo de la losa de concreto sea tomado como la separación entre miembros, pero no mayor de 0,4 veces la longitud del mismo. Para elementos de borde, establecen que el ancho efectivo de la losa de concreto debe ser tomada como la menor entre las siguientes medidas: la mitad de la separación entre miembros, pero no más de 0,2 veces la longitud del miembro o dos veces la distancia del centro del miembro al borde de losa en voladizo. Si en el miembro compuesto el concreto está en compresión, este puede asumirse sólido, no agrietado.

### ***3.3. Peso distribuido (Carga)***

El peso,  $w$ , usado en las ecuaciones debe ser estimado con cuidado. En los cálculos deberían ser usadas las cargas permanentes y variables en servicio, no las de diseño. Para pisos de oficina, se sugiere que la carga viva sea tomada como  $0,5 \text{ kN/m}^2$  ( $51 \text{ Kg/m}^2$ ). Esta carga variable es para áreas típicas de oficina con escritorios, gabinetes, archivo, librerías, etc. Un valor inferior podría ser usado si algunos artículos no están presentes. Para pisos residenciales, se sugiere que la carga viva sea tomada como  $0,25 \text{ kN/m}^2$  ( $25,5 \text{ Kg/m}^2$ ). Para pasarelas, gimnasio y pisos de centro comercial, se propone que la carga viva sea tomada como cero, o al menos casi cero. Murray, et. al (2003).

### ***3.4. Deflexión por flexión***

#### ***3.4.1. Vigas o correas continuas***

Las ecuaciones desde la (34) a la (36) se aplican para correas continuas sobre apoyos para situaciones donde el peso distribuido actúa en dirección del desplazamiento modal, es decir hacia abajo donde el desplazamiento modal es abajo y no hay carga en donde los desplazamientos son hacia arriba.

Los tramos adyacentes se desplazan en sentidos contrarios y, por lo tanto, para una viga continua con tramos iguales la frecuencia fundamental es igual a la frecuencia natural de un tramo simplemente apoyado.

Donde los tramos no son iguales se debe consultar la guía de diseño, ya que Murray, Allen y Ungar proponen unas ecuaciones para el estudio de la deflexión al variar la longitud de los tramos.

### 3.4.2. Miembros continuos con acción de columnas

Murray, Allen y Ungar (2003) establecen que la frecuencia natural de una viga unida por conexiones de momento a columnas son aumentados debido a la restricción en los apoyos.

Este efecto es importante considerarlo en edificios altos con columnas largas. La siguiente relación puede ser usada para estimar la deflexión por flexión de una viga conectada mediante una conexión de momento con las columnas, similar a la configuración mostrada en la figura 15.

$$\Delta = \left[ \frac{0,6 + 2 \frac{k_m}{k_s} (1 + 1,2\lambda) + 0,6n_c \frac{k_c}{k_s}}{3 + 2 \frac{k_m}{k_s} + 3n_c \frac{k_c}{k_s}} \right] \Delta_{ss} \quad (37)$$

$$k_m = I_M/L_M$$

$$k_s = I_S/L_S$$

$$k_c = I_C/L_C$$

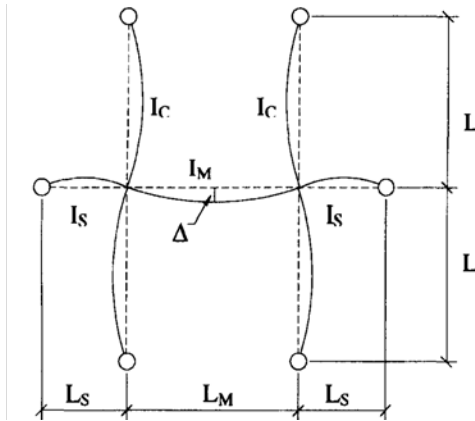
$I$  = Momento de inercia

$L_M, L_S$  y  $L_C$  = están definidos en la figura 15.

$\Delta_{ss}$  = Deflexión o flecha de una viga simplemente apoyada con longitud  $L_m$  bajo las cargas a las que esta sometida.

$$\lambda = (L_S/L_M)^2$$





**Figura 15:** Deflexiones por flexión, para correas o vigas continuas con columnas.  
**Fuente:** Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

### 3.4.3. Voladizos

Murray, et. al (2003) establecen que la frecuencia natural de un voladizo fijo o empotrado puede ser estimada usando las ecuaciones (34) hasta la (36), y para calcular la  $\Delta$  se usa la siguiente ecuación -carga uniformemente distribuida-:

$$\Delta = \frac{wL^4}{8EI} \quad (38)$$

y para una carga concentrada en el borde:

$$\Delta = \frac{wL^3}{3EI} \quad (39)$$

Los voladizos, sin embargo, son difíciles de conseguir totalmente empotrados en su apoyo. Las ecuaciones siguientes pueden ser usadas para estimar la deflexión o flecha por flexión de un voladizo/viga/columna como lo mostrado en la figura 17. Si la deflexión del voladizo,  $\Delta_T$  excede la deflexión del tramo que le antecede,  $\Delta_B$  entonces:

$$\Delta = \Delta_T = C_m \left[ 1 + \frac{4 L_B}{3 L_t} \cdot 1 \frac{1 + 0,25 \frac{L_B^2}{L_t^2}}{3 + n_c \frac{k_c}{k_b}} \right] \Delta_F \quad (40)$$

Si sucede lo opuesto entonces:

$$\Delta = \Delta_B = \left[ 1 + 2,4 \left( \frac{\frac{L_T^2}{L_B^2} - 0,5 \frac{k_c}{k_b}}{1 + n_c \frac{k_c}{k_b}} \right) \right] \Delta_{ss} \quad (41)$$

$$k_B = I_B/L_B$$

$$k_c = I_C/L_C$$

$L_C, L_B$  y  $L_T$  = definidos en las figuras 16 y 17.

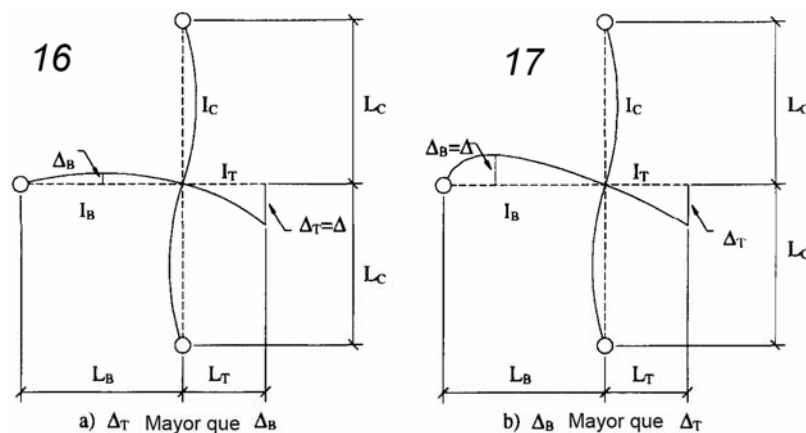
$C_m = 0,81$  para carga distribuida y  $1,06$  para una carga concentrada en el borde.

$n_c = 2$  si las columnas se encuentran arriba y abajo,  $1$  si sólo hay por encima o solo por debajo del volado.

$\Delta_F$  = Deflexión o flecha de un voladizo empotrado, bajo la acción de las cargas a las que esta sometido.

$\Delta_{ss}$  = Deflexión o flecha de una viga simplemente apoyada con longitud  $L_m$  bajo las cargas a las que esta sometida.

Si el tramo anterior de la viga en cantilibre está apoyado sobre otra viga -ausencia de columnas-,  $k_c = 0$  en las ecuaciones (40) y (41)



**Figura 16 y 17:** Deflexiones por flexión para voladizo/viga/columna.

**Fuente:** Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

### *3.5. Deflexión por corte*

Murray, Allen y Ungar (2003) indican que para perfiles laminados, la deflexión producto de la deformación por corte es muy pequeña con respecto a la deflexión por flexión, por lo tanto esta puede ser despreciada si existe una acción mixta total entre el acero y el concreto, este efecto es importante considerarlo en perfiles de alma abierta tipo steel joist o en sistemas de piso con insuficientes conectores de corte, si este fuera el caso se deben tomar las provisiones necesarias en los cálculos corrigiendo la inercia transformada en una que represente mas acertadamente a la real.

### *4. Desarrollo del criterio de diseño de sistemas de piso para evitar vibraciones inducidas al caminar*

Murray, Allen y Ungar (2003) explican que los criterios de diseño de vibración existentes en Norteamérica están generalmente basados en impactos como el producido al caminar “golpe de talón” (heel-drop) estos fueron calibrados usando pisos construidos hace 20-30 años. Estos sistemas de piso generalmente tenían frecuencias naturales entre 5 y 8 Hz debido a reglas de diseño de ese entonces. Con el nuevo criterio de diseño de los estados límite y el uso común del concreto aligerado, los sistemas de piso se han hecho más livianos, causando frecuencias naturales más altas para las mismas disposiciones estructurales. Sin embargo, la longitud de las vigas y correas han aumentado, causando a veces disminución de frecuencias a menos de 5 Hz. La mayoría de los criterios de diseño existentes no evalúan correctamente sistemas con frecuencias por debajo de 5 Hz y por encima de 8 Hz.

Asimismo Murray, Allen y Ungar (2003) indican que el criterio de diseño para excitaciones producidas por el caminar que ellos proponen tiene aplicaciones más amplias que los criterios comúnmente usados. Lo anterior está basado en la respuesta dinámica de la viga de acero, y sirve para

evaluar sistemas estructurales de concreto y acero que soportan pasarelas, residencias, oficinas, y centros comerciales.

El criterio establece que el sistema de piso es satisfactorio si la aceleración pico,  $a_p$ , producida al caminar es una fracción de la aceleración de gravedad determinada por la ecuación (27) que se reescribe a continuación:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35 f_n)}{\beta w} \quad (27)$$

Al aplicar la ecuación no se debe exceder el límite de aceleración,  $a_o/g$  según el tipo de uso.

Los valores recomendados de  $P_o$  y  $\beta$  así como también los límites de  $a_o/g$  para varios tipos de uso están dados en la tabla 7. La figura 14 también puede ser usada para evaluar un sistema de piso.

Si la frecuencia natural de un piso es mayor que 9-10 Hz, la resonancia al caminar no ocurre, pero la vibración puede ser molesta. Murray, et. al (2003) indican que una rigidez mínima del piso bajo la acción de una carga concentrada de 1 kN por mm (101,97 kgf por mm.) es requerida para usos residenciales u oficinas, asegurando así el comportamiento satisfactorio de estos sistemas de piso, este criterio de rigidez debería ser usado en conjunto con el criterio de diseño por excitación al caminar. Los sistemas de piso con frecuencias fundamentales de menos de 3 Hz deberían ser evitados, porque pueden presentar problemas.

La siguiente sección está basada en Allen y Murray (1993), con esta se proporciona una orientación para poder estimar las propiedades del sistema de piso necesarias para poder aplicar el criterio anteriormente descrito.

#### ***4.1. Estimación de los parámetros requeridos***

Los parámetros en la Ecuación (27) son obtenidos o estimados de la tabla 7 ( $P_o$ ,  $\beta$  y  $a_o/g$ ) y la teoría antes explicada para el cálculo de ( $f_n$ ). Murray, et. al (2003) comentan que para sistemas de pisos, la frecuencia natural

fundamental ( $f_n$ ), y el peso efectivo del sistema de piso ( $W$ ), para el modo crítico son estimados primero considerando la viga y la correa por separado y luego combinándolos como lo explicado anteriormente.

**Tabla 7:** Valores recomendados para los parámetros de la ecuación 27 y los límites de  $a_o/g$ .  
**Fuente:** Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

Valores recomendados para los parámetros de la ecuación 27 y los límites de $a_o/g$			
	Fuerza constante $P_o$	Factor de amortiguamiento $\beta$	Límite de aceleración $a_o/g \times 100\%$
Oficinas, residencias e iglesias	0,25 KN ( 29,57 Kgf)	0,02-0,05*	0,50%
Centros comerciales	0,25 KN ( 29,57 Kgf)	0,02	1,50%
Pasarelas bajo techo	0,41 KN ( 41,80 Kgf)	0,01	1,50%
Pasarelas al exterior	0,41 KN ( 41,80 Kgf)	0,01	5,00%
* 0,02 para pisos con muy pocos elementos no estructurales, típico de áreas abiertas 0,03 para pisos con pocos elementos estructurales, como particiones desmontables 0,05 para pisos con divisiones de altura completa			

#### 4.1.1. Peso efectivo del panel, $W$

Murray, et. al (2003) estable que el peso efectivo del panel de la correa o del panel de la viga puede ser estimado como:

$$W = wBL \quad (42)$$

Donde:

$w$  = peso soportado por unidad de área

$L$  = longitud del miembro

$B$  = ancho efectivo

Para la correa el ancho efectivo es:

$$B_j = C_j (D_s / D_j)^{1/4} L_j \quad (43)$$

Pero no puede ser mayor que  $2/3$  x ancho del piso

Donde:

$C_j = 2,0$  para correas en la mayor parte de las áreas y  $1,0$  para correas paralelas a un borde.

$D_s =$  momento de inercia transformado de la losa (solo el concreto) por unidad de ancho  $(de)^3/12n$  ( $mm^3$ )

$de =$  espesor efectivo de concreto tomado como la altura de concreto sobre la costilla, mas  $\frac{1}{4}$  la altura de la costilla en los casos donde las vigas son paralelas a las costillas.

$n =$  relación modular entre el acero y concreto  $E_s/1,35E_c$  (1,35 por recomendaciones de Murray)

$E_s =$  modulo de elasticidad del acero

$E_c =$  modulo de elasticidad del concreto

$D_j =$  momento de inercia transformado de la correa por unidad de ancho  $It/s$   $mm^3$

$It =$  momento de inercia transformado (correa + concreto)

$S =$  separación de la correa

$L_j =$  longitud de la correa

Para el ancho efectivo del panel de la viga es:

$$B_g = C_g (D_j / D_g)^{1/4} L_g \quad (44)$$

Pero no puede ser mayor que  $2/3$  x largo del piso

Donde:

$C_g = 1,6$  para vigas que soportan correas de almas abiertas (steel joists) conectadas por el ala de la viga y  $1,8$  para vigas que soportan correas conectadas totalmente a las vigas.

$D_g =$  momento de inercia transformado por unidad de ancho  $(de)^3/12n$  ( $mm^3$ )

$L_g =$  longitud de la viga

Además los autores expresan que donde las correas o vigas son continuas sobre sus apoyos y la longitud del tramo adyacente es mayor que  $0,7$  veces la longitud en consideración, el peso de efectivo del panel,  $W_j$  o  $W_g$  puede ser aumentada en un  $50$  por ciento. Esto también se aplica a

secciones laminadas conectadas a corte con las vigas de carga pero no se usa en las steel-joist o perfiles de almas abiertas conectadas solo por el cordón superior. Esta mayoración tampoco aplica en vigas de carga que se conectan directamente a columnas ya que los efectos de continuidad generalmente no se toman en cuenta en estos casos.

Para el modo combinado, el peso de panel equivalente se aproxima usando:

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g \quad (45)$$

Donde:

$\Delta_j$  y  $\Delta_g$  = deflexión máximas de la viga o de la correa, debido al peso que soportan

$W_j$  y  $W_g$  = pesos efectivos del panel de viga o correa, calculado con la ecuación (42)

Murray, et. al (2003) establecen que la acción mixta con el concreto normalmente se asume al calcular  $\Delta_j$  y  $\Delta_g$  siempre y cuando existan suficientes conectores de corte para que se garantice una acción mixta total.

Si la longitud de la viga,  $L_g$  es menor que la longitud del ancho del panel de las correas, el modo combinado esta restringido y el sistema es efectivamente rígido. Este puede ser encontrado reduciendo la deflexión,  $\Delta_g$  usada en la ecuación (45) a:

$$\Delta'_g = \frac{L_g}{B_j} (\Delta_g) \quad (46)$$

Donde  $L_g/B_j$  es mayor que 0,5 y menor a 1,0.

Si la longitud de la correa es menor que la mitad de la longitud de la viga, la correa y el modo combinado deberían ser comprobados por separado.

### 4.1.2. Amortiguamiento

El amortiguamiento asociado con los sistemas de piso depende principalmente de los componentes no estructurales o mobiliarios. En la tabla 7 se recomiendan los factores de amortiguamiento modal  $\beta$ , estos varían desde 0,01 a 0,05 donde 0,01 es conveniente para pasarelas o pisos con ningún componente no estructurales o mobiliario y pocos usuarios. El valor 0,02 es utilizado para pisos con muy pocos componentes no estructurales o mobiliario, como pisos encontrados en centros comerciales, áreas de trabajo abiertas o iglesias. El valor 0,03 es conveniente para pisos con componentes no estructurales y mobiliarios, pero con sólo pequeñas particiones desmontables, típicas de muchas áreas de oficinas modulares. El valor 0,05 es conveniente para oficinas y residencias con paredes de altura completa. Estos factores de amortiguamiento modal recomendados son aproximadamente la mitad de los valores recomendados en el criterio anterior (Murray 1991, CSA S16.1-M89).

### 4.1.3. Rigidez de piso

Para sistemas de piso que tengan una frecuencia natural mayor de 9 a 10 Hz., Murray, Allen, Ungar (2003) establecen que el sistema debería tener una rigidez mínima bajo una fuerza concentrada de 1 kN por mm. El procedimiento siguiente se recomienda para calcular esta rigidez de piso. La deflexión del panel de correas bajo una carga concentrada,  $\Delta_{jp}$ , es estimada mediante:

$$\Delta_{jp} = \frac{\Delta_{oj}}{N_{eff}} \quad (47)$$

Donde:

$\Delta_{oj}$  = deflexión estática de una correa simplemente apoyado, debido a una fuerza concentrada de 1 kN (101,97 Kgf) calculando usando el mismo momento efectivo de inercia como fue usado para el calculo de la frecuencia.



$N_{eff}$  = numero efectivo de correas. La carga concentrada debe ser colocada para producir la deflexión máxima posible de la correa. El número efectivo de correas puede ser estimado de:

$$N_{eff} = 0,49 + 34,2 \frac{d_e}{S} + (9,0 \times 10^{-9}) \frac{L_j^4}{I_t} - 0,00059 \left( \frac{L_j}{S} \right)^2 \geq 1,0 \quad (48)$$

Para:

$$0,018 \leq \frac{d_e}{S} \leq 0,208$$

$$4,5 \times 10^6 \leq \frac{L_j^4}{I_t} \leq 257 \times 10^6$$

$$2 \leq \frac{L_j}{S} \leq 30$$

Donde:

$d_e$  = espesor efectivo de la losa.

$S$  = espaciado entre correas.

$L_j$  = longitud de la correa.

$I_t$  = momento de inercia transformado de la correa.

La ecuación (48) fue desarrollada por Kittennan y Murray (1994) y sustituye dos ecuaciones tradicionalmente usadas; ver a Murray (1991). La deflexión del piso total,  $\Delta_p$ , es estimada usando:

$$\Delta_p = \Delta_{jP} + \frac{\Delta_{gP}}{2} \quad (49)$$

Donde:

$\Delta_{gp}$  = la deflexión máxima de la viga más flexible debido a una carga concentrada de 1 kN (101,97 Kgf), usando el mismo momento de inercia como fue usado para el calculo de la frecuencia.

Las deflexión  $\Delta_{gp}$  y  $\Delta_{oj}$  son por lo general estimadas usando:

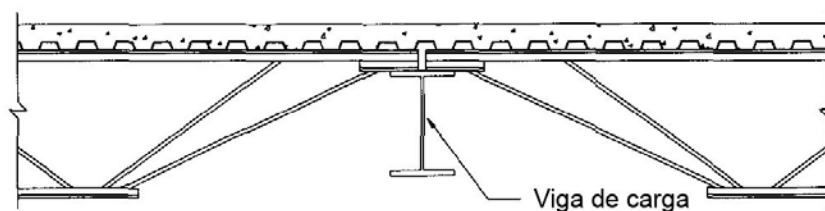
$$\Delta = \frac{P_1 L^3}{48EI_t} \quad (50)$$

#### 4.2. Aplicaciones del criterio

La aplicación del criterio requiere cuidadosas consideraciones por el Ingeniero Estructural, por ejemplo, el límite de aceleración puede ser diferente para pasarelas al aire libre cuya función es cruzar una vía con tráfico que a las ubicadas en áreas tranquilas como posiblemente las residenciales.

Como se muestra en la figura 18, una viga de alma abierta (steel joist) esta típicamente apoyada en los extremos en el ala de la viga y el cordón inferior no está conectado con la viga. Este apoyo provee menor continuidad en la flexión que correas y vigas con conexiones que transmitan el corte, las conexiones de los perfiles de alma abierta reducen tanto la rigidez lateral del panel de vigas como la participación de la masa de los paños adyacentes en la resistencia a la vibración inducida por las personas que caminan. Estos efectos son explicados como sigue:

- 1.- El coeficiente 1,8 en la ecuación (44) debe ser reducido a 1,6 por la disminución de la rigidez lateral al usar conexiones de correas de alma abierta (steel joist).
- 2.- Al no participar la masa de los paños anexos no se puede aumentar en un 50 por ciento el peso efectivo del panel de viga, como lo recomendado para conexiones correa-viga o viga-columna que si transmitan el corte.



**Figura 18:** Cordón inferior no conectado.  
**Fuente:** Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

#### *4.2.1. Bordes de piso Interiores*

Murray, Allen, Ungar (2003) indican que los bordes de piso interiores, como en áreas de mezzanina, requieren consideración especial debido a la reducción de masa producida por el borde libre. Donde el miembro de borde es un steel joist o una correa, una solución práctica es reforzarlo añadiendo otro steel joist o correa, o eligiendo una correa de borde con un momento de inercia 50 por ciento mayor.

Murray, et. al (2003) plantean que la experiencia hasta ahora ha mostrado que los bordes exteriores de edificios no requieren consideraciones especiales como los bordes de piso interiores. Los motivos de esto es que los exteriores incluyen los refuerzos debido al revestimiento exterior. Si estas condiciones no existen, los bordes de piso exteriores deberían ser calculados bajo las consideraciones especiales.

#### *4.2.2. Transmisión de la vibración*

Es posible que un sistema de piso sea juzgado como molesto debido a la transmisión de vibraciones transversales a las vigas de apoyo. En estas situaciones, cuando el piso es impactado en una posición los autores plantean que a veces hay una percepción de "una onda" que se mueve desde la posición de impacto en una dirección transversal a las vigas de apoyo. El criterio recomendado no se dirige a este fenómeno, pero Murray plantea que un cambio en el sistema estructural eliminará el problema. Si a una correa o steel joist se le cambia periódicamente su rigidez o espaciado, aproximadamente en 50 por ciento en cada tercer paño, "la onda" es interrumpida en esa posición y el movimiento del piso es menos molesto. Las paredes fijas, consiguen el mismo resultado.

### *5. Desarrollo del criterio de diseño para excitaciones rítmicas*

La necesidad de un criterio de diseño para actividades rítmicas ha aumentado debido al incremento de la cantidad de problemas asociados a

estas actividades. En algunos casos, las aceleraciones cíclicas de sistemas de piso han causado problemas de fatiga estructurales. Murray, Allen y Ungar (2003) reseñan que las vibraciones debido a actividades rítmicas fueron por primera vez reconocidas en el National Building Code of Canada (NBC) de 1970, donde se comentaba que la resonancia debido a actividades rítmicas puede ser un problema si la frecuencia del piso es menor de 5 Hz. Para el comentario del NBC de 1975, este valor fue aumentado a 10 Hz pero solamente para actividades muy repetitivas como el baile. Un criterio de diseño para estas actividades basado en una carga y respuesta dinámica fue introducido por primera vez en el comentario del NBC de 1985 y posteriormente fue mejorado en el comentario del NBC 1990 donde reconocía la importancia de los lugares sensibles. El criterio de diseño del NBC 1990, usa los límites de aceleración de la tabla 8 y es el explicado mas adelante. La aplicación de este eliminará los problemas de fatiga.

**Tabla 8:** Valores límites de aceleración para vibración debido a actividades rítmica.  
**Fuente:** Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

Valores límites de aceleración para vibración debido a actividades rítmica	
Sectores afectados por la vibración	Aceleración límite. % gravedad
Oficina o residencial	0,4 - 0,7
Restaurante o levantamiento de pesas	1,5 - 2,5
Solo actividades rítmicas	4 - 7

Como se comento, el siguiente criterio de diseño para la excitación rítmica está basado en una función de carga dinámica para actividades rítmicas y la respuesta dinámica de la estructura de piso:

$$f_n \geq (f_n)_{req} = f \sqrt{1 + \frac{k\alpha_i w_p}{w_i (a_o / g)}} \quad (51)$$

donde:

$f_n$  = frecuencia natural del sistema de piso

$(f_n)_{req}$  = frecuencia natural mínima requerida para prevenir vibraciones inaceptables en cada frecuencia de la fuerza

$f$  = frecuencia de la fuerza

$i$  = numero del armónico

$f_{step}$  = frecuencia de paso

$k$  = constante que puede ser 1,3 para el baile, 1,7 para conciertos en vivo o eventos deportivos y 2,0 para aeróbic

$a_i$  = Coeficiente dinámico de la fuerza armónica

$a_p/g$  = límite de aceleración pico de la figura 14 en el rango de frecuencias entre 4-8 Hz.

$w_p$  = peso efectivo por unidad de área de los participantes distribuidos sobre el panel de piso.

$w_t$  = peso distribuido efectivo por unidad de área del panel de piso incluyendo

La tabla (10), esta basada en la ecuación (51), en ella se expresan las frecuencias naturales requeridas para cuatro casos típicos. Murray, Allen y Ungar (2003) explican que un modelo por computadora y la función de carga apropiada descrita en la tabla (9) puede ser usado para determinar aceleraciones de vibración en todas las partes del edificio. Estas aceleraciones deben ser comparadas con los límites de aceleración dados en la tabla (8) para varios tipos de uso.

### **5.1. Estimación de los parámetros necesarios**

Murray, Allen y Ungar (2003) establecen que el parámetro estructural más importante que debe ser considerado en la prevención de problemas de vibración de edificio generadas por actividades rítmicas, es la frecuencia natural fundamental de la vibración vertical de la estructura,  $f_n$ . También es importante la función que carga de la actividad (tabla 9) y la transmisión de la vibración a lugares sensibles del edificio. De menor importancia son el peso del sistema de piso y el factor de amortiguamiento.

### *5.1.1. Frecuencia natural fundamental*

La frecuencia natural fundamental del sistema de piso es más importante cuando se estudia la vibración por excitación rítmica que cuando se analiza la vibración inducida al caminar, es por esto que se debe tener más cuidado en su estimación. Para determinar la frecuencia natural fundamental, es importante tener presente que la estructura se extiende hasta las fundaciones. La ecuación (36) puede ser usada para calcular la frecuencia natural de la estructura, incluyendo las correas, vigas y columnas.

Es importante tomar en cuenta que cada deflexión usada en la ecuación (36) es el resultado de todo el peso soportado por cada miembro, incluso incluyendo el peso de las personas. La rigidez a flexión de los miembros del sistema de piso, deberían incluir la acción mixta. La contribución de la deflexión de la columna, es por lo general pequeña comparado con la de la viga en edificios con pocos pisos (1-5), pero se hace significativa para edificios con varios pisos (> 6). Para un edificio con muchos pisos (> 15), la frecuencia natural puede estar en resonancia con el segundo armónico de la frecuencia de actividades con saltos (Allen, 1990).

Un valor más exacto de la frecuencia natural se puede obtener mediante un modelo computarizado del sistema estructural completo.

### *5.1.2. Límite de aceleración $a/g$*

Murray, Allen y Ungar (2003) comenta que es recomendado, que al aplicar la ecuación (51), un límite de 0,05 -equivalente al 5 por ciento de la aceleración de la gravedad- no se exceda, aunque este valor sea menor al que se conoce como el aceptado por los participantes en actividad. El límite de 0,05 se utiliza para proteger de la vibración a los lugares sensibles de la edificación. Un procedimiento más exacto consiste en, primero estimar la aceleración máxima de un sistema de piso sometido a una actividad, esto se consigue mediante las ecuaciones (29), (30) y (31), posteriormente se calcula la aceleración en un lugar sensible de la edificación, usando la forma modal. Estas aceleraciones estimadas se comparan con los valores límites de la

tabla (8) Las formas modales pueden ser determinadas mediante un análisis computarizado.

**5.1.3. Parámetros de carga rítmica,  $w_p$ ,  $\alpha_i$  y  $f$**

Para el área usada en la actividad rítmica, el peso distribuido de los participantes ( $w_p$ ), puede ser estimado de la tabla (9). En casos donde los participantes sólo ocupan una parte de la longitud del elemento, el valor ( $w_p$ ) puede ser reducido. Los valores de  $\alpha_i$  y  $f$  también son recomendados en la tabla (9).

Tabla 9: Estimación de la carga durante eventos rítmicos.  
Fuente: Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

Estimación de la carga durante eventos rítmicos				
Actividad	Frecuencia de la fuerza $f$ (Hz)	Peso efectivo de los	Coeficiente dinámico $\alpha$	Constante $K$
		Kgf./m <sup>2</sup>		
<b>Baile</b>				
Primer armónico	1,5 - 3	61	0,5	1,3
<b>Conciertos y eventos deportivos</b>				
Primer armónico	1,5 - 3	153	0,25	1,7
segundo armónico	3 - 5	153	0,05	1,7
<b>Ejercicio con saltos (aerobics)</b>				
Primer armónico	2 - 2,75	20	1,5	2
Segundo armónico	4 - 5,5	20	0,6	2
Tercer armónico	6 - 8,25	20	0,1	2

**5.1.4. Peso efectivo,  $w_t$**

Murray, et. al (2003) indican que para un panel de piso simplemente apoyado soportado rígidamente, el peso efectivo es simplemente igual al peso distribuido del sistema de piso más los participantes. Si el piso soporta un peso adicional, esto puede ser considerado aumentando el valor de  $w_t$ , si las columnas vibran considerablemente, hay un aumento de la masa efectiva y debe ser estudiada. La incidencia de una carga concentrada adicional,  $w_c$ , puede ser calculada incrementando el  $w_t$  en:

$$2w_c y^2 / LB \quad (52)$$

donde:

$y$  = factor de desplazamiento modal en la posición mas desfavorable

L = longitud

B = ancho efectivo del panel, que puede ser aproximado como el ancho ocupado por los participantes

La continuidad de miembros sobre apoyos en paneles de piso adyacentes también puede aumentar la masa efectiva, pero el aumento no será mayor que el 50 por ciento.

**5.1.5. Factor de amortiguamiento,  $\beta$**

En el criterio de diseño para vibraciones rítmicas Murray, Allen y Ungar (2003) establecen que como los participantes contribuyen al amortiguamiento, un valor de aproximadamente 0,06 puede ser usado, este valor es mayor que el mostrado en la tabla (7) usado en el criterio de diseño para contrarrestar vibraciones inducidas al caminar.

Tabla 10: Aplicación del criterio de diseño de la ecuación (51) para actividades rítmicas. Fuente: Modificado Murray, Allen, Ungar (2003)

Aplicación del criterio de diseño de la ecuación 51 para actividades rítmicas				
Actividad, Aceleración límite, Tipo de piso.	Frecuencia de la fuerza $f$ (Hz)	Peso efectivo de los participantes ( $w_p$ )	Peso total ( $w_t$ )	Frecuencia natural mínima requerida $f_n$ (Hz)
		Kgf./m <sup>2</sup>	Kgf./m <sup>2</sup>	
<b>Baile junto a cena</b> ao/g = 0,02				
1.- Piso pesado 510 Kgf./m2	3	61	571	6,4
2.- Piso liviano 255 Kgf./m2	3	61	316	8,1
<b>Conciertos y eventos deportivos</b> ao/g = 0,06				
1.- Piso pesado 510 Kgf./m2	5	153	663	8,8
2.- Piso liviano 255 Kgf./m2	5	153	408	9,2
<b>Solo aerobics</b> ao/g = 0,06				
1.- Piso pesado 510 Kgf./m2	8,25	20	530	8,8
2.- Piso liviano 255 Kgf./m2	8,25	20	275	9,2
<b>Ejercicio con saltos mas levantamiento de pesas</b> ao/g = 0,02				
1.- Piso pesado 510 Kgf./m2	8,25	12	522	9,2
2.- Piso liviano 255 Kgf./m2	5,5	12	267	10,6

**5.2. Aplicación del criterio de diseño para excitaciones rítmicas**

El diseñador al principio debe determinar si se contemplan actividades rítmicas en el edificio, y de ser así, en donde. En una etapa temprana en el proceso de diseño es posible localizar donde se realizarán las actividades



rítmicas y donde se encontrarán los lugares sensibles, de esta forma se puede minimizar los futuros problemas de vibración y los gastos requeridos evitarlos. Es una buena práctica que en esta temprana etapa de diseño, se consideren soluciones estructurales para prevenir futuros problemas de vibración. Estas soluciones pueden ser el uso de sistemas que controlen las aceleraciones en el edificio o por ejemplo el aislamiento del piso donde se realiza la actividad rítmica del resto del edificio.

La aplicación del criterio implica tres etapas complejas. La primera consiste en establecer una frecuencia natural mínima aproximada de la tabla (10) y estimar la frecuencia natural de la estructura usando la ecuación (36). La segunda etapa consiste en cálculos a mano usando la ecuación (51), o bien las ecuaciones (29), (30) y (31), para encontrar una frecuencia natural mínima más exacta y de nuevo calcular la frecuencia natural de la estructura usando la ecuación (36), esta debe incluir las deformaciones por corte y los efectos de continuidad. La tercera etapa requiere que una análisis por computadora determine las frecuencias naturales y las formas modales, identificando las críticas, además debe estimar las aceleraciones de vibración en todas partes del edificio con relación a la aceleración máxima en el sistema de piso donde se realiza la actividad y finalmente comparar estas aceleraciones en los lugares críticos del edificio con los límites de aceleraciones de la tabla (8).

En resumen, los aspectos más importantes de la aplicación del criterio de diseño rítmico son la frecuencia natural fundamental del sistema estructural y las aceleraciones de la vibración en lugares sensibles. El lugar donde se realizará la actividad rítmica dentro del edificio es por lo general la decisión de diseño más importante.

## ***6. Evaluación de problemas de vibración y medidas correctivas***

A continuación se desarrollan las pautas para evaluar la vibración y las posibles medidas correctivas para poder resolver dichos problemas en

edificios que ya estén contruidos, como se ha comentado igualmente estas consideraciones son las planteadas por Murray, Allen y Ungar (2003) en su guía de diseño.

## **6.1. Evaluación**

### **6.1.1. ¿Cuándo evaluar?**

Muchos problemas de vibración han sido evaluados después de que ellos ocurrieron, pero el Ingeniero Estructural debería estar consciente e informar a sus clientes que un cambio uso, como la introducción de un gimnasio o de maquinaria pesada o la instalación de equipos sensibles, pueden causar problemas difíciles de resolver. Es siempre ventajoso abordar las potenciales dificultades antes de que estas ocurran.

### **6.1.2. Determinación de la fuente**

En primer lugar, es importante determinar la fuente de la vibración bien sea por caminar, actividades rítmicas, equipos o fuentes externas al edificio que transmiten la vibración por la tierra.

### **6.1.3. Inicio de la evaluación**

Se pueden realizar:

- Ensayos de rendimiento
- Cálculos
- Mediciones de la vibración

Murray, et. al (2003) explican que un *ensayo del rendimiento de una estructura*, es en particular útil antes de un cambio de uso de un piso existente, por ejemplo, el efecto que tendría un cuarto para aeróbic puede ser evaluado antes, realizando una clase típica mientras las personas se localizan en sitios sensibles para poder así poder percibir la vibración, otro ejemplo puede ser simplemente que personas caminen y otras se coloquen en posiciones futuras para un uso de oficina o residencial.

Además los autores citados expresan que los *cálculos* antes descritos pueden ser usados para evaluar las propiedades dinámicas de una

estructura y estimar la respuesta de la vibración causada por una carga dinámica originada por actividades humanas, sin embargo estos, pueden estar asociados con cierta incertidumbre, por lo tanto realizar ensayos es siempre preferible. Igualmente se plantea que las *mediciones* pueden ser usadas para evaluar las propiedades dinámicas de una estructura, así como cuantificar las vibraciones asociadas con las actividades humanas. Las propiedades dinámicas y los niveles de aceleración determinados por ensayos o cálculo son necesarios para diseñar modificaciones.

### *6.2. Diseño de modificaciones*

A continuación se plantean los lineamientos básicos en la selección de medidas correctivas que Murray, et. al (2003) comentan.

#### *6.2.1. Reducción de los efectos*

En algunas situaciones se puede solucionar el problema sin hacer algo que disminuya la vibración estructural, pero si se pueden tomar medidas que reduzcan la molestia asociada. Esto incluye la eliminación de vibraciones molestas como el ruido debido a la agitación, otra por ejemplo es el cambio de equipos mobiliario o componentes no estructurales que vibran y produzcan ruidos molestos producto del movimiento del piso.

#### *6.2.2. Reubicación*

La fuente de la vibración por ejemplo una maquinaria o un área puede ser trasladado, es preferible hacer esto antes de que las áreas definitivas de un edificio sean finalizadas por ejemplo, un salón de ejercicio de aeróbic podría ser reubicado del último piso de un edificio a una planta baja. Las quejas sobre la vibración inducida al caminar pueden ser a veces resueltas trasladando a las personas afectadas, por ejemplo colocándolos cerca de una columna donde las vibraciones son siempre menores que en el medio de un tramo.

### *6.2.3. Reducción de la masa*

Reducir la masa no es por lo general muy eficaz debido a que resulta en la disminución de la resistencia inercial a los impactos o a la vibración resonante. Sin embargo, de vez en cuando, reducir la masa puede aumentar suficientemente la frecuencia natural de modo que la resonancia sea evitada.

### *6.2.4. Reforzar*

Vibraciones producidas al caminar o actividades rítmicas pueden ser minoradas aumentando la frecuencia natural del piso usando los criterios de diseño antes comentados. La mejor forma de lograr esto es aumentando la rigidez estructural.

Para pequeñas cargas dinámicas, como las producidas al caminar, una evaluación del sistema de piso estructural que considere sólo las vigas y las correas por lo general es suficiente. Para cargas dinámica severas por ejemplo ejercicios rítmicos y equipo pesado la evaluación debe considerar la estructura del edificio en conjunto, incluso las columnas y posiblemente las fundaciones.

### *6.2.5. Incremento del amortiguamiento*

Las vibraciones del piso pueden ser mejoradas aumentando su amortiguación. El amortiguamiento que existe en los pisos depende principalmente de la presencia de componentes no estructurales, como paredes, techos, área de servicios mecánicas, mobiliario y en el número de personas presentes.

La adición de componentes no estructurales que interactúan con la estructura del piso, como los drywall, añaden un poco de amortiguación, la adición de tales particiones puede ser beneficiosa para las vibraciones inducidas por caminar.

### *6.2.6. Control pasivo*

El control pasivo de los pisos en su forma de Sistemas Inerciales Acoplados (SIA) en inglés: tuned mass dampers (TMD), han sido usado con

diversos grados de éxito. Un sistema inercial acoplado (SIA) es una masa conectada a la estructura del piso a través de un resorte y un amortiguador. El SIA previene la vibración resonante del piso mediante la transferencia de energía cinética desde el piso a la masa del SIA y disipando un poco de esta energía mediante los amortiguadores internos. Un SIA es eficaz, sólo si la frecuencia natural del mismo es casi la misma que la frecuencia del modo que causa el problema de vibración.

Los sistemas inerciales acoplados son los más eficaces si hay un sólo modo significativo de la vibración (Bachmann y Weber, 1995; Webster y Vaicajtis, 1992). Ellos son menos eficaces si hay dos o más modos problemáticos de vibración cuyas frecuencias naturales estén muy cerca la una de la otra (Murray, 1996) y son ineficaces para vibraciones fuera de resonancia como puede ocurrir durante actividades rítmicas.

---

## CAPÍTULO III

### MÉTODO

Para llevar a cabo esta investigación se utilizarán las propiedades o características de un proceso de estudio cuantitativo, ya que este tipo de estudio así lo requieren.

Se delimitarán los procedimientos de orden metodológico, a través de los cuales se intenta dar respuesta a las diversas interrogantes objeto de investigación, a fin de crear condiciones de fiabilidad, objetividad y validez de los hechos estudiados, los resultados y las conclusiones que de ella se originen. A continuación se describirá los detalles de la investigación.

#### *1. Tipo de investigación*

De acuerdo a la naturaleza del problema planteado, esta investigación se considera del tipo aplicada, denominada también por Tamayo (1999) como activa o dinámica, ya que depende de los descubrimientos que en ella se encuentren y de su aporte teórico. Su propósito es el de confrontar la teoría con la realidad. La investigación aplicada busca el conocer para hacer, para actuar, para construir, para modificar. (p.51)

Por otra parte, también se considerada como un proyecto del tipo factible, ya que consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades. (UPEL, 2003).

#### *2. Diseño de la investigación*

El diseño de la investigación corresponde al tipo documental, debido a que el estudio del problema se realiza con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo principalmente en

---

trabajos previos, datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos. (UPEL, 2003).

### *3. Fases de la investigación*

El trabajo de investigación a realizar constara de 3 fases de desarrollo en su parte metodológica:

#### *3.1. FASE I: Recopilación bibliográfica*

Esta fase es de gran importancia ya que en ella se realiza la recopilación del material que conformará la teoría y el marco metodológico de la misma, con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de la naturaleza del problema en estudio. Todo esto se logrará a través de la indagación exhaustiva y sistemática de material bibliográfico, audiovisual o electrónico, que directa o indirectamente aportarán información útil para el desarrollo de este trabajo especial de grado.

#### *3.2. FASE II: Tabulación de parámetros de diseño*

Para el desarrollo de esta fase, se elaborarán hojas de cálculo y tablas de los distintos elementos que conforman los sistemas de piso basados en los parámetros establecidos en La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites, a fin de facilitar al Ingeniero el diseño y selección del tipo de configuración estructural y todos sus elementos (espesor de la losa de concreto, correas y vigas), acorde a las solicitaciones presentes en sus distintas etapas (constructiva, servicio y agotamiento). De igual forma se realizarán hojas de cálculo que permitan establecer los niveles de vibración del sistema de piso con la finalidad de garantizar confort de los usuarios.

#### *3.3. FASE III: Fijación de un Procedimiento de Diseño para losas de acero*

Utilizando las hojas de cálculo y las tablas de la fase anterior, las cuales facilitarán las pautas a seguir para el cumplimiento de esta fase, se

fijará un procedimiento para el diseño de distintos sistemas de piso, tomando en consideración todas las posibles fallas que puedan originarse en cada uno de los miembros estructurales.

#### *4. Población y muestra*

##### *4.1. Población*

En la presente investigación las unidades de análisis objeto de observación y estudio, serán los sistemas de piso o losas mixtas acero-concreto. Todas ellas constituyen la población o universo de estudio para la investigación planteada.

Se destaca que la población de losas está referida a perfiles laminados y electro-soldados que conforman sistema de piso paralelos al plano horizontal.

##### *4.2. Muestra*

Como anteriormente se ha indicado, la población en estudio está integrada por sistemas de piso en acero, y dadas las características de esta población de diversas variantes en su diseño y concepción, se tomarán como unidades de estudio a un conjunto de paños típicos, estos se diseñaran con el fin de generar soluciones y establecer recomendaciones.

#### *5. Técnicas de recolección de datos*

Con el objeto de recopilar toda la información necesaria para el desarrollo de este trabajo especial de grado, se hará uso principalmente de técnicas documentales. Se utilizará primeramente la observación documental como punto de partida en el análisis de las fuentes bibliográficas, mediante una lectura general de los textos, se iniciará la búsqueda y observación de los hechos presentes en los materiales escritos consultados que son de interés para esta investigación. Esta lectura inicial, será seguida de varias lecturas más detenidas y rigurosas de los textos, a fin de extraer los



planteamientos esenciales y los aspectos más relevantes. Posteriormente se usará la técnica de presentación resumida, que permitirá plasmar de manera fiel y en síntesis las ideas básicas que contienen las obras consultadas para lograr el objetivo de la investigación.

## **CAPÍTULO IV**

### **DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO**

#### *1. Diseño de la losa mixta acero-concreto*

Uno de los objetivos de esta investigación es el de analizar sistemas de piso, en el cual la selección del espesor total de losa de concreto y la lámina acanalada son pasos fundamentales en el diseño general del sistema.

Esta selección y diseño se fundamenta en los resultados obtenidos por Bilbao (2004) en su Trabajo Especial de Grado, del cual se tomó como referencia lo investigado en losas mixtas acero-concreto.

Bilbao (2004) en el Capítulo 3 ofrece una serie de tablas que permiten seleccionar el tipo de lámina, el calibre y el espesor de concreto para distintas cargas, y separaciones de correas que cumplan con todos los requerimientos establecidos por las normas para todas las etapas de funcionamiento: montaje, servicio y agotamiento. El diseño de las losas mixtas de concreto se fundamenta en la teoría de flexión, pero tiene algunas variantes con respecto al diseño de miembros a flexión presentado en el Capítulo I. Por este motivo a continuación se muestra un resumen de los procedimientos utilizados por Bilbao, E. para generar las tablas que se utilizan en el diseño.

##### *1.1. Etapa de montaje*

En esta fase la lámina acanalada funciona como encofrado del concreto fresco que se vaciará sobre ella, por lo tanto debe ser capaz de resistir su peso más el peso del concreto fresco y las cargas constructivas que establece la Norma. Además de esto la lámina debe cumplir con límites de deformación.

##### *1.1.1. Flecha admisible*

Bilbao (2004) expresa que en cuanto a la deformación o flecha, la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) de Estructuras de Acero para

edificaciones, restringe la flecha durante la construcción al menor valor entre  $L/180$  o  $20 \text{ mm.}$ , donde  $L$  es la longitud libre entre los apoyos de la lámina. Asimismo, establece en su Capítulo 29.5.1.1, que la carga durante la construcción será la que genere el efecto más desfavorable entre una carga uniforme de  $100 \text{ Kgf/m}^2$  ó una carga puntual de  $80 \text{ Kgf}$  en la posición más desfavorable. Conociendo la carga soportada ( $q$ ) por la lámina, su deflexión máxima permitida, la inercia de cada tipo de lámina ( $I_x$ ) y el módulo de elasticidad del acero ( $E_s$ ), utilizando la ecuación (53) se consigue la longitud máxima ( $L_L$ ) que soporta cada lámina.

$$L_L = \sqrt[4]{\frac{\Delta_{\max} 384 E_s I_x}{5q}} \quad (53)$$

Con esta ecuación se generaron tablas que establecen la separación máxima entre los apoyos -correas- para que no se sobrepase la deflexión máxima permisible de cada tipo de lámina, dependiendo del número de tramos, el calibre de la lámina y el espesor del concreto.

### 1.1.2. Tensión admisible

Utilizando la misma metodología, la separación máxima entre apoyos para láminas sin apuntalamiento debe ser aquella que genere una tensión que no exceda  $0,60f_y$  según recomendación del Steel Deck Institute (SDI) en el manual “Designing with Steel Form Deck”; en este caso el  $f_y$  es la tensión cedente del acero de la lámina. Bilbao (2004) utilizó la ecuación (54) junto con las ecuaciones que definen el momento flector de la lámina para uno, dos, tres y cuatro tramos:

$$f = \frac{M_{\max}}{S_{\min}} = 0,6f_y \quad (54)$$

Donde  $M_{\max}$  es el momento máximo positivo o negativo de la lámina y  $S_{\min}$  es el módulo de sección, es decir el menor valor entre  $S_{\text{tope}}$  y  $S_{\text{fondo}}$  (ver la tabla 1).

De esta manera consiguió las longitudes máximas entre apoyos que garantizan no sobrepasar la tensión admisible.

Luego de haber conseguido las tablas por condición de flecha y la generada por tensión admisible, solapó los resultados obteniendo una tercera tabla con las separaciones máximas entre apoyos en etapa constructiva. (Bilbao, 2004). A continuación se muestra un ejemplo de este procedimiento:

**Tabla 11:** Ejemplo de separación máxima entre apoyos por etapa constructiva para lámina de LOSACERO  
**Fuente:** Bilbao, Estebeni (2004). Trabajo Especial de Grado - UCV-

Longitudes máximas, según su <i>flecha</i> .																
Espesor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condición de apoyo	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Calibre	Máxima separación entre apoyos (m)															
18	2,34	3,17	2,91	2,97	2,27	3,08	2,83	2,89	2,16	2,93	2,68	2,74	2,07	2,80	2,57	2,63
20	2,14	2,91	2,67	2,73	2,08	2,83	2,59	2,65	1,98	2,68	2,46	2,52	1,89	2,57	2,35	2,41
22	1,98	2,69	2,47	2,52	1,93	2,61	2,40	2,45	1,83	2,48	2,27	2,33	1,75	2,37	2,18	2,23
Longitudes máximas, según su <i>tensión admisible</i> .																
Espesor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condición de apoyo	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Calibre	Máxima separación entre apoyos (m)															
18	2,58	2,58	2,89	2,79	2,47	2,47	2,77	2,67	2,29	2,29	2,56	2,48	2,14	2,14	2,40	2,32
20	2,27	2,27	2,53	2,45	2,17	2,17	2,42	2,34	2,01	2,01	2,24	2,17	1,88	1,88	2,10	2,03
22	2,01	2,01	2,25	2,18	1,93	1,93	2,16	2,08	1,78	1,78	1,99	1,93	1,67	1,67	1,86	1,80
Longitudes máximas para la <i>condición más crítica</i> en su montaje.																
Espesor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condición de apoyo	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Calibre	Máxima separación entre apoyos (m)															
18	2,34	2,58	2,89	2,79	2,27	2,47	2,77	2,67	2,16	2,29	2,56	2,48	2,07	2,14	2,40	2,32
20	2,14	2,27	2,53	2,45	2,08	2,17	2,42	2,34	1,98	2,01	2,24	2,17	1,88	1,88	2,10	2,03
22	1,98	2,01	2,25	2,18	1,93	1,93	2,16	2,08	1,78	1,78	1,99	1,93	1,67	1,67	1,86	1,80

## 1.2. Etapa de uso

Cuando el concreto se endurece, ambos materiales, lámina y concreto, comienzan a trabajar conjuntamente. El sofito metálico sirve de refuerzo positivo. En esta etapa se analiza el estado límite de servicio y el estado límite de agotamiento resistente. (Bilbao, 2004, p. 59)

### 1.2.1. Estado de servicio

Para esta fase la deflexión máxima instantánea producida por la carga viva no debe exceder  $L/360$ , donde  $L$  es igual a  $L_L$  para pisos que pudieran presentar daños por su deflexión. (COVENIN-MINDUR 1753, Tabla 9.5b).

Limitando la flecha de la losa en su etapa de servicio se puede hallar la sobrecarga admisible a la cual se puede someter, para un tramo simplemente apoyado se utiliza la siguiente ecuación (55):

$$q = \frac{E_s I_d}{0,01302 \times 360 L_L^3} \quad (55)$$

Donde  $I_d$  es la inercia efectiva, la cual es el promedio entre la inercia de la sección agrietada y la no agrietada. Para las losas de dos o más tramos se aplicaron ajustes en las deflexiones, mediante los cuales Bilbao (2004) generó tablas que muestran los valores de las cargas de servicio que soportan las distintas losas en un rango de longitudes que varían desde de un metro de separación hasta la separación máxima que se permite en la lámina por la etapa constructiva. A continuación se muestra un ejemplo de este tipo de tabla:

**Tabla 12:** Cargas máximas de servicio en Kgf./m<sup>2</sup> para lámina LOSACERO de 1,5" Calibre 18.  
**Fuente:** Bilbao, Estebeni (2004). Trabajo Especial de Grado - UCV-

Lámina LOSACERO. Calibre 18																
Espesor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condición de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kgf/m <sup>2</sup> )															
1,00	1783	4455	3429	3673	2350	5872	4519	4840	3886	9711	7474	8006	6042	15099	11620	12447
1,10	1339	3347	2576	2759	1765	4411	3395	3637	2920	7296	5615	6015	4539	11344	8730	9352
1,20	1032	2578	1984	2125	1360	3398	2615	2801	2249	5620	4325	4633	3497	8738	6724	7203
1,30	811	2028	1561	1672	1069	2673	2057	2203	1769	4420	3402	3644	2750	6873	5289	5666
1,40	650	1624	1249	1338	856	2140	1647	1764	1416	3539	2724	2918	2202	5503	4235	4536
1,50	528	1320	1016	1088	696	1740	1339	1434	1151	2877	2214	2372	1790	4474	3443	3688
1,60	435	1088	837	897	574	1433	1103	1182	949	2371	1825	1955	1475	3686	2837	3039
1,70	363	907	698	748	478	1195	920	985	791	1977	1521	1630	1230	3073	2365	2534
1,80	306	764	588	630	403	1007	775	830	666	1665	1281	1373	1036	2589	1992	2134
1,90	260	650	500	535	343	856	659	706	567	1416	1090	1167	881	2201	1694	1815
2,00	223	557	429	459	294	734	565	605	486	1214	934	1001	755	1887	1452	1556
2,10	193	481	370	397	254	634	488	523	420	1049	807	864	652	1630	1255	1344
2,20	167	418	322	345	221	551	424	455	365	912	702	752	*	1418	1091	1169
2,30	147	366	282	302	193	483	371	398	*	798	614	658		*	955	1023
2,40	129	322	248	266	*	425	327	350		*	541	579			841	*
2,50	*	285	219	235		376	289	310			478	512			*	
2,60		253	195	209		*	257	275			425	*				
2,70		*	174	187			230	246			*					
2,80			156	167			206	*								
2,90			141	*			*									
			*													

Nota: Estas cargas no incluyen la carga de construcción de la losa.  
 \*Máxima longitud permitida entre los apoyos en el montaje de la lámina.

Las demás tablas referentes a este tema pueden encontrarse en el apéndice F.

### *1.2.2. Estado de agotamiento resistente*

El diseño de las losas mixtas acero concreto esta basado en la capacidad de carga de acuerdo al modo de falla que predomina. Los dos principales modos de diseño son: la falla por adherencia al corte y la falla por flexión tanto en losas sub-reforzadas como en losas sobre-reforzadas.

#### *1.2.2.1. Resistencia al corte por adherencia*

El tipo de falla por adherencia se caracteriza por la formación de una grieta diagonal por tensión en el concreto, en los puntos donde la carga es aplicada o cerca de ellos. Posteriormente sucede la pérdida de la unión entre el concreto y la lámina de acero, lo que origina un notable deslizamiento al final de la luz de la losa. Este deslizamiento causa la pérdida de la acción mixta acero-concreto en un porcentaje de la luz. El deslizamiento usualmente ocurre al instante en que se alcanza la carga última de falla,  $V_e$ .

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) en su comentario C-29.6.1 afirma que es necesario establecer de manera experimental, las características de adherencia en cualquier sistema de acción mixta acero-concreto. Los ensayos se deben realizar de acuerdo con los lineamientos dados por el American Society of Civil Engineers (1992) o por el Canadian Sheet Building Institute (1988). Estos ensayos de laboratorio deben simular las condiciones que se dan en la práctica constructiva.

Asimismo, la norma anteriormente citada, afirma que el factor de minoración de resistencia al corte por adherencia es  $\Phi_v=0,60$ . (Tabla 29.1)

#### *1.2.2.2. Resistencia a la flexión*

Porter y Ekberg (1976) indican que los modos de falla por flexión en las losas mixtas sub-reforzadas, así como en las losas sobre-reforzadas son similares a los que ocurren en las vigas de concreto armado. La falla de una losa mixta sub-reforzada esta principalmente caracterizada por la cedencia del acero de la totalidad del sofito metálico en la sección de máximo momento positivo, mientras que la falla de la losa mixta sobre-reforzada se

verifica principalmente por el agrietamiento del concreto en la sección de mayor momento positivo.

Las losas cuya relación compresión/altura ( $c/d$ ) calculada mediante la ecuación (56), sea menor que la condición balanceada  $(c/d)_b$  definida en la ecuación (57), se considerarán sub-reforzadas, y en el caso contrario se clasificará como sobre-reforzadas.

$$(c/d) = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b d \beta_1} \quad (56)$$

$$(c/d)_b = \frac{6300(h-d)}{(6300 + f_y)d} \quad (57)$$

Donde  $b$  es el ancho unitario de la losa ( $b = 1000$  mm),  $d$  la altura del sofito metálico,  $h$  la altura nominal de la losa, medida externamente desde el sofito hasta el tope del concreto, y  $\beta_1$  tiene un valor de 0,85 para concretos de una resistencia menor a  $f'_c \leq 300$  Kgf/cm<sup>2</sup>, y para concretos con  $f'_c > 300$  Kgf/cm<sup>2</sup>,  $\beta_1 = 0,85 - 7,85 \cdot 10^{-4} (f'_c) \geq 0,65$ .

Bilbao (2004) calcula los valores de  $(c/d)$  y  $(c/d)_b$  para cada lámina de acero variando los espesores de concreto y los calibres, posteriormente realiza una comparación entre estos valores llegando a la conclusión que todas las losas estudiadas son del tipo sub-reforzada.

Utilizando entonces la teoría de diseño de losas sub-reforzadas, con la ecuación (58) se puede conseguir la altura del eje neutro ( $a$ ), y con esto es posible calcular la resistencia minorada a la flexión de cada configuración mediante la ecuación (59).

$$a = \frac{\phi_s A_s f_y}{0,85 \phi_c f'_c b} \quad (58)$$

$$M_{ru} = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (59)$$

Una vez obtenidos los momentos minorados ( $\phi_s M_{ru}$ ), se utilizan dentro de la ecuación (60) para conseguir la sollicitación última mayorada ( $q$ ) que

soporta cada tipo de losa. Este valor depende del número de tramos (#), el calibre de la lámina, la resistencia del concreto y la longitud entre apoyos ( $L_L$ ).

$$q = \frac{\phi_s M_{ru}}{\# L_L^2} \quad (60)$$

Un ejemplo de las tablas que Bilbao (2004) generó se muestra a continuación:

**Tabla 13:** Cargas últimas mayoradas para la lámina LOSACERO con resistencia del concreto de  $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ .

**Fuente:** Bilbao, Estebeni (2004). Trabajo Especial de Grado - UCV-

		$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$											
		LOSACERO											
		Calibre 18				Calibre 20				Calibre 22			
Condiciones de apoyos		Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)		Carga última mayorada ( $\text{Kg/m}^2$ )											
1,00		5786	10287	9040	9368	5145	9149	8040	8331	4424	7866	6913	7163
1,10		4781	8502	7471	7742	4252	7561	6644	6885	3656	6501	5713	5920
1,20		4018	7144	6278	6505	3573	6353	5583	5786	3072	5463	4800	4975
1,30		3423	6087	5349	5543	3045	5414	4757	4930	2618	4655	4090	4239
1,40		2952	5249	4612	4779	2625	4668	4102	4251	2257	4013	3527	3655
1,50		2571	4572	4018	4163	2287	4066	3573	3703	1966	3496	3072	3184
1,60		2260	4018	3531	3659	2010	3574	3141	3254	1728	3073	2700	2798
1,70		2002	3560	3128	3241	1780	3166	2782	2883	1531	2722	2392	2479
1,80		1786	3175	2790	2891	1588	2824	2481	2571	1365	2428	2134	2211
1,90		1603	2850	2504	2595	1425	2534	2227	2308	1225	2179	1915	1984
2,00		1446	2572	2260	2342	1286	2287	2010	2083	1106	1967	1728	1791
2,10		1312	2333	2050	2124	1167	2075	1823	1889	*	*	1567	1624
2,20		1195	2125	1868	1935	1063	1890	1661	1721			1428	1480
2,30		1094	1945	1709	1771	*	1729	1520	1575			1307	*
2,40		1004	1786	1569	1626		*	1396	1446			*	
2,50		*	1646	1446	1499			1286	1333				
2,60			1522	1337	1386			1189	*				
2,70			*	1240	1285			*					
2,80				1153	1195								
2,90				1075	*								

Nota: en estos valores de carga están incluidos los valores de peso propio y carga viva mayorados ( $1,2CP+1,2Csp+1,6CV$ ).

Las demás tablas referentes a este tema pueden encontrarse en el apéndice G.



## 2. Correas

Las correas son los elementos de soporte de la losa, generalmente son perfiles de acero que se encuentran simplemente apoyados sobre vigas de carga o auxiliares. Existen casos donde los perfiles poseen conexiones rígidas, sin embargo esto no es común y no será tomado en consideración en este trabajo de investigación. Asimismo, se consiguen sistemas de piso con correas tipo perfiles de alma abierta o Steel Joints, pero igualmente no serán incluidos en el presente estudio.

### 2.1. Diseño

El diseño de las correas se basa en la teoría de elementos a flexión presentada en el Capítulo I. Con este método de selección de correas se garantiza que sean capaces de resistir las cargas actuantes en cada una de las etapas: montaje, servicio y agotamiento, sin sobrepasar los esfuerzos ni las deformaciones permisibles.

#### 2.1.1. Etapa de montaje

En esta fase las correas funcionan como soporte de la lámina de acero y del concreto fresco que se vaciará sobre ella, por lo tanto debe ser capaz de resistir su peso, el peso de la lámina, el peso del concreto fresco y las cargas constructivas que establece la Norma, todo esto sin sobrepasar los límites de deformación y resistencia en la etapa constructiva.

##### 2.1.1.1. Flecha admisible

La flecha durante la construcción está limitada al menor valor entre  $L/180$  o 20 mm, donde  $L$  es la longitud de la correa. La carga constructiva será uniformemente distribuida de 100 Kg/m<sup>2</sup>. Esta carga hay que sumarle el peso de los materiales, perfil y concreto, despreciándose el peso de la lámina.

Lo que se busca en esta fase es determinar la máxima separación que puede tener una correa específica para que no exceder los límites de flecha, considerando únicamente las cargas constructivas.

De la ecuación (3), que determina la flecha para un elemento apoyado con una carga linealmente distribuida se puede despejar  $q$  y limitar la flecha ( $y_{max}$ ). La carga  $q_{fmax}$  representa entonces la capacidad de carga que posee una correa en Kgf/m para que este no supere la flecha permisible, creándose así la ecuación (61).

$$q_{f \max} = \frac{y_{\max} 384 E_s I}{5 L^4} \quad (61)$$

Si se selecciona un perfil y se conocen las cargas constructivas totales  $q_{cst}$  -peso del concreto, peso del perfil y la carga de 100 Kgf/m<sup>2</sup>- por metro cuadrado que genera una losa cualquiera se podría conocer  $S_{fmax}$ , que es la separación máxima entre perfiles para que estos no superen la restricción de flecha. Para lograr esto se utiliza la ecuación (62).

$$S_{f \max} = \frac{q_{f \max}}{q_{cst}} \left[ \frac{Kg / m}{Kg / m^2} \right] \quad (62)$$

Tomando los perfiles más comunes en correas: IPE, IPN y VP y con la finalidad de llevar el procedimiento a tablas se estimaron los valores de  $q_{cst}$  -cargas constructivas totales- para espesores de concreto entre 9 y 14 cm. de altura sobre diversas láminas. Tomando los pesos de concreto de la tabla (4), más el peso de cada perfil, asumiendo uno cada metro, más la carga constructiva de 100 Kgf/m<sup>2</sup> y combinando los pesos de las losas antes mencionados, se calculan las cargas constructivas totales para cada combinación de perfil-losa, y se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 14:** Cargas constructivas  $q_{cst}$  (perfil-losa) Kg/m<sup>2</sup>.

Cargas de construcción en Kg/m <sup>2</sup>					Cargas de construcción en Kg/m <sup>2</sup>					Cargas de construcción en Kg/m <sup>2</sup>				
Perfil	Espesor del concreto en cm.				Perfil	Espesor del concreto en cm.				Perfil	Espesor del concreto en cm.			
	9 cm.	10 cm.	12 cm.	14 cm.		9 cm.	10 cm.	12 cm.	14 cm.		9 cm.	10 cm.	12 cm.	14 cm.
Lámina de 1,5"					Lámina de 1,5"					Lámina de 1,5"				
IPE 100	264	288	336	384	IP N 100	264	288	336	384	VP 120x9,7	265	289	337	385
IPE 120	266	290	338	386	IP N 120	267	291	339	387	VP 140x12,4	268	292	340	388
IPE 140	268	292	340	388	IP N 140	270	294	342	390	VP 160x16,4	272	296	344	392
IPE 160	271	295	343	391	IP N 160	273	297	345	393	VP 180x17,7	273	297	345	393
IPE 180	274	298	346	394	IP N 180	277	301	349	397	VP 200x24,1	280	304	352	400
IPE 200	278	302	350	398	IP N 200	282	306	354	402	VP 250x29,1	285	309	357	405
IPE 220	282	306	354	402	IP N 220	287	311	359	407					
IPE 240	286	310	358	406	IP N 240	292	316	364	412					
Lámina de 6 cm.					Lámina de 6 cm.					Lámina de 6 cm.				
IPE 100	-	-	290	338	IP N 100	-	-	290	338	VP 120x9,7	-	-	291	339
IPE 120	-	-	292	340	IP N 120	-	-	293	341	VP 140x12,4	-	-	294	342
IPE 140	-	-	295	343	IP N 140	-	-	296	344	VP 160x16,4	-	-	298	346
IPE 160	-	-	297	345	IP N 160	-	-	300	348	VP 180x17,7	-	-	299	347
IPE 180	-	-	300	348	IP N 180	-	-	304	352	VP 200x24,1	-	-	306	354
IPE 200	-	-	304	352	IP N 200	-	-	308	356	VP 250x29,1	-	-	311	359
IPE 220	-	-	308	356	IP N 220	-	-	313	361					
IPE 240	-	-	312	360	IP N 240	-	-	318	366					
Lámina de 2,5"					Lámina de 2,5"					Lámina de 2,5"				
IPE 100	-	-	308	368	IP N 100	-	-	308	368	VP 120x9,7	-	-	310	370
IPE 120	-	-	310	370	IP N 120	-	-	311	371	VP 140x12,4	-	-	312	372
IPE 140	-	-	313	373	IP N 140	-	-	314	374	VP 160x16,4	-	-	316	376
IPE 160	-	-	316	376	IP N 160	-	-	318	378	VP 180x17,7	-	-	318	378
IPE 180	-	-	319	379	IP N 180	-	-	322	382	VP 200x24,1	-	-	324	384
IPE 200	-	-	322	382	IP N 200	-	-	326	386	VP 250x29,1	-	-	329	389
IPE 220	-	-	326	386	IP N 220	-	-	331	391					
IPE 240	-	-	331	391	IP N 240	-	-	336	396					
Lámina de 3"					Lámina de 3"					Lámina de 3"				
IPE 100	-	-	-	311	IP N 100	-	-	-	311	VP 120x9,7	-	-	-	312
IPE 120	-	-	-	313	IP N 120	-	-	-	314	VP 140x12,4	-	-	-	315
IPE 140	-	-	-	315	IP N 140	-	-	-	317	VP 160x16,4	-	-	-	319
IPE 160	-	-	-	318	IP N 160	-	-	-	320	VP 180x17,7	-	-	-	320
IPE 180	-	-	-	321	IP N 180	-	-	-	324	VP 200x24,1	-	-	-	327
IPE 200	-	-	-	325	IP N 200	-	-	-	329	VP 250x29,1	-	-	-	332
IPE 220	-	-	-	329	IP N 220	-	-	-	334					
IPE 240	-	-	-	333	IP N 240	-	-	-	339					

Teniendo las cargas constructivas totales ( $q_{cst}$ ), se necesita obtener la carga  $q_{fmax}$  que representa la capacidad de carga que posee cada perfil en Kg/m para que este no supere la flecha admisible. Para esto se utiliza la ecuación (61) y se limita la flecha a L/180 o 2 cm, lo que genera las tablas 15 y 15.1

**Tabla 15:** Cargas que soportan los perfiles IPE por condición de flecha  $q_{fmax}$  en Kg/m.

Carga que soporta cada perfil según su flecha (Kg/m)								
Luz de la correa (m)	IPE							
	100	120	140	160	180	200	220	240
3,0	567	1055	1795	2884	4380	6438	9192	12909
3,2	468	870	1479	2376	3609	5305	7574	10637
3,4	390	725	1233	1981	3009	4423	6315	8868
3,6	328	611	1039	1669	2535	3726	5320	7471
3,8	265	492	837	1344	2042	3001	4285	6018
4,0	215	401	682	1095	1663	2444	3490	4901
4,2	177	330	561	901	1368	2011	2871	4032
4,4	147	274	466	748	1136	1670	2384	3348
4,6	123	229	390	626	951	1398	1996	2802
4,8	104	193	329	528	802	1179	1683	2364
5,0	88	164	279	448	681	1001	1430	2008
5,2	75	140	239	383	582	856	1222	1716
5,4	65	121	205	330	501	736	1051	1476
5,6	56	104	177	285	433	636	909	1276
5,8	*	91	154	248	376	553	790	1109
6,0	*	79	135	216	329	483	689	968
6,2	*	69	118	190	288	423	605	849
6,4	*	61	104	167	254	373	533	748
6,6	*	54	92	148	224	330	471	661
6,8	*	*	82	131	199	293	418	587
7,0	*	*	73	117	177	261	372	523
7,2	*	*	65	104	158	233	332	467
7,4	*	*	58	93	142	209	298	418
7,6	*	*	52	84	128	188	268	376
7,8	*	*	*	76	115	169	241	339
8,0	*	*	*	68	104	153	218	306
8,2	*	*	*	62	94	138	198	278
8,4	*	*	*	56	86	126	179	252
8,6	*	*	*	51	78	114	163	229
8,8	*	*	*	*	71	104	149	209
9,0	*	*	*	*	65	95	136	191
9,2	*	*	*	*	59	87	125	175
9,4	*	*	*	*	55	80	114	161
9,6	*	*	*	*	50	74	105	148
9,8	*	*	*	*	*	68	97	136
10,0	*	*	*	*	*	63	89	125

**Tabla 15.1:** Cargas que soportan los perfiles IPN, VP por condición de flecha  $q_{fmax}$  (Kgf/m).

Carga que soporta cada perfil según su flecha (Kgf/ml)									Carga que soporta cada perfil según su flecha (Kgf/ml)						
Luz de la correa (m)	IPN								Luz de la correa (m)	VP					
	100	120	140	160	180	200	220	240		120	140	160	180	200	250
3,0	567	1088	1902	3103	4812	7102	10155	14104	3,0	1112	1965	2900	4347	7566	14568
3,2	468	897	1567	2557	3965	5852	8367	11621	3,2	916	1619	2390	3582	6234	12004
3,4	390	748	1306	2131	3306	4878	6976	9689	3,4	764	1390	1992	2986	5198	10008
3,6	328	630	1100	1796	2785	4110	5877	8162	3,6	643	1137	1678	2516	4379	8431
3,8	265	507	886	1446	2243	3310	4734	6575	3,8	518	916	1352	2027	3527	6791
4,0	215	413	722	1178	1827	2696	3856	5355	4,0	422	746	1101	1651	2873	5531
4,2	177	340	594	969	1503	2218	3172	4406	4,2	347	614	906	1358	2363	4551
4,4	147	282	493	805	1248	1842	2633	3658	4,4	288	509	752	1127	1962	3778
4,6	123	236	413	674	1045	1542	2204	3062	4,6	241	426	630	944	1643	3163
4,8	104	199	348	568	881	1300	1859	2582	4,8	204	360	531	796	1385	2668
5,0	88	169	296	483	748	1104	1579	2193	5,0	173	306	451	676	1177	2266
5,2	75	145	253	412	640	944	1350	1875	5,2	148	261	386	578	1006	1937
5,4	65	124	217	355	550	812	1161	1612	5,4	127	225	332	497	865	1665
5,6	56	108	188	307	476	702	1004	1394	5,6	110	194	287	430	748	1440
5,8	*	93	163	267	413	610	872	1211	5,8	95	169	249	373	650	1251
6,0	*	82	143	233	361	533	762	1058	6,0	83	147	218	326	567	1093
6,2	*	72	125	204	317	467	668	928	6,2	73	129	191	286	498	958
6,4	*	63	110	180	279	411	588	817	6,4	64	114	168	252	438	844
6,6	*	56	97	159	246	364	520	722	6,6	57	101	149	223	388	746
6,8	*	*	86	141	219	323	462	641	6,8	51	89	132	198	344	662
7,0	*	*	77	126	195	287	411	571	7,0	*	80	117	176	306	590
7,2	*	*	69	112	174	257	367	510	7,2	*	71	105	157	274	527
7,4	*	*	62	101	156	230	329	457	7,4	*	64	94	141	245	472
7,6	*	*	55	90	140	207	296	411	7,6	*	57	85	127	220	424
7,8	*	*	*	81	126	186	267	370	7,8	*	52	76	114	199	383
8,0	*	*	*	74	114	169	241	335	8,0	*	*	69	103	180	346
8,2	*	*	*	67	103	153	218	303	8,2	*	*	62	93	163	313
8,4	*	*	*	61	94	139	198	275	8,4	*	*	57	85	148	284
8,6	*	*	*	55	86	126	180	251	8,6	*	*	52	77	134	259
8,8	*	*	*	50	78	115	165	229	8,8	*	*	*	70	123	236
9,0	*	*	*	*	71	105	150	209	9,0	*	*	*	64	112	216
9,2	*	*	*	*	65	96	138	191	9,2	*	*	*	59	103	198
9,4	*	*	*	*	60	88	126	176	9,4	*	*	*	54	94	181
9,6	*	*	*	*	55	81	116	161	9,6	*	*	*	*	87	167
9,8	*	*	*	*	51	75	107	149	9,8	*	*	*	*	80	154
10,0	*	*	*	*	*	69	99	137	10,0	*	*	*	*	74	142

Ahora que se tienen las cargas constructivas ( $q_{cst}$ ) y la capacidad de carga por flecha ( $q_{fmax}$ ), se puede aplicar la ecuación (62) para así obtener la separación máxima entre correas en la etapa constructiva por condición de flecha ( $S_{fmax}$ ). A continuación se presentan en tablas la separación máxima entre perfiles IPE 120, IPN 120 y VP 120x9,7 para las láminas de 1,5", 6 cm, 2,5" y 3", respectivamente. Motivado a la cantidad de combinaciones y tablas que se generan de este cálculo, sólo se muestran cuatro de ellas.

**Tabla 16:** Separación máxima entre correas sobre lámina de 1,5" en etapa constructiva por condición de flecha (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"											
	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
3,0	3,97	3,64	3,12	2,73	4,08	3,75	3,21	2,82	4,19	3,84	3,30	2,89
3,2	3,27	3,00	2,57	2,25	3,36	3,09	2,65	2,32	3,45	3,17	2,72	2,38
3,4	2,73	2,50	2,15	1,88	2,80	2,57	2,21	1,93	2,88	2,64	2,26	1,98
3,6	2,30	2,11	1,81	1,58	2,36	2,17	1,86	1,63	2,43	2,22	1,91	1,67
3,8	1,85	1,70	1,46	1,27	1,90	1,75	1,50	1,31	1,95	1,79	1,54	1,35
4,0	1,51	1,38	1,19	1,04	1,55	1,42	1,22	1,07	1,59	1,46	1,25	1,10
4,2	1,24	1,14	0,98	*	1,28	1,17	1,00	*	1,31	1,20	1,03	*
4,4	1,03	*	*	*	1,06	0,97	*	*	1,09	1,00	*	*

**Tabla 16.1:** Separación máxima entre correas sobre lámina de 6 cm. en etapa constructiva por condición de flecha (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.					
	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14
3,0	3,61	3,10	3,72	3,19	3,82	3,28
3,2	2,98	2,56	3,06	2,63	3,14	2,70
3,4	2,48	2,13	2,55	2,19	2,62	2,25
3,6	2,09	1,80	2,15	1,85	2,21	1,90
3,8	1,68	1,45	1,73	1,49	1,78	1,53
4,0	1,37	1,18	1,41	1,21	1,45	1,24
4,2	1,13	0,97	1,16	1,00	1,19	1,02
4,4	*	*	0,96	*	0,99	*

**Tabla 16.2:** Separación máxima entre correas sobre lámina de 2,5" en etapa constructiva por condición de flecha (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 2,5"					
	IPN 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14
3,0	3,40	2,85	3,50	2,93	3,59	3,01
3,2	2,80	2,35	2,88	2,42	2,96	2,48
3,4	2,34	1,96	2,40	2,02	2,47	2,07
3,6	1,97	1,65	2,03	1,70	2,08	1,74
3,8	1,59	1,33	1,63	1,37	1,67	1,40
4,0	1,29	1,08	1,33	1,11	1,36	1,14
4,2	1,06	*	1,09	*	1,12	*

**Tabla 16.3:** Separación máxima entre correas sobre lámina de 3" en etapa constructiva por condición de flecha (m).

Lámina de 3"			
Luz de la correa (m)	IPN 120	IPN 120	MP 120x9,7
	espesor de concreto (cm)		
	14		
3,0	3,37	3,47	3,56
3,2	2,78	2,86	2,93
3,4	2,32	2,38	2,45
3,6	1,95	2,01	2,06
3,8	1,57	1,62	1,66
4,0	1,28	1,32	1,35
4,2	1,05	1,08	1,11

### 2.1.1.2. Tensión admisible

La resistencia teórica a flexión  $M_t$  será el valor que se obtenga al analizar el estado límite de agotamiento resistente por cedencia tal como se comentó en el Capítulo I, es por ello que el pandeo local en alas y/o almas no es necesario verificarlo, y además se garantiza que en correas el pandeo lateral torsional no ocurre debido a que existe suficiente soporte lateral en el ala comprimida.

A continuación se presenta el procedimiento para determina la máxima separación que su puede tener entre correas, para que éstas no superen los límites de tensión admisibles. Conociendo la ecuación de momento para un elemento simplemente apoyado con una carga linealmente distribuida (63), se pueden igualar las ecuaciones (5) y (63) obteniendo la ecuación (64). Es necesario aclarar que la ecuación (5) determina el momento máximo por tensión admisible en etapa constructiva.

$$M = \frac{ql^2}{8} \quad (63)$$

$$0,66f_y S = \frac{q_{t\max} l^2}{8} \quad (64)$$

Al haber igualado estas ecuaciones, la carga  $q$  de la ecuación (64) pasa a ser la capacidad de carga por condición de tensión admisible de un perfil ( $q_{tmax}$ ), la cual se puede despejar, quedando la siguiente expresión:

$$q_{tmax} = \frac{8 \times 0,66 f_y S}{l^2} \quad (65)$$

Al igual que en el análisis por flecha la carga constructiva asumida  $q_{cst}$  es la misma. Conociendo esto, si se selecciona un perfil, se podría calcular  $S_{tmax}$  que es la separación máxima entre perfiles para que estos no superen la tensión admisible. Esto se logra utilizando la ecuación (66).

$$S_{tmax} = \frac{q_{tmax}}{q_{cst}} \left[ \frac{Kg/m}{Kg/m^2} \right] \quad (66)$$

Con la finalidad de comparar las separaciones entre correas por condición de flecha y por tensión admisibles se estimaron los valores de  $q_{tmax}$  mediante la ecuación (65), haciendo uso de los perfiles IPE, IPN y VP se pudieron generar las siguientes tablas que se presentan en las paginas a continuación:



**Tabla 17:** Cargas que soportan los perfiles IPE por condición de tensión admisible  $q_{tmax}$  en Kg/m.

Luz de la correa (m)	Carga que soporta cada perfil según su tensión admisible (Kg/m)							
	IPE							
	100	120	140	160	180	200	220	240
3,0	502	777	1134	1599	2141	2845	3696	4752
3,2	441	683	996	1405	1882	2501	3248	4177
3,4	391	605	883	1245	1667	2215	2878	3700
3,6	348	540	787	1110	1487	1976	2567	3300
3,8	313	484	707	996	1335	1773	2304	2962
4,0	282	437	638	899	1205	1601	2079	2673
4,2	256	397	578	816	1093	1452	1886	2424
4,4	233	361	527	743	995	1323	1718	2209
4,6	213	331	482	680	911	1210	1572	2021
4,8	196	304	443	624	836	1111	1444	1856
5,0	181	280	408	576	771	1024	1331	1711
5,2	167	259	377	532	713	947	1230	1582
5,4	155	240	350	493	661	878	1141	1467
5,6	144	223	325	459	615	817	1061	1364
5,8	134	208	303	428	573	761	989	1271
6,0	125	194	283	400	535	711	924	1188
6,2	117	182	265	374	501	666	865	1113
6,4	110	171	249	351	471	625	812	1044
6,6	104	161	234	330	442	588	764	982
6,8	98	151	221	311	417	554	719	925
7,0	92	143	208	294	393	523	679	873
7,2	87	135	197	278	372	494	642	825
7,4	82	128	186	263	352	468	607	781
7,6	78	121	177	249	334	443	576	740
7,8	74	115	168	236	317	421	547	703
8,0	71	109	159	225	301	400	520	668
8,2	67	104	152	214	287	381	495	636
8,4	64	99	145	204	273	363	471	606
8,6	61	95	138	195	261	346	450	578
8,8	58	90	132	186	249	331	430	552
9,0	56	86	126	178	238	316	411	528
9,2	53	83	121	170	228	303	393	505
9,4	51	79	115	163	218	290	376	484
9,6	*	76	111	156	209	278	361	464
9,8	*	73	106	150	201	267	346	445
10,0	*	70	102	144	193	256	333	428

**Tabla 17.1:** Cargas que soportan los perfiles IPN y VP por condición de tensión admisible  $q_{tmax}$  en Kg/m.

Carga que soporta cada perfil según su tensión admisible (Kg/m)									Carga que soporta cada perfil según su tensión admisible (Kg/m)						
Luz de la correa (m)	IPN								Luz de la correa (m)	VP					
	100	120	140	160	180	200	220	240		120	140	160	180	200	250
3,0	502	802	1201	1716	2361	3139	4077	5192	3,0	817	1239	1599	2141	3344	5148
3,2	441	705	1056	1508	2075	2759	3584	4563	3,2	718	1089	1405	1882	2939	4525
3,4	391	625	935	1336	1838	2444	3174	4042	3,4	636	965	1245	1667	2603	4008
3,6	348	557	834	1192	1640	2180	2831	3606	3,6	567	861	1110	1487	2322	3575
3,8	313	500	749	1070	1472	1956	2541	3236	3,8	509	772	996	1335	2084	3209
4,0	282	451	676	965	1328	1766	2294	2921	4,0	460	697	899	1205	1881	2896
4,2	256	409	613	876	1205	1601	2080	2649	4,2	417	632	816	1093	1706	2627
4,4	233	373	558	798	1098	1459	1895	2414	4,4	380	576	743	995	1555	2393
4,6	213	341	511	730	1004	1335	1734	2208	4,6	347	527	680	911	1422	2190
4,8	196	313	469	670	922	1226	1593	2028	4,8	319	484	624	836	1306	2011
5,0	181	289	432	618	850	1130	1468	1869	5,0	294	446	576	771	1204	1853
5,2	167	267	400	571	786	1045	1357	1728	5,2	272	413	532	713	1113	1713
5,4	155	248	371	530	729	969	1258	1602	5,4	252	383	493	661	1032	1589
5,6	144	230	345	492	678	901	1170	1490	5,6	234	356	459	615	960	1477
5,8	134	215	321	459	632	840	1091	1389	5,8	219	332	428	573	895	1377
6,0	125	201	300	429	590	785	1019	1298	6,0	204	310	400	535	836	1287
6,2	117	188	281	402	553	735	955	1216	6,2	191	290	374	501	783	1205
6,4	110	176	264	377	519	690	896	1141	6,4	180	272	351	471	735	1131
6,6	104	166	248	355	488	648	842	1073	6,6	169	256	330	442	691	1064
6,8	98	156	234	334	460	611	794	1011	6,8	159	241	311	417	651	1002
7,0	92	147	221	315	434	576	749	954	7,0	150	228	294	393	614	946
7,2	87	139	209	298	410	545	708	901	7,2	142	215	278	372	581	894
7,4	82	132	197	282	388	516	670	853	7,4	134	204	263	352	550	846
7,6	78	125	187	267	368	489	635	809	7,6	127	193	249	334	521	802
7,8	74	119	178	254	349	464	603	768	7,8	121	183	236	317	495	762
8,0	71	113	169	241	332	441	573	730	8,0	115	174	225	301	470	724
8,2	67	107	161	230	316	420	546	695	8,2	109	166	214	287	448	689
8,4	64	102	153	219	301	400	520	662	8,4	104	158	204	273	427	657
8,6	61	98	146	209	287	382	496	632	8,6	99	151	195	261	407	626
8,8	58	93	140	199	274	365	474	603	8,8	95	144	186	249	389	598
9,0	56	89	133	191	262	349	453	577	9,0	91	138	178	238	372	572
9,2	53	85	128	182	251	334	434	552	9,2	87	132	170	228	356	547
9,4	51	82	122	175	241	320	415	529	9,4	83	126	163	218	341	524
9,6	*	78	117	168	231	307	398	507	9,6	80	121	156	209	327	503
9,8	*	75	113	161	221	294	382	487	9,8	77	116	150	201	313	482
10,0	*	72	108	154	213	282	367	467	10,0	74	112	144	193	301	463

Conociendo la capacidad de carga por tensión admisible ( $q_{tmax}$ ) y la carga constructiva ( $q_{cst}$ ) que se presentó en la tabla 14, se puede aplicar la ecuación número (66) para así obtener la separación máxima entre correas en la etapa constructiva por condición de tensión admisible ( $S_{tmax}$ ). Al igual que en el análisis por flecha se presentan tablas que muestran la separación máxima entre perfiles IPE 120, IPN 120 y VP 120x9,7 para las láminas de 1,5", 6 cm, 2,5" y 3", respectivamente.

**Tabla 18:** Separación máxima entre correas sobre lámina de 1,5" en etapa constructiva por condición de tensión admisible (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"											
	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
3,0	2,92	2,68	2,30	2,01	3,01	2,76	2,37	2,08	3,08	2,82	2,42	2,12
3,2	2,57	2,36	2,02	1,77	2,64	2,43	2,08	1,82	2,71	2,48	2,13	1,86
3,4	2,28	2,09	1,79	1,57	2,34	2,15	1,84	1,62	2,40	2,20	1,89	1,65
3,6	2,03	1,86	1,60	1,40	2,09	1,92	1,65	1,44	2,14	1,96	1,68	1,47
3,8	1,82	1,67	1,43	1,26	1,88	1,72	1,48	1,29	1,92	1,76	1,51	1,32
4,0	1,64	1,51	1,29	1,13	1,69	1,55	1,33	1,17	1,73	1,59	1,36	1,19
4,2	1,49	1,37	1,17	1,03	1,54	1,41	1,21	1,06	1,57	1,44	1,24	1,08
4,4	1,36	1,25	1,07	*	1,40	1,28	1,10	0,96	1,43	1,31	1,13	0,99
4,6	1,24	1,14	0,98	*	1,28	1,17	1,01	*	1,31	1,20	1,03	*
4,8	1,14	1,05	*	*	1,18	1,08	*	*	1,20	1,10	*	*
5,0	1,05	0,97	*	*	1,08	0,99	*	*	1,11	1,02	*	*
5,2	0,97	*	*	*	1,00	*	*	*	1,03	*	*	*

**Tabla 18.1:** Separación máxima entre correas sobre lámina de 6 cm. en etapa constructiva por condición de tensión admisible (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.					
	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14
3,0	2,66	2,29	2,74	2,35	2,80	2,41
3,2	2,34	2,01	2,41	2,07	2,46	2,12
3,4	2,07	1,78	2,13	1,83	2,18	1,87
3,6	1,85	1,59	1,90	1,63	1,95	1,67
3,8	1,66	1,42	1,71	1,47	1,75	1,50
4,0	1,50	1,29	1,54	1,32	1,58	1,35
4,2	1,36	1,17	1,40	1,20	1,43	1,23
4,4	1,24	1,06	1,27	1,09	1,30	1,12
4,6	1,13	0,97	1,17	1,00	1,19	1,02
4,8	1,04	*	1,07	*	1,10	*
5,0	0,96	*	0,99	*	1,01	*

**Tabla 18.2:** Separación máxima entre correas sobre lámina de 2,5" en etapa constructiva por condición de tensión admisible (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 2,5"					
	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14
3,0	2,50	2,10	2,58	2,16	2,64	2,21
3,2	2,20	1,84	2,27	1,90	2,32	1,94
3,4	1,95	1,63	2,01	1,68	2,05	1,72
3,6	1,74	1,46	1,79	1,50	1,83	1,53
3,8	1,56	1,31	1,61	1,35	1,64	1,38
4,0	1,41	1,18	1,45	1,22	1,48	1,24
4,2	1,28	1,07	1,32	1,10	1,35	1,13
4,4	1,16	0,98	1,20	1,01	1,23	1,03
4,6	1,07	*	1,10	*	1,12	*
4,8	0,98	*	1,01	*	1,03	*

**Tabla 18.3:** Separación máxima entre correas sobre lámina de 3" en etapa constructiva por condición de tensión admisible (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 3"		
	IPE 120	IPN 120	VP 120x9,7
	espesor de concreto (cm)		
	14		
3,0	2,48	2,56	2,62
3,2	2,18	2,25	2,30
3,4	1,93	1,99	2,04
3,6	1,72	1,78	1,82
3,8	1,55	1,59	1,63
4,0	1,40	1,44	1,47
4,2	1,27	1,30	1,33
4,4	1,15	1,19	1,22
4,6	1,06	1,09	1,11
4,8	0,97	1,00	1,02

### 2.1.1.3. Condición crítica

La etapa de montaje esta limitada por dos condiciones: flecha y tensión. El calculista debe tomarlas en consideración a la hora de escoger los perfiles y la separación entre ellos, sin embargo, el cálculo no termina aquí porque debe evaluar la etapa de servicio.

Al tener las tablas que limitan la separación entre correas por ambas condiciones, es posible solaparlas para generar una única tabla que contenga las separaciones críticas según sea el caso. A continuación se

muestran tablas que contienen las separaciones máximas definitivas por etapa de montaje de los perfiles IPE 120, IPN 120 y VP 120x9,7, las demás tablas pueden encontrarse en el apéndice B.

**Tabla 19:** Separación máxima en etapa de montaje entre correas sobre lámina de 1,5" por su condición crítica (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"											
	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
3,0	2,92	2,68	2,30	2,01	3,01	2,76	2,37	2,08	3,08	2,82	2,42	2,12
3,2	2,57	2,36	2,02	1,77	2,64	2,43	2,08	1,82	2,71	2,48	2,13	1,86
3,4	2,28	2,09	1,79	1,57	2,34	2,15	1,84	1,62	2,40	2,20	1,89	1,65
3,6	2,03	1,86	1,60	1,40	2,09	1,92	1,65	1,44	2,14	1,96	1,68	1,47
3,8	1,82	1,67	1,43	1,26	1,88	1,72	1,48	1,29	1,92	1,76	1,51	1,32
4,0	1,51	1,38	1,19	1,04	1,55	1,42	1,22	1,07	1,59	1,46	1,25	1,10
4,2	1,24	1,14	0,98	*	1,28	1,17	1,00	*	1,31	1,20	1,03	*
4,4	1,03	*	*	*	1,06	0,97	*	*	1,09	1,00	*	*

Nota: Las casillas sombreadas indican que predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla 19.1:** Separación máxima en etapa de montaje entre correas sobre lámina de 6 cm. por su condición crítica (m).

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.					
	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14
3,0	2,66	2,29	2,74	2,35	2,80	2,41
3,2	2,34	2,01	2,41	2,07	2,46	2,12
3,4	2,07	1,78	2,13	1,83	2,18	1,87
3,6	1,85	1,59	1,90	1,63	1,95	1,67
3,8	1,66	1,42	1,71	1,47	1,75	1,50
4,0	1,37	1,18	1,41	1,21	1,45	1,24
4,2	1,13	0,97	1,16	1,00	1,19	1,02
4,4	*	*	0,96	*	0,99	*

Nota: Las casillas sombreadas indican que predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla 19.2:** Separación máxima en etapa de montaje entre correas sobre lámina de 2,5" por su condición crítica (m).

Lámina de 2,5"						
Luz de la correa (m)	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14
3,0	2,50	2,10	2,58	2,16	2,64	2,21
3,2	2,20	1,84	2,27	1,90	2,32	1,94
3,4	1,95	1,63	2,01	1,68	2,05	1,72
3,6	1,74	1,46	1,79	1,50	1,83	1,53
3,8	1,56	1,31	1,61	1,35	1,64	1,38
4,0	1,29	1,08	1,33	1,11	1,36	1,14
4,2	1,06	*	1,09	*	1,12	*

Nota: Las casillas sombreadas indican que predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla 19.3:** Separación máxima en etapa de montaje entre correas sobre lámina de 3" por su condición crítica (m).

Lámina de 3"			
Luz de la correa (m)	IPE 120	IPN 120	VP 120x9,7
	espesor de concreto (cm)		
	14		
3,0	2,48	2,56	2,62
3,2	2,18	2,25	2,30
3,4	1,93	1,99	2,04
3,6	1,72	1,78	1,82
3,8	1,55	1,59	1,63
4,0	1,28	1,32	1,35
4,2	1,05	1,08	1,11

Nota: Las casillas sombreadas indican que predomina el criterio de tensión admisible.

### 2.1.2. Etapa de uso

Después de fraguado el concreto, las correas pasan a trabajar con acción mixta completa. El análisis de esta etapa se divide en dos:

1. Estudio de la deflexión permitida bajo cargas de servicio.
2. Verificación del estado límite de agotamiento resistente de la sección.

#### 2.1.2.1. Estado límite de servicio

##### 2.1.2.1.1 Flecha

El cálculo de la flecha para correas esta regido por la ecuación (10) que se refiere a la deflexión para un perfil simplemente apoyado actuando con acción mixta, con cargas linealmente distribuidas. Para esto, se debe

tomar en consideración que se desconoce la nueva inercia de la sección por lo que es necesario calcularla, además, se establecerán cuáles son las cargas que actúan en esta etapa.

Tomando los perfiles más comunes en correas: IPE, IPN y VP y con la finalidad de facilitar el cálculo de la deflexión en etapa de servicio, se elaboraron tablas con los valores de inercia transformada para espesores de concreto entre 9 y 14 cm. sobre láminas acanaladas típicas. Se variaron los anchos efectivos desde 70cm. hasta 220cm. Para perfiles más grandes el ancho efectivo se llevo hasta 300cm.

A continuación, se presentan en tablas que muestran las inercias transformadas de los perfiles IPE 120, IPN 120 y VP 120x9,7 para las láminas de 1,5", 6 cm, 2,5" y 3", respectivamente. Debido a la cantidad de combinaciones y tablas que se generan de este cálculo, sólo se muestran cuatro de ellas, las restantes se encuentran en el apéndice C.

**Tabla 20:** Momento de inercia de la sección transformada en  $\text{cm}^4$  sobre lámina de 1,5".

Lámina de 1,5"												
Ancho efectivo be (cm)	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
70	1889	2141	2713	3410	1981	2247	2849	3576	1831	2069	2614	3283
80	1952	2212	2808	3547	2049	2324	2951	3720	1888	2134	2704	3415
90	2007	2273	2895	3675	2109	2390	3042	3853	1938	2191	2785	3538
100	2054	2328	2974	3796	2160	2449	3126	3979	1982	2242	2860	3655
110	2096	2377	3048	3911	2206	2502	3203	4098	2020	2287	2931	3767
120	2134	2422	3117	4023	2247	2550	3276	4213	2055	2330	2998	3876
130	2168	2463	3184	4131	2285	2595	3346	4324	2087	2369	3062	3982
140	2200	2502	3248	4237	2319	2637	3412	4432	2117	2406	3124	4085
150	2230	2539	3309	4340	2351	2676	3476	4537	2144	2440	3183	4187
160	2257	2574	3369	4442	2380	2713	3538	4641	2170	2473	3242	4287
170	2283	2607	3427	4542	2408	2748	3598	4743	2194	2505	3298	4385
180	2307	2639	3484	4641	2435	2781	3656	4843	2217	2536	3354	4483
190	2331	2670	3540	4739	2459	2814	3714	4942	2239	2565	3409	4580
200	2353	2700	3595	4836	2483	2845	3770	5041	2260	2594	3463	4676
210	2374	2729	3650	4932	2506	2875	3826	5138	2280	2621	3516	4771
220	2395	2757	3703	5027	2528	2904	3880	5235	2300	2649	3568	4865

**Tabla 20.1:** Momento de inercia de la sección transformada en  $\text{cm}^4$  sobre lámina de 6 cm.

Lámina de 6 cm						
Ancho efectivo be (cm)	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14
70	2704	3351	2842	3527	2602	3215
80	2791	3461	2938	3644	2682	3318
90	2867	3568	3020	3748	2751	3408
100	2932	3646	3092	3842	2812	3491
110	2991	3726	3155	3927	2866	3567
120	3044	3801	3213	4007	2915	3638
130	3092	3871	3265	4081	2960	3705
140	3137	3938	3313	4152	3001	3770
150	3178	4002	3358	4219	3040	3831
160	3217	4064	3399	4283	3076	3890
170	3254	4124	3439	4345	3111	3948
180	3289	4181	3476	4405	3144	4004
190	3322	4238	3511	4463	3175	4059
200	3354	4293	3545	4520	3205	4112
210	3384	4347	3577	4576	3234	4165
220	3414	4400	3609	4630	3263	4217

**Tabla 20.2:** Momento de inercia de la sección transformada en  $\text{cm}^4$  sobre lámina de 2,5".

Lámina de 2,5"						
Ancho efectivo be (cm)	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14
70	2702	3350	2839	3526	2601	3213
80	2791	3457	2937	3642	2682	3313
90	2867	3552	3019	3744	2751	3401
100	2932	3636	3092	3835	2811	3480
110	2991	3714	3155	3917	2866	3553
120	3043	3785	3212	3993	2913	3621
130	3090	3852	3264	4064	2957	3684
140	3133	3915	3311	4131	2997	3744
150	3174	3975	3354	4194	3034	3801
160	3211	4032	3395	4254	3069	3856
170	3246	4088	3432	4312	3101	3909
180	3279	4141	3468	4367	3132	3961
190	3310	4193	3502	4421	3162	4011
200	3340	4243	3534	4474	3190	4060
210	3369	4293	3564	4525	3217	4108
220	3397	4341	3593	4575	3243	4155

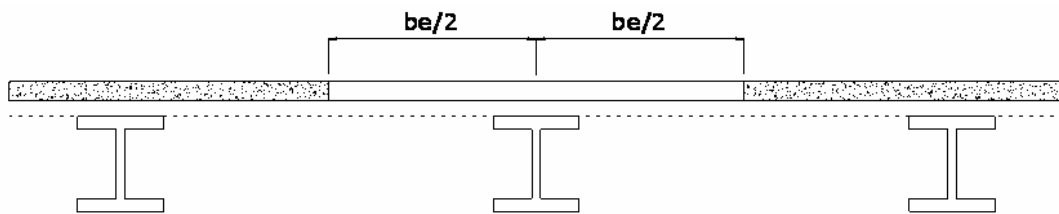


**Tabla 20.3:** Momento de inercia de la sección transformada en  $\text{cm}^4$  sobre lámina de 3".

Lámina de 3"			
Ancho efectivo	IPE 120	IPN 120	VP 120x9,7
be (cm)	espesor de concreto (cm)		
	14	14	14
70	3349	3524	3212
80	3455	3640	3309
90	3546	3740	3392
100	3625	3826	3465
110	3696	3903	3530
120	3759	3972	3589
130	3817	4035	3643
140	3871	4093	3693
150	3921	4147	3739
160	3967	4197	3783
170	4011	4244	3825
180	4053	4289	3864
190	4093	4331	3902
200	4131	4372	3938
210	4168	4411	3973
220	4203	4448	4007

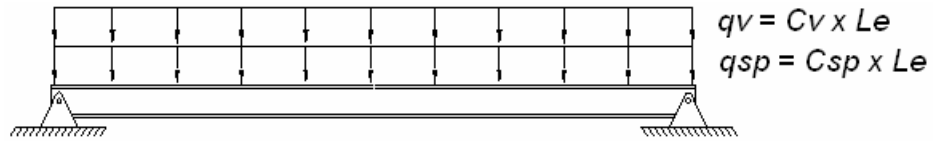
Es importante recordar que el ancho efectivo de una sección compuesta que conforma un sistema de piso, esta regulado por la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) la cual establece que para correas  $b_e/2$  será el menor de los siguientes valores:

- $b_e/2 = 1/8$  de la luz de la viga, medida de centro a centro de los apoyos.
- $b_e/2 =$  la mitad de la distancia al eje baricéntrico de la viga adyacente.



**Figura 19:** Ancho efectivo para correas según Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998).

Además, la carga a utilizar para la determinación de flecha será la carga de servicio  $q_s = (C_v + C_{sp.})L_e$



**Figura 20:** Cargas sobre las correas.

### 2.1.2.2. Estado límite de agotamiento resistente

En este aspecto se estudia el comportamiento de las correas bajo la acción de las cargas últimas mayoradas. Los factores de mayoración son:

$$q_u = (1,2 (C_p + C_{sp}) + 1,6 C_v) L_e.$$

Para momentos positivos la resistencia teórica a flexión  $\Phi_b M_t$  se calculará con  $M_t$  momento teórico calculado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección mixta y su correspondiente factor de minoración de la resistencia teórica  $\Phi_b = 0,85$ .

En una viga compuesta que alcance el estado límite plástico, el eje neutro se puede distribuir en tres formas diferentes:

- El eje corta la losa de concreto.
- El eje se ubica en el ala superior de la viga de acero.
- El eje corta el alma del perfil de acero.

Utilizando los perfiles más comunes en correas: IPE, IPN y VP, tomando en cuenta los tres casos de distribución de los esfuerzos plásticos que se pueden generar en una viga compuesta, se elaboraron tablas con los valores de momento minorado ( $\Phi_b M_t$ ) para espesores de concreto entre 9 y 14 cm. Se variaron los anchos efectivos desde 70cm. hasta 220cm. Para perfiles más grandes el ancho efectivo se llevo hasta 300cm. En este caso, el cálculo no depende de la altura de la lámina acanalada, por tal motivo no se diferenciaron las tablas.

Hay que destacar que el resultado del momento minorado ( $\Phi_b M_t$ ) depende de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ), por lo tanto se pueden generar una infinidad de tablas variando este parámetro, para limitarlas se decidió tomar el mínimo especificado por la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) que es de 200 Kg/cm<sup>2</sup> (Artículo 29.2.2). Se analizaron

los resultados para 250 Kgf/cm<sup>2</sup> el cual es un valor típico en obra, y se encontró que estos no variaron en más del 1%. Es por esto, que también se pueden utilizar las siguientes tablas para este caso.

A continuación, se presenta la tabla 21 que muestra los momentos minorados de los perfiles IPE 120, IPN 120 y VP 120x9,7 con alturas de concreto de 9,10,12 y 14 cm respectivamente, y utilizando una resistencia a compresión del concreto ( $f_c$ ) de 200 Kgf/cm<sup>2</sup>. Motivado a la cantidad de combinaciones y tablas que se generan de este cálculo, sólo se muestra una de ellas, las restantes se encuentran en el apéndice D.

**Tabla 21:** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos ( $\Phi M_t$ ) en kgf-m, para  $f_c = 200$  Kgf/cm<sup>2</sup>.

Ancho efectivo be (cm)	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
70	3819	4099	4680	5221	4076	4378	4981	5585	3583	3844	4367	4890
80	3867	4148	4709	5270	4132	4434	5038	5641	3625	3887	4409	4932
90	3905	4186	4747	5308	4176	4478	5081	5685	3658	3919	4442	4965
100	3935	4216	4777	5338	4211	4513	5116	5720	3684	3946	4468	4991
110	3960	4241	4802	5363	4240	4542	5146	5749	3706	3967	4490	5013
120	3981	4261	4822	5383	4264	4566	5169	5772	3724	3985	4508	5031
130	3998	4279	4840	5401	4284	4586	5189	5793	3739	4000	4523	5046
140	4013	4294	4855	5416	4301	4603	5206	5810	3752	4013	4536	5059
150	4026	4307	4868	5429	4316	4618	5221	5825	3763	4024	4547	5070
160	4037	4318	4879	5440	4329	4631	5235	5838	3773	4034	4557	5080
170	4047	4328	4889	5450	4341	4643	5246	5850	3782	4043	4566	5088
180	4056	4337	4898	5459	4351	4653	5256	5860	3789	4051	4573	5096
190	4064	4345	4906	5467	4360	4662	5266	5869	3796	4058	4580	5103
200	4071	4352	4913	5474	4369	4670	5274	5877	3802	4064	4587	5109
210	4078	4358	4919	5480	4376	4678	5281	5885	3808	4069	4592	5115
220	4084	4364	4925	5486	4383	4685	5288	5892	3813	4075	4597	5120

La siguiente tabla se generó con la finalidad de comparar y demostrar la poca diferencia que existe entre los valores de capacidades resistentes minoradas al variar el valor de la resistencia a la compresión del concreto ( $f_c$ ).

**Tabla 22:** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos ( $\Phi bM_t$ ) en kgf-m, para  $f'c = 250 \text{ Kgf/cm}^2$

Ancho efectivo $b_e$ (cm)	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
70	3896	4177	4738	5299	4166	4468	5071	5675	3650	3912	4435	4957
80	3935	4216	4777	5338	4211	4513	5116	5720	3684	3946	4468	4991
90	3986	4246	4807	5368	4246	4548	5151	5755	3711	3972	4495	5017
100	3990	4270	4831	5392	4274	4576	5179	5783	3732	3993	4516	5038
110	4010	4290	4851	5412	4297	4599	5202	5806	3749	4010	4533	5056
120	4026	4307	4868	5429	4316	4618	5221	5825	3763	4024	4547	5070
130	4040	4320	4881	5442	4332	4634	5238	5841	3775	4037	4559	5082
140	4052	4332	4893	5454	4346	4648	5251	5855	3786	4047	4570	5092
150	4062	4343	4904	5465	4358	4660	5263	5867	3795	4056	4579	5101
160	4071	4352	4913	5474	4369	4670	5274	5877	3802	4064	4587	5109
170	4079	4360	4921	5482	4378	4680	5283	5887	3809	4071	4594	5116
180	4087	4367	4928	5489	4386	4688	5291	5895	3816	4077	4600	5122
190	4093	4373	4934	5495	4394	4695	5299	5902	3821	4082	4605	5128
200	4099	4379	4940	5501	4400	4702	5305	5909	3826	4087	4610	5133
210	4104	4384	4945	5506	4406	4708	5311	5915	3831	4092	4615	5137
220	4109	4389	4950	5511	4412	4713	5317	5920	3835	4096	4619	5142

## 2.2. Resumen de diseño

A continuación se presenta una serie de pasos a seguir para seleccionar correas de un sistema de piso.

Datos necesarios:

- Longitud de las correas.
- Altura de la lámina acanalada y espesor total de concreto  $e$ .
- Separación esperada entre correas a criterio del diseñador. Este parámetro define el ancho tributario ( $L_e$ ).
- Ancho efectivo  $b_e$ .
- Las cargas  $C_p$ ,  $C_{sp}$  y  $C_v$

Procedimiento:

1. Entrando en las tablas “separación máxima entre correas en etapa de montaje por condición crítica” con la lámina, el espesor del concreto y la luz de la correa, seleccionar un perfil que posea una separación máxima mayor a la esperada.
2. Calcular  $q_s = (C_{sp} + C_v) L_e$  y  $q_u = (1,2 (C_p + C_{sp}) + 1,6 C_v) L_e$ .
3. Entrando en la tabla “momento de inercia de la sección transformada”, utilizar el perfil seleccionado, la lámina, el

espesor del concreto y el ancho efectivo para tomar el respectivo valor de momento de inercia.

4. Con la carga de servicio  $q_s$ , la longitud de la correa y la inercia transformada, calcular mediante la ecuación (10) el valor de “ $y$ ” y verificar que sea menor que  $L/360$  o cualquier otro valor de la tabla 5.

$$y = \frac{5q_s L^4}{384E_s I_{tr}} \quad (10)$$

5. Entrando en la tabla de capacidades resistentes minoradas para momentos positivos ( $\Phi_b M_t$ ), con el perfil seleccionado, el espesor de concreto y el ancho efectivo tomar el respectivo valor de  $\Phi_b M_t$ .
6. Con la carga última mayorada  $q_u$  y la longitud de la correa, calcular el momento último  $M_u$  utilizando la ecuación (63), este debe ser menor o igual que el  $\Phi_b M_t$ .

$$M = \frac{ql^2}{8} \quad (63)$$

7. En el caso que no se cumpla los puntos 4 o 6, es necesario aumentar el perfil, disminuir la separación entre correas y/o alguna otra modificación a criterio del diseñador.

### *2.3. Hoja de cálculo para escoger correas apoyadas para Sistemas de Piso*

Para facilitar la selección de correas y simplificar el proceso de revisión se generó una hoja de cálculo que funciona bajo el programa Microsoft Office Excel©. La hoja esta programada con la teoría de diseño que se presentó en la sección anterior, facilita los cálculos que se mostraron en el resumen.

Posee una base de datos con todos los perfiles que IPE, IPN y VP que se consiguen en Venezuela. Lo cálculos se hacen mas rápido que con las tablas, por lo tanto se puede realizar una gran cantidad de iteraciones de perfiles, láminas, separaciones entre correas y de espesores de losa que permitan escoger la configuración más adecuada. La figura 21 muestra parte del entorno gráfico de la hoja de cálculo.

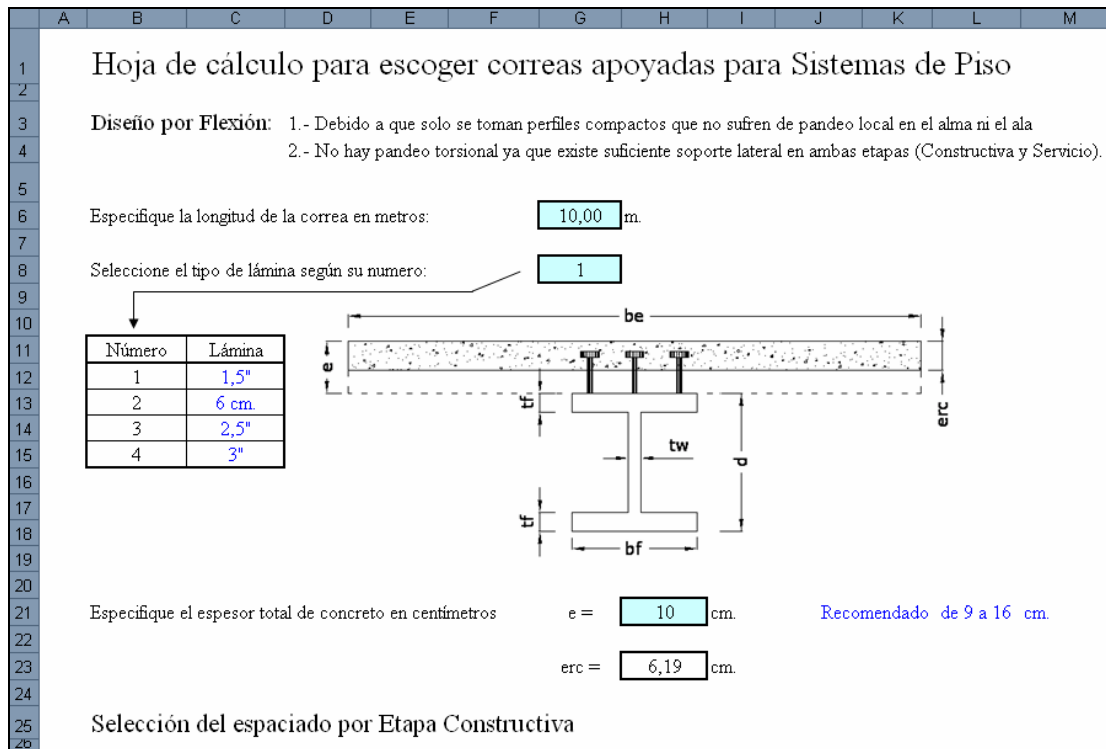


Figura 21: Hoja de cálculo para la selección de correas apoyadas para sistemas de piso.

En el apéndice A se presenta una descripción detallada para el uso de la hoja de cálculo.

### 3. Vigas

Las vigas son elementos estructurales que no soportan carga axial y usualmente se encuentran orientados horizontalmente, soportan principalmente a las correas las cuales le transfieren sus cargas y generan flexión en las vigas.

En esta investigación, para el estudio de las vigas se decidió dividir las en dos grupos, tomando en cuenta su tipo de conexión. Las primeras son las vigas con conexiones simplemente apoyadas, que no transmiten momento y se comportan prácticamente como correas. El segundo tipo estudiado son las vigas que poseen conexiones rígidas, estas transmiten momento a los otros elementos de la estructura y usualmente forman parte de pórticos resistentes. Las vigas de este caso se subdividen en las de sección variable y las de sección constante.

#### 3.1. Vigas apoyadas

Los sistemas de piso pueden estar conformados en su totalidad por vigas apoyadas, esto pasa generalmente en mezzaninas o pisos que se aíslan de una estructura.

En algunos casos, los diseñadores colocan una o varias vigas auxiliares dispuestas paralelamente a la dirección más corta, lo que recibe el nombre de *vigas de transferencia*. Con estas se busca reducir las dimensiones de las correas y lograr que el paño distribuya las fuerzas en dos direcciones resistentes. Un ejemplo de esto se muestra en la figura 22.

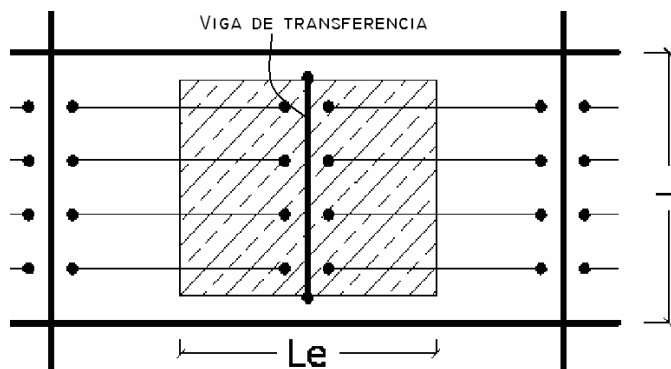


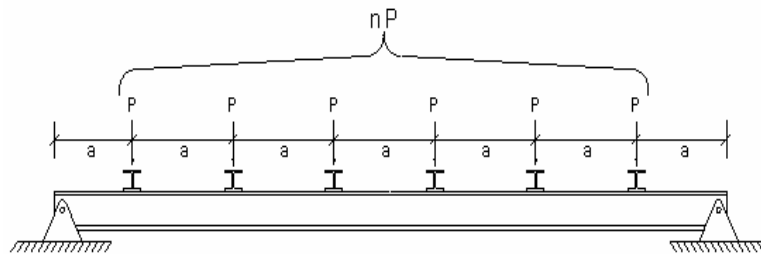
Figura 22: Esquema de posición de viga de transferencia.

En esta investigación el estudio de vigas apoyadas se asocia a las vigas de transferencia, ya que tratándose de grandes luces éstas se utilizan como un recurso de diseño.

### 3.1.1. Diseño

Las vigas de transferencias son elementos sometidos a flexión, su diseño está regido por la teoría de flexión expuesta en el capítulo I. Al igual que en las correas se debe garantizar un correcto funcionamiento del perfil seleccionado como viga en cada una de las etapas: montaje, servicio y agotamiento.

Las cargas sobre la viga son puntuales, puesto que sobre ellas se apoyan las correas. Un gráfico que explica el tipo y cantidad de cargas en las vigas se muestra a continuación.



**Figura 23:** Esquema de las cargas.

Donde “ $P$ ” es la magnitud de la carga, “ $n$ ” el número de correas y “ $a$ ” la separación entre ellas. Hay que tomar en cuenta que “ $P$ ” será la carga que aportan dos correas, una de cada lado.

Las ecuaciones que definen el momento máximo en el centro dependen del número de cargas “ $P$ ”:

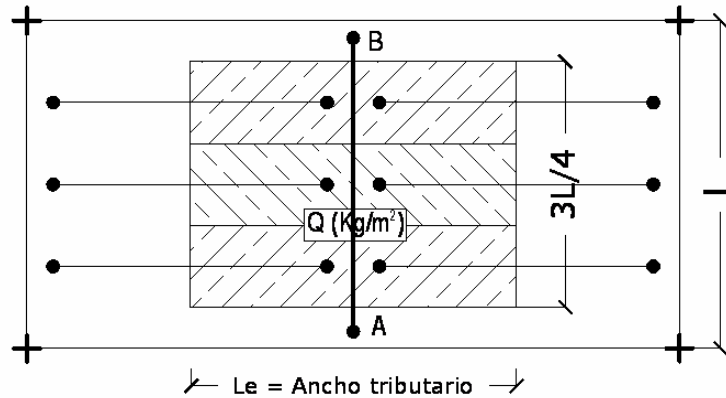
- Para cargas pares: 
$$M = \frac{n(n+2)PL}{8(n+1)} \quad (67)$$

- Para cargas impares: 
$$M = \frac{(n+1)PL}{8} \quad (68)$$

A continuación se presenta un ejemplo gráfico del uso de estas ecuaciones para ambos casos.

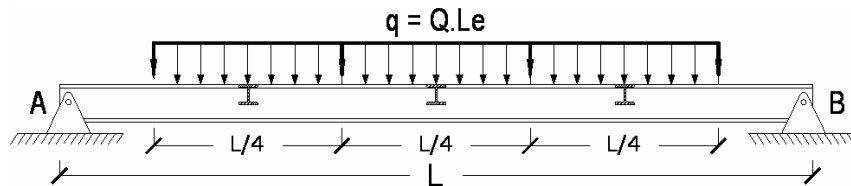


Con un número de cargas “P” impares tenemos el siguiente caso:



**Figura 24:** Planta tipo del sistema de piso con cargas impares.

Las zonas ralladas, representa el ancho tributario de cada correa, sumadas representan la carga sobre la viga de transferencia. Si se hace un corte longitudinal por el eje de la viga y multiplicando Q por el ancho tributario  $L_e$ , se consigue:



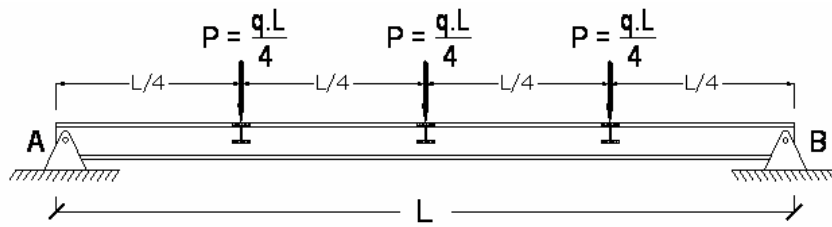
**Figura 25:** Viga de transferencia con cargas impares distribuida.

Para convertir la carga distribuida en puntuales, se multiplica  $q$  por el ancho tributario de cada correa, en este caso  $L/4$ , o utilizando la ecuación (69):

$$P = \frac{q \left( L - \frac{L}{n+1} \right)}{n} \quad (69)$$

Para este caso se tiene:

$$P = \frac{q \left( L - \frac{L}{3+1} \right)}{3} \Rightarrow P = \frac{qL}{4}$$



**Figura 26:** Viga de transferencia con cargas impares puntuales.

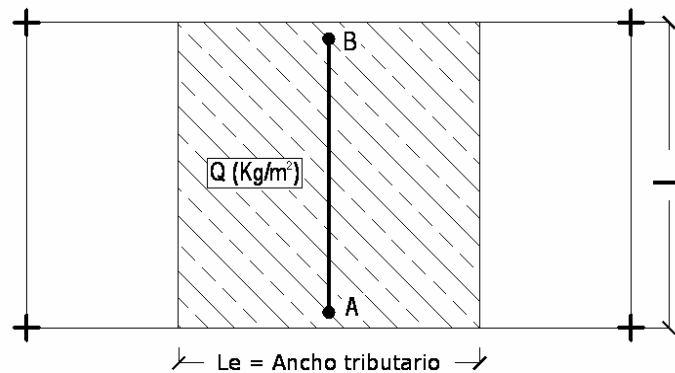
Aplicando la ecuación para cargas impares (68) y con “n” igual a 3, se obtiene:

$$M = \frac{(3+1)PL}{8} \Rightarrow M = \frac{PL}{2}$$

reemplazando P en la ecuación:

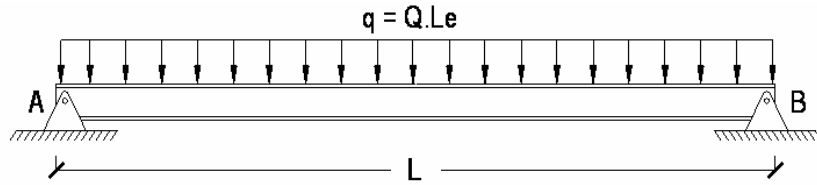
$$M = \frac{\left(\frac{qL}{4}\right)L}{2} \text{ lo que es igual a } \Rightarrow M = \frac{qL^2}{8}$$

Es decir, se puede simplificar el cálculo del momento suponiendo una carga distribuida “q” a lo largo de toda la viga, lo que arrojaría el mismo resultado que las cargas puntuales cuando son impares. La siguiente figura muestra la simplificación de forma gráfica:



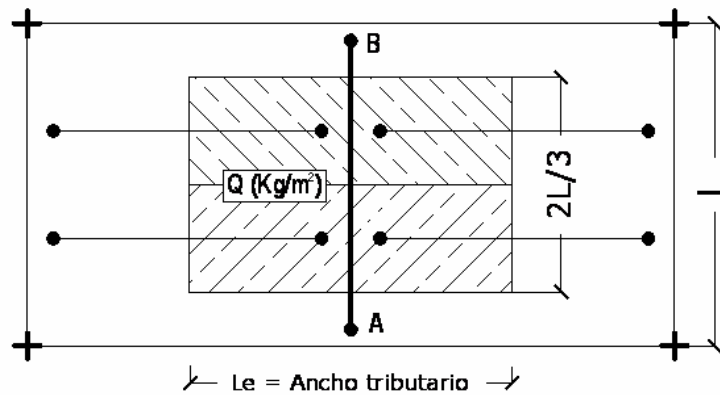
**Figura 27:** Planta tipo simplificada.

De donde se puede obtener:



**Figura 28:** Viga de transferencia con la carga simplificada.

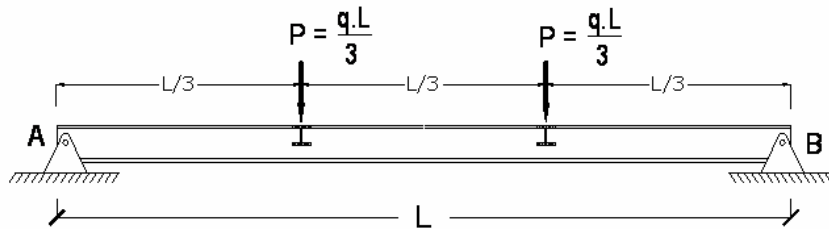
Analizando la misma situación pero con un número par de cargas “P” se tiene:



**Figura 29:** Planta tipo del sistema de piso cargas pares.

Para este caso con  $n = 2$  las cargas P serán:

$$P = \frac{q \left( L - \frac{L}{2+1} \right)}{2} \Rightarrow P = \frac{qL}{3}$$



**Figura 30:** Viga de transferencia con cargas pares -puntuales-.

Aplicando la ecuación para cargas pares (67) con  $n = 2$ , se obtiene:

$$M = \frac{2(2+2)PL}{8(2+1)} \Rightarrow M = \frac{PL}{3}$$

reemplazando P en la ecuación:

$$M = \frac{\left(\frac{qL}{3}\right)L}{3} \text{ lo que es igual a } \Rightarrow M = \frac{qL^2}{9}$$

Comparando este caso con el simplificado mostrado anteriormente, el momento máximo para la viga es menor al de la simplificación, pero a medida que se aumenta el número de cargas pares, el valor del momento tiende a  $(qL^2/8)$ , es decir, si se supone una carga distribuida lineal en la viga de transferencia como se muestra en las figuras 27 y 28 el cálculo se mantendría del lado de la seguridad.

Teniendo las ecuaciones para los momentos se puede seguir con el cálculo de las vigas de transferencia o vigas simplemente apoyadas, ya que para ambos casos la metodología es la misma y se utilizará la teoría presentada en el Capítulo I. Las etapas de verificación serán las mismas que se muestran en ese apartado.

En las vigas, las cargas sobre ellas dependen del ancho tributario  $L_e$ , por lo tanto el calculista debe definirlo. Esta medida es arbitraria y cambia con cada configuración de paño. La figura 27 presentada anteriormente muestra un ejemplo.

### 3.1.1.1. Etapa de montaje

La viga debe resistir su peso, el del concreto fresco y las cargas constructivas que establece la Norma, sin sobrepasar los límites de deformación y resistencia de esta etapa.

Para definir las cargas constructivas  $q_{cst}$  hay que sumar el peso del concreto en  $(Kgf/m^2)$  que se muestra en la tabla 4, más la carga constructiva de  $100 Kgf/m^2$  y multiplicarlas por el ancho tributario  $L_e$ . Luego se le debe

sumar el peso del perfil asumiendo un valor para comenzar la iteración, tal como se muestra en la ecuación (70).

$$q_{cst} = (Q_{concreto} + 100)Le + q_{perfil} \quad (70)$$

La carga  $q_{cst}$  queda entonces en (Kgf/m) y será la usada en el análisis de esta etapa.

#### 3.1.1.1.1. Flecha admisible

La flecha está limitada al menor valor entre  $L/180$  o 20 mm, donde  $L$  es la longitud de la viga de transferencia. De la ecuación (3), que determina la flecha para un elemento apoyado con una carga linealmente distribuida, se puede despejar “ $I$ ”, que es la inercia del perfil, y limitar la flecha ( $y_{max}$ ). Esta inercia es la mínima necesaria para que la viga no supere la flecha permisible, ecuación (71).

$$I = \frac{5q_{cst}L^4}{384E_s y_{max}} \quad (71)$$

Entrando en las tablas de perfiles que se encuentran en el apéndice E con el valor de inercia calculado, se selecciona un perfil que posea una inercia un poco mayor. Este perfil cumplirá con el requisito de deflexión máxima.

#### 3.1.1.1.2. Tensión admisible

La resistencia teórica a flexión,  $M_t$  será el valor que se obtenga al analizar el estado límite de agotamiento resistente por cedencia, al igual que en correas, el pandeo local en alas y/o almas no es necesario verificarlo y se garantiza que no se presenta pandeo lateral torsional ya que existe suficiente soporte lateral en el ala comprimida.

Para que la viga no supere el límite de tensión admisible, la ecuación de momento para un elemento simplemente apoyado cargado linealmente, se puede igualar a la ecuación que determina el momento máximo por tensión admisible en etapa constructiva.

$$M_{c \max} \leq 0,66 f_y S \quad \text{con} \quad M_{c \max} = \frac{q_{cst} L^2}{8}$$

$$0,66 f_y S = \frac{q_{cst} L^2}{8}$$

Al haber igualado estas ecuaciones se puede despejar S, que es el módulo elástico de la sección, quedando la siguiente expresión:

$$S = \frac{8 \times 0,66 f_y q_{cst}}{L^2} \quad (72)$$

Esta ecuación representa el modulo elástico necesario para que el perfil cumpla con los requisitos de tensión admisible en la etapa constructiva. Entrando en las tablas de perfiles que se encuentran en el apéndice E con el valor de S calculado, seleccionar un perfil que posea un modulo de sección un poco mayor.

Si el perfil seleccionado en esta etapa es menor que el obtenido por condición de flecha, el seleccionado por tensión debe ser descartado, de lo contrario tomará este último.

### 3.1.1.2. *Etapa de uso*

Al fraguar el concreto la viga pasa a trabajar con acción mixta total. El análisis de esta etapa se divide en dos:

1. Estudio de la deflexión permitida bajo cargas de servicio.
2. Verificación del estado límite de agotamiento resistente de la sección.

Debido a que la viga de transferencia para efectos de diseño se comporta como una correa, el análisis de esta etapa se realiza igual al procedimiento presentado en la sección 2.1.2. “*Etapa de uso*” para correas. Remítase a esa sección para este análisis.

### 3.1.2. *Resumen de diseño*

A continuación se presenta una serie de pasos a seguir para seleccionar vigas apoyadas de un sistema de piso.

Datos necesarios:

- Longitud de la viga.
- Altura de la lámina acanalada y espesor total de concreto  $e$ .
- Ancho tributario  $L_e$ .
- Ancho efectivo  $b_e$ .
- Las cargas  $C_p$ ,  $C_{sp}$  y  $C_v$ .

Procedimiento:

1. Definir las cargas constructivas  $q_{cst}$  utilizando la ecuación (70). Tomar el peso del concreto de la tabla 4 y asumir el peso de un perfil aproximado para comenzar la iteración.

$$q_{cst} = (Q_{concreto} + 100)L_e + q_{perfil} \quad (70)$$

2. Limitando la deflexión al menor valor entre  $L/180$  o 20 mm, calcular la inercia mínima requerida con la ecuación (71).

$$I = \frac{5q_{cst}L^4}{384E_s y_{max}} \quad (71)$$

3. Entrando en la tabla de perfiles, seleccionar uno que posea una inercia un poco mayor a la calculada.
4. Mediante la ecuación (72) calcular el módulo elástico de sección necesario.

$$S = \frac{8 \times 0,66 f_y q_{cst}}{L^2} \quad (72)$$

5. Entrando en la tabla de perfiles, seleccionar uno que posea un módulo de sección mayor. Comparar este perfil con el seleccionado en el punto 3 y escoger el más grande.
6. Calcular  $q_s = (C_{sp} + C_v)L_e$  y  $q_u = (1,2(C_p + C_{sp}) + 1,6 C_v)L_e$ .
7. Entrando en la tabla de momento de inercia de la sección transformada utilizando el perfil seleccionado, la lámina, el espesor

de concreto y el ancho efectivo tomar el respectivo valor de momento de inercia.

8. Con la carga de servicio  $q_s$ , la longitud de la viga y la inercia transformada, calcular mediante la ecuación (10) el valor de “ $y$ ” y verificar que sea menor que  $L/360$  u otro valor de la tabla 5.

$$y = \frac{5q_s L^4}{384E_s I_{tr}} \quad (10)$$

9. Entrando en la tabla de capacidades resistentes minoradas para momentos positivos ( $\Phi_b M_t$ ), con el perfil seleccionado, el espesor de concreto y el ancho efectivo tomar el respectivo valor de  $\Phi_b M_t$ .
10. Con la carga última mayorada  $q_u$  y la longitud de la viga, calcular el momento último  $M_u$  utilizando la ecuación (63), este debe ser menor o igual que el  $\Phi_b M_t$ .

$$M = \frac{ql^2}{8} \quad (63)$$

11. En el caso de que no se cumpla los puntos 8 o 10, es necesario aumentar el perfil o alguna otra modificación a criterio del diseñador.

### 3.1.3. Hoja de cálculo para escoger vigas simplemente apoyadas

Para simplificar la selección de vigas simplemente apoyadas en sistemas de piso -vigas de transferencia- y facilitar el proceso de revisión, se generó una hoja de cálculo en el programa Microsoft Office Excel©. La hoja esta programada con la teoría de diseño que se presentó en la sección anterior.

Esta hoja de cálculo posee una base de datos con todos los perfiles que IPE, IPN y VP que se consiguen en Venezuela, lo que permite mayor rapidez en los cálculos, y la realización de una gran cantidad de iteraciones



de perfiles, láminas, y de espesores de losa que permitan escoger la viga más adecuada. La figura 31 muestra parte del entorno gráfico de la hoja de cálculo.

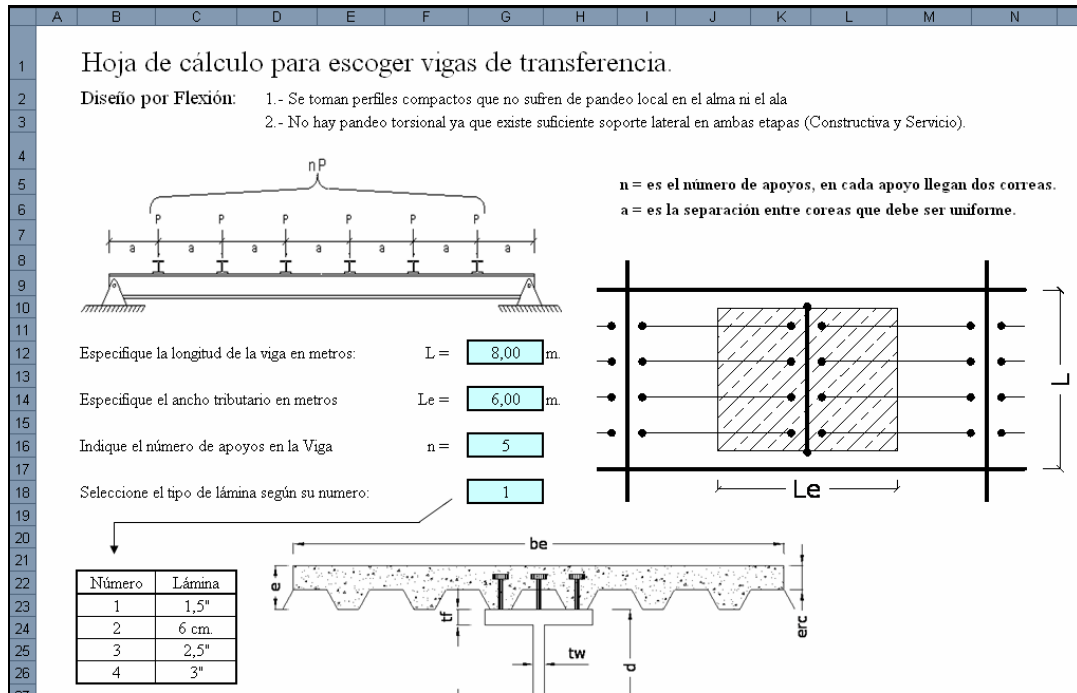


Figura 31: Hoja de cálculo para la selección de vigas apoyadas.

En el apéndice A se presenta una descripción detallada para el uso de la hoja.

### 3.2. Vigas conectadas rígidamente

Las vigas conectadas rígidamente se consiguen con mucha frecuencia en las estructuras. Las estructuras hiperestáticas están conformadas por pórticos con columnas y vigas conectadas entre sí, de forma tal que los elementos transmiten los momentos en las conexiones.

Cuando una viga está rígidamente conectada o cuando es continua en los apoyos, se generan momentos negativos en la zona cercana a la conexión que comprimen el ala inferior de los perfiles y tracciona la superior. Eso se debe a la restricción de rotación del extremo de la viga. Estas vigas

tienen un desempeño diferente ante las cargas, por el simple hecho de transmitir a otros elementos los momentos flectores. Su análisis, en la mayoría de los casos, no se puede aislar del resto de la estructura. Existen dos formas de estudiar los elementos dentro de un sistema estructural, el primero es utilizando un programa de cálculo sofisticado que analiza el comportamiento de la viga dentro del sistema, y el segundo es el cálculo manual tradicional; este último es el más didáctico y el que permite estudiarlas de forma analítica y detallada.

### *3.2.1. Comportamiento de vigas rígidamente conectadas*

En el caso particular de estas vigas surgió la inquietud de analizar su comportamiento cuando las secciones de acero son variables y cuando trabajan con acción mixta con el concreto, con la finalidad de investigar su comportamiento y el posible beneficio en vigas de grandes luces.

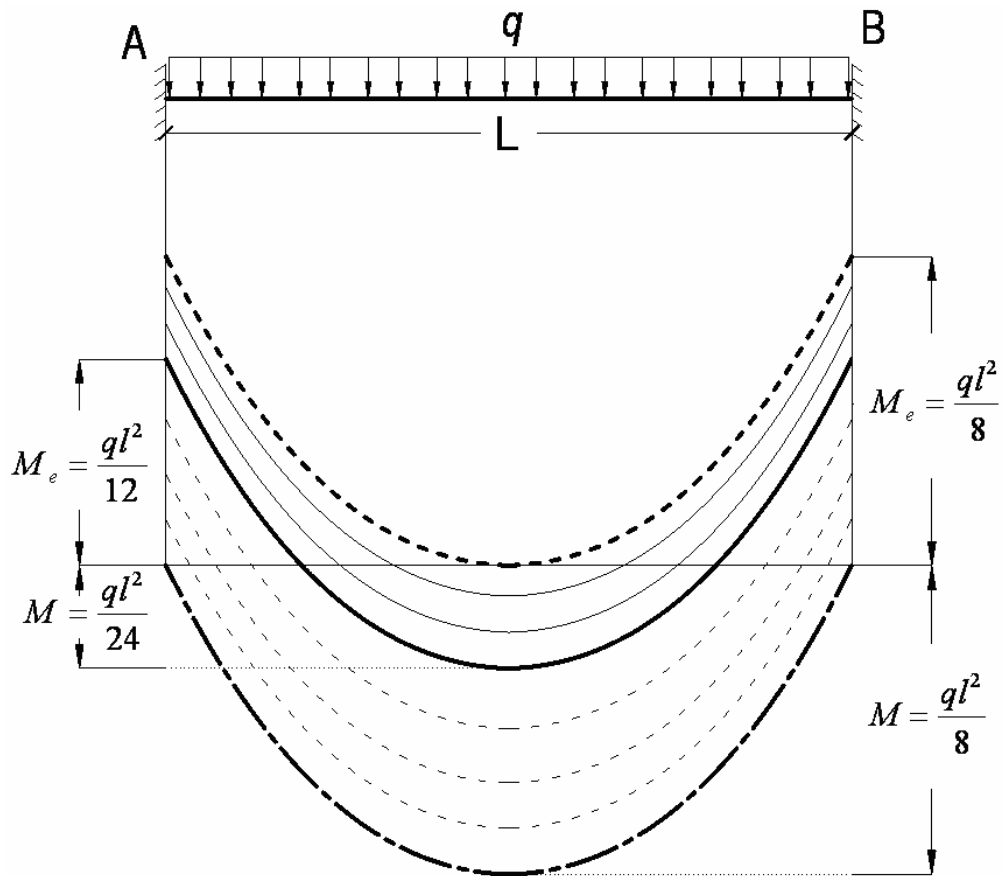
Generalmente los diseñadores omiten estas dos posibilidades debido a que su estudio no está muy documentado. Para el caso general, donde una viga o un perfil de acero de sección constante forman parte de un pórtico, el comportamiento individual y dentro de la estructura es conocido y estudiado. Los coeficientes de rigidez, los factores de transporte y los momentos de empotramiento se conocen, además, el mecanismo de diseño corresponde con la teoría de flexión.

Guldan (1956) explica que los cambios de secciones en las vigas tienen gran influencia sobre la distribución de momentos en barras estáticamente indeterminadas, sin embargo, en muchos casos se prescinde totalmente de su uso a pesar de la utilidad que ofrece esta variación. La razón de esto radica en la complejidad para incluir cambios de sección en distintos elementos de un pórtico para estudiar el conjunto.

Se puede obtener una visión rápida sobre la influencia que tiene la variación de la sección transversal en el diagrama de momentos de una viga de pórtico efectuando el estudio de algunos casos límite.

Se analizará una viga rígidamente empotrada en los dos extremos. Si la barra es de sección constante, el diagrama de momento para una carga uniformemente distribuida tendrá la forma dibujada en la figura 32 con línea llena. Entonces en la sección del empotramiento el momento será:

$$M_e = \frac{ql^2}{12} \text{ y en el medio del tramo } M_{L/2} = \frac{ql^2}{24}$$



**Figura 32:** Influencia de la variación de la sección transversal en el diagrama de momentos flectores.

Si se supone que los dos extremos de la viga poseen cartelas iguales, para el mismo estado de carga los momentos en los apoyos resultarán mayores, mientras que en el medio del tramo será menor. Esto se indica en la figura 32 con las líneas llenas más finas. Cuanto más desarrolladas sean las cartelas más se acentúa la diferencia. El crecimiento de los momentos en

los apoyos y la disminución en el medio del tramo puede llegar hasta el límite, donde resulta:

$$M_e = \frac{ql^2}{8} \text{ y en el medio del tramo } M_{L/2} = 0$$

representado en la figura 32 por la parábola indicada con trazos interrumpidos iguales en negrita. Este caso solo se produciría si las cartelas llegaran hasta el centro de la viga y la relación de momentos de inercia fuera,

$$n_i = \frac{I_{L/2}}{I_e} = 0$$

donde la  $I_{L/2}$  y  $I_e$  son los momentos de inercia en el centro de la viga y en el empotramiento respectivamente. La viga empotrada se comporta entonces como dos voladizos unidos por una articulación cuya luz es  $L/2$ .

Aplicando este mismo razonamiento en el otro sentido. Si en los extremos de la viga doblemente empotrada se supone una reducción de la sección, entonces los momentos en los apoyos disminuirían mientras que en el medio del tramo aumentaría en cantidades iguales, como se ve en la figura 32 por las parábolas indicadas con trazos finos cortados, y en el límite están representados por la línea en negrita de trazos grandes y pequeños. Este caso límite se da cuando la relación de momentos de inercias en los apoyos y tramos es igual a:

$$n_i = \frac{I_{L/2}}{I_e} = \infty$$

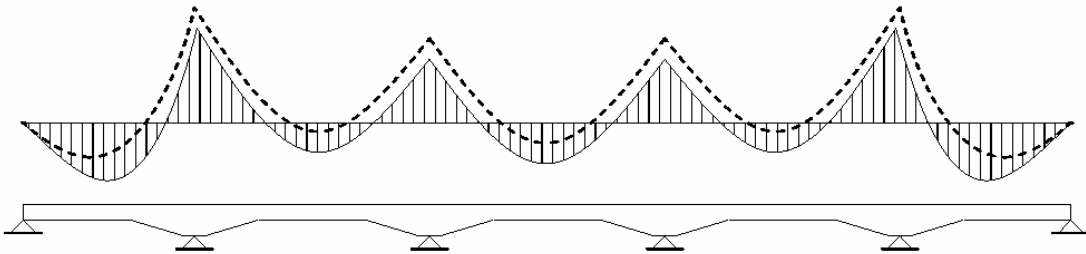
Los momentos en los apoyos en este caso serán  $M_e = 0$  y el correspondiente momento máximo en el medio del tramo alcanza el valor de:

$$M_{L/2} = \frac{ql^2}{8}$$

es decir, una viga doblemente empotrada con estas características se comporta exactamente como una barra *simplemente apoyada*. (Guldan, 1956).

Guldan (1956) también comenta que si bien en los casos prácticos difícilmente se alcanzan los valores máximos teóricos, no hay que despreciar la influencia de los cambios de sección en el cálculo de estructuras estáticamente indeterminadas. Una adecuada inserción de cambios de sección puede afectar favorablemente la distribución de momentos, lo que implica ciertas ventajas económicas.

Comparando en la figura 33 la distribución de momentos en una viga continua con y sin cartelas, bajo la acción de una carga simplemente distribuida, la línea llena representa los momentos para una viga sin cartela, mientras que la segmentada los momentos con cartela.



**Figura 33:** Diagrama de momentos flectores una viga continua con y sin cartelas.

Teniendo en cuenta el dimensionado de esta viga, se nota claramente que los momentos grandes en los apoyos, son absorbidos relativamente fácil por las secciones ampliadas. Además, siempre es bien recibida una disminución de momentos en el medio del tramo, pues generalmente en ese lugar es conveniente una sección lo más reducida posible obteniéndose de esta manera vigas con grandes luces con una importante reducción de peso. Es importante agregar que la cartela es muy favorable para la absorción de los esfuerzos de corte que en los apoyos alcanzan valores máximos.

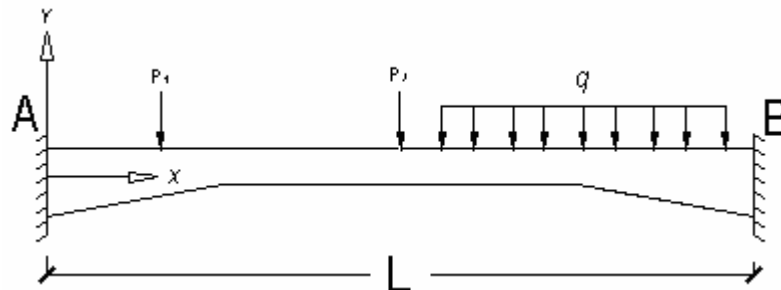
Guldan (1956) presenta en su texto una serie de tablas donde refleja los momentos de empotramiento, factores de rigidez y transporte, para vigas

acarteladas con diversas cargas. Las tablas organizan los valores según el porcentaje de longitud de la cartela con respecto a la longitud total de la viga, y según la relación de inercias entre la sección del empotramiento y la sección del centro de la viga.

Si se trata de vigas de sección transversal rectangular con ancho constante -viga típica acartelada de concreto- los momentos de empotramiento no dependen del cambio de inercia sino del cambio de altura de la sección, esto se debe a que el término  $b/12$  en estas secciones es constante en toda la viga y solo varía la altura. Por lo anteriormente expuesto estos valores se pueden utilizar para cualquier tipo de viga, pero la literatura no expresa que estos puedan servir para secciones transversales que no varían linealmente.

Con la intención de incluir vigas de acero con sección variable en sistemas de piso y analizar su comportamiento, es necesario estudiar y obtener las propiedades de rigidez como son: los momentos de empotramiento, factores de rigidez y transporte, y establecer si las relaciones encontradas por Guldán (1956) son aplicables a vigas de sección variable de acero o si existe la posibilidad de encontrar alguna relación o tablas semejantes a las encontradas por él.

Charon (1962) plantea un procedimiento que permite determinar los momentos de una viga de sección variable perfectamente empotrada en ambos extremos y cargada de cualquier forma como se muestra la figura 34.



**Figura 34:** Viga doblemente empotrada de sección variable.

Charon (1962) utiliza las fórmulas de Bresse, las cuales no se demostrarán ya que se pueden consultar en cualquier bibliografía de mecánica de sólidos. En estas ecuaciones, cuando se prescinde de los esfuerzos normales y cortantes, se escriben:

$$u_1 = u_o + \varphi_o(y_1 - y_o) - y_1 \int_{s_o}^{s_1} \frac{M}{EI} ds + \int_{s_o}^{s_1} \frac{M_y}{EI} ds \quad (73)$$

$$v_1 = v_o - \varphi_o(x_1 - x_o) + x_1 \int_{s_o}^{s_1} \frac{M}{EI} ds - \int_{s_o}^{s_1} \frac{M_x}{EI} ds \quad (74)$$

$$\varphi_1 = \varphi_o - \int_{s_o}^{s_1} \frac{M}{EI} ds \quad (75)$$

Charon (1962) plantea que de la figura 34 se deduce  $v_o = v_1 = 0$ ,  $x_o = 0$ ,  $x_1 = L$  y  $\varphi_o = \varphi_1 = 0$ , por lo tanto las ecuaciones de Bresse dan:

$$\int_0^L \frac{M(L-x)}{I} dx = 0 \quad \text{y} \quad \int_0^L \frac{Mx}{I} dx = 0$$

sabiendo de mecánica de sólidos que el momento  $M$  en cualquier lugar de la viga es:

$$M_x = \mu - M_{AB} \frac{(L-x)}{L} + M_{BA} \frac{x}{L}$$

sustituyendo  $M$  y haciendo:

$$\begin{aligned} K_1 &= \int_0^L \frac{x^2}{I} dx \quad ; \quad K_2 = \int_0^L \frac{(L-x)^2}{I} dx \\ K_3 &= \int_0^L \frac{x(L-x)}{I} dx \quad ; \quad K_4 = \int_0^L \frac{\mu x}{I} dx \\ K_5 &= \int_0^L \frac{\mu(L-x)}{I} dx \end{aligned}$$

una vez resuelto el sistema, se encuentra:

$$M_{AB} = \frac{K_3 K_4 - K_1 K_5}{K_3^2 - K_1 K_2} L \quad (76)$$

$$M_{BA} = \frac{K_2 K_4 - K_3 K_5}{K_3^2 - K_1 K_2} L \quad (77)$$

Se conocerá el  $M_{AB}$  y el  $M_{BA}$  cuando se conozcan los coeficientes  $K$ .  
Lo más sencillo para determinar estos coeficientes será proceder en forma de cuadros sustituyendo las integrales por sumatorias finitas. (p. 258)

Asimismo, Charon (1956) explica que los factores de rigidez y transporte se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$T_{AB} = \frac{K_3}{K_2} \quad (78) \quad \text{y} \quad T_{BA} = \frac{K_3}{K_1} \quad (79)$$

$$R_{AB} = \frac{K_2}{K_1 K_2 - K_3^2} (L^2) \quad (80) \quad \text{y} \quad R_{BA} = \frac{K_1}{K_1 K_2 - K_3^2} (L^2) \quad (81) \quad (\text{p. 266})$$

A continuación se presenta un ejemplo extraído del libro de Charon (1956) en su capítulo X, en el que se demuestra la metodología que se empleará en el análisis de las vigas de acero de sección variable.

**Ejemplo 1: Momento de empotramiento de una viga de sección variable, empotrada en ambos extremos y cargada simétricamente.**

Sea la viga representada en la figura 35. Se dividirá en 10 elementos  $\Delta x=0,50$  y se considera los puntos medios de estos elementos: puntos 1, 2, 3,...

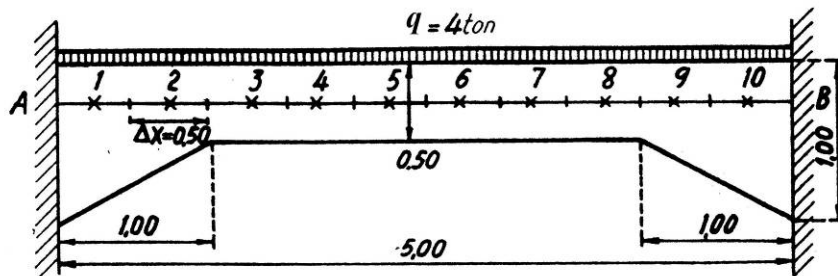


Figura 35: Viga doblemente empotrada de sección variable (ejemplo 1).  
Fuente: Charon (1956).

En lugar de  $I = \frac{bh^3}{12}$  se puede solo calcular  $h^3$  ya que todas las fórmulas donde intervienen los coeficientes  $K$  desaparecerá el término  $b/12$ .



Sabiendo que la ecuación que define el momento isostático en una viga apoyada en ambos extremos con carga uniforme es:  $\mu = \frac{qx}{2}(L-x)$  se obtiene el siguiente cuadro:

	$I$	$x$	$L-x$	$\mu$	$x^2/I$	$x(L-x)/I$	$\mu x/I$
1	0,670	0,25	4,75	2,375	0,093	1,772	0,886
2	0,244	0,75	4,25	6,375	2,305	13,063	19,595
3	0,125	1,25	3,75	9,375	12,500	37,500	93,750
4	0,125	1,75	3,25	11,375	24,500	45,500	159,250
5	0,125	2,25	2,75	12,375	40,500	49,500	222,750
6	0,125	2,75	2,25	12,375	60,500	49,500	272,250
7	0,125	3,25	1,75	11,375	84,500	45,500	295,750
8	0,125	3,75	1,25	9,375	112,500	37,500	281,250
9	0,244	4,25	0,75	6,375	74,027	13,063	111,004
10	0,670	4,75	0,25	2,375	33,675	1,772	16,837
				$\Sigma =$	445,100	294,670	1473,222

de donde se obtiene:

$$K_1 = K_2 = 445,100 \times 0,50 = 222,550$$

$$K_3 = 294,670 \times 0,50 = 147,335$$

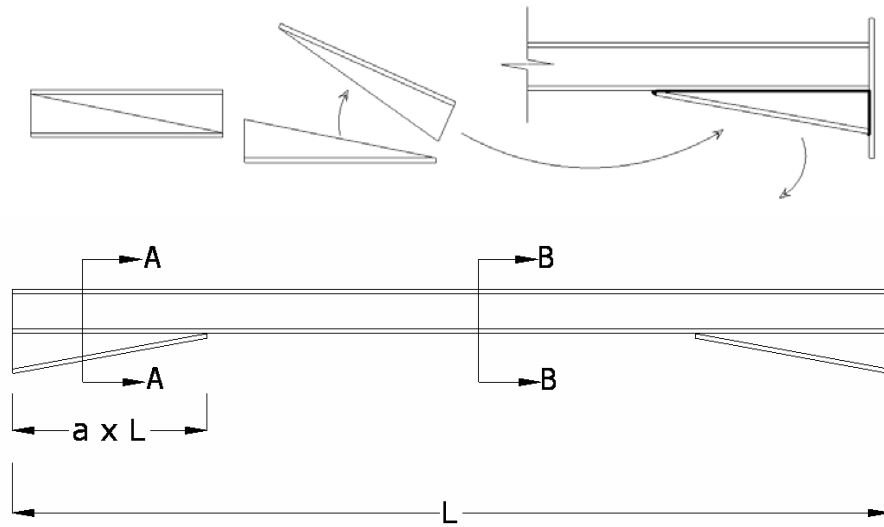
$$K_4 = K_5 = 1473,222 \times 0,50 = 736,661$$

y utilizando las ecuaciones (76) y (77)

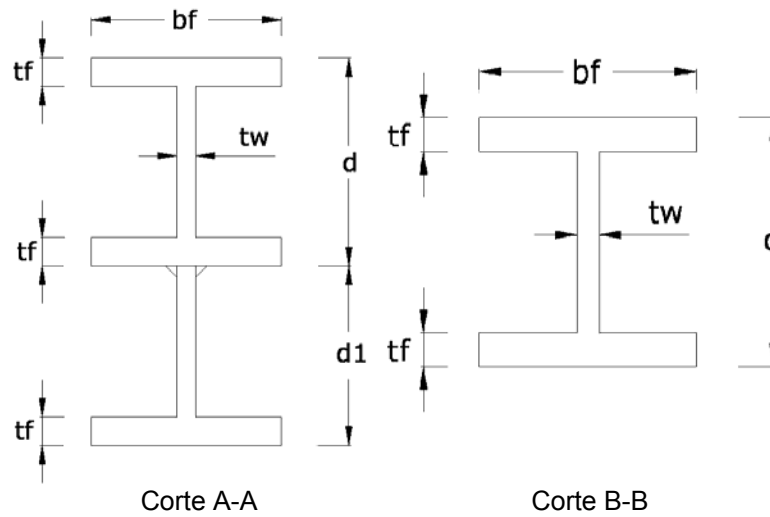
$$M_{AB} = -M_{BA} = 9,86 \text{ ton-m.}$$

Antes de analizar las vigas de acero debemos definir los cambios de sección a los cuales nos referimos, en primer lugar, el uso de cartelas y en segundo, el cambio de inercia que produce la acción mixta viga-concreto.

Las cartelas a las cuales se hacen referencia en este Trabajo Especial de Grado son aquellas que se fabrican soldando en los apoyos de la viga una fracción cortada en diagonal del mismo perfil, además, se debe destacar que solo se analizarán vigas con cartelas simétricas como se muestra en las siguientes figuras:



**Figura 36:** Viga acartelada de acero.



**Figura 37:** Secciones transversales de la viga de acero.

Este tipo de cartela tiene la particularidad que la altura en el empotramiento es aproximadamente el doble de la altura del perfil, además este parámetro no es variable debido a que en este estudio no se tomará en consideración cartelas elaboradas combinando perfiles de distintas dimensiones.

Al fabricar la viga acartelada, la soldadura debe garantizar la unión perfecta entre el perfil y la cartela para que se pueda suponer una viga

homogénea, es decir, las tensiones de corte que se producen en la interfaz perfil-cartela se deben transferir completamente y las deformaciones deben ser iguales.

Otro cambio de sección que se tomará en consideración, corresponde al generado por la acción mixta, que al igual que en correas y en vigas de transferencia origina una sección transformada, en el caso de correas y vigas apoyadas el cambio de sección es total, es decir todo el perfil cambia de sección. En vigas empotradas no es posible hacer esta suposición, ya que hacerlo implicaría que el concreto deba resistir esfuerzos de tracción cerca de los apoyos. Sabiendo que la resistencia a tracción del concreto se asume nula, solo se toma en cuenta la inercia transformada en el área de momento positivo. Esto genera que la viga sea de sección variable.

### ***3.2.2. Hoja de cálculo para el análisis de vigas rígidamente conectadas***

Con la intención de analizar el comportamiento de vigas formadas por perfiles de acero con sección variable, se elaboró una hoja de cálculo utilizando como base el programa Microsoft Office Excel©. En este, se creó una tabla programada con la metodología que Charon (1956) presenta en el ejemplo 1 que se mostró anteriormente.

Para hacer su análisis, la hoja secciona la viga en cincuenta (50) partes, mientras que en el ejemplo anterior solo está seccionada en diez (10) partes. No se realizan más separaciones debido a que utilizando cien (100) subdivisiones, los resultados solo variaron en el 1‰ (uno por mil).

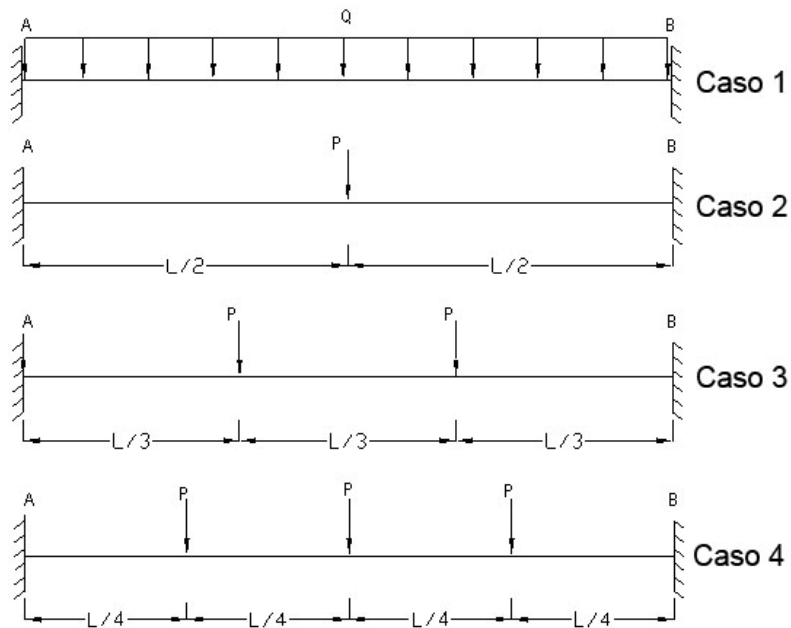
La hoja asume que las cartelas poseen las siguientes características: simétricas, perfectamente soldadas y del mismo perfil que la viga. La dimensión de la cartela se define por “a” que es la relación de su longitud con respecto a la longitud total de la viga, como se muestra en la figura 36, es decir:

$$a = \frac{Lc}{L}$$

siendo  $Lc$  la longitud de la cartela y  $L$  la de la viga, despejando se obtiene:

$$Lc = a \times L$$

Las cargas que se tomaron en consideración, se fundamentan en las más utilizadas en sistemas de piso, entre ellas, la carga linealmente distribuida, una carga puntual en el centro y dos y tres cargas espaciadas equidistantemente, como se muestran en la figura 38.



**Figura 38:** Distribución de cargas asumida en cálculo de momentos de empotramiento.

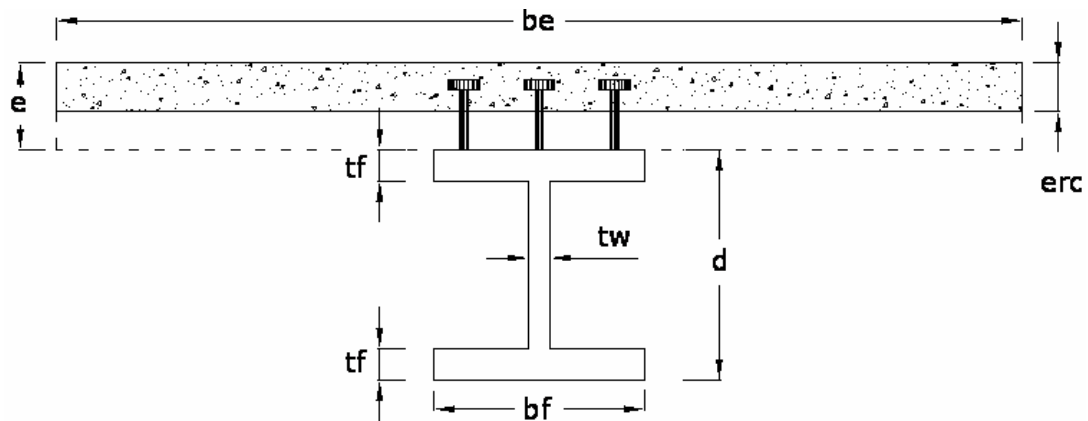
La hoja posee una base de datos con la mayoría de los perfiles I y H. Además esta posee las propiedades mecánicas y geométricas de los perfiles. Con estos datos se pueden calcular las variaciones de inercia producidas por las cartelas.

En términos de cambios de sección producidos por la incorporación de la acción mixta en la viga, se asumió que el concreto no trabaja en la zona de momento negativo ya que su resistencia a tracción se toma como nula.

El Ingeniero José M. Velásquez, tutor de esta investigación comentó que se debe asumir el cambio de sección por la acción mixta solo en el 70%

del tramo central de la viga, esto debido a que los puntos de inflexión de una viga empotrada se encuentran generalmente entre el  $0,15 L$  y  $0,30 L$ , medidos desde el empotramiento, además recalco que el cambio de rigidez producto de la acción mixta reduce los momentos de empotramiento y aumenta la zona de momento positivo, por lo tanto, asumir ese valor como promedio es conservador. (Conversación personal, Febrero 18 del 2006).

El cálculo de la sección transformada busca convertir el área de concreto en área equivalente de acero, tal como se explica en el Capítulo I (sección 4.2.1.1). La hoja recibe como dato el espesor total de la losa de concreto “ $e$ ”, el espesor real de concreto “ $erc$ ” y el ancho efectivo “ $be$ ”, datos que son necesarios para estimar la nueva inercia. La figura 39 muestra una sección transversal de la viga con acción mixta.

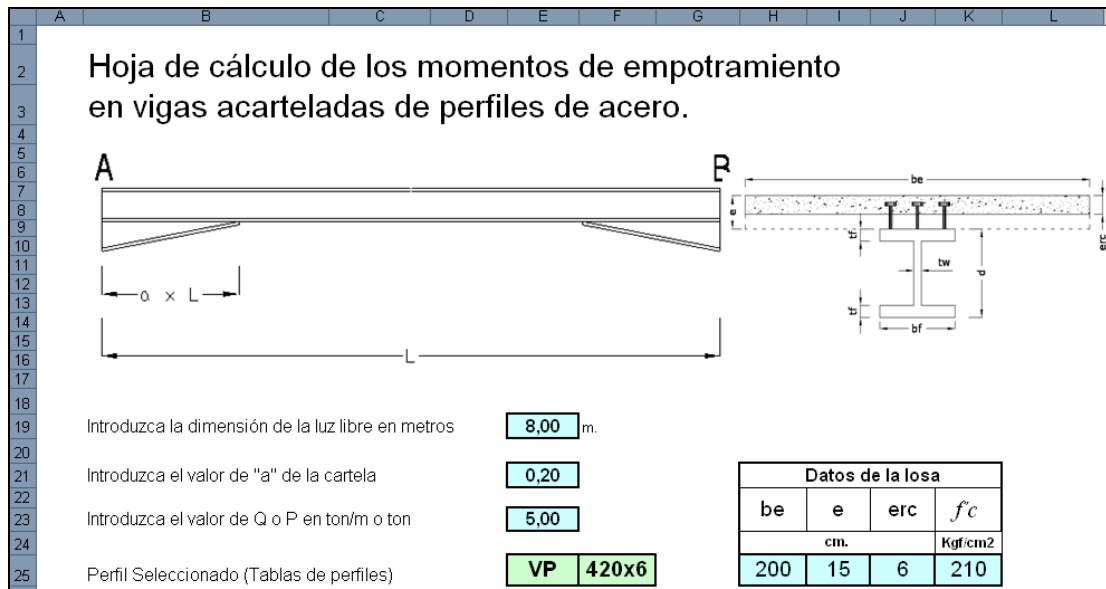


**Figura 39:** Esquema de la sección para el cálculo de la inercia transformada.

La hoja arroja el valor de los momentos de empotramiento  $M_{ab}$  y  $M_{ba}$  sabiendo que estos son iguales debido a que la viga es simétrica y esta cargada simétricamente, además calcula los factores de transporte y rigidez.

Con los momentos de empotramiento se obtiene el diagrama de momento actuante en la viga. Aplicando el método de viga conjugada, se consiguen los diagramas de rotaciones y deflexión. La teoría de viga conjugada no se explica en este trabajo especial de grado ya que se consigue en cualquier bibliografía de estructuras.

En consecuencia con esta hoja de cálculo se pueden analizar las propiedades de vigas doblemente empotradas bajo las cargas antes mencionadas, con o sin cartelas y además que trabajen con o sin acción mixta.



**Figura 40:** Hoja para el cálculo del momento de empotramiento de vigas acarteladas de perfiles de acero.

### 3.2.3. Análisis de vigas rígidamente conectadas

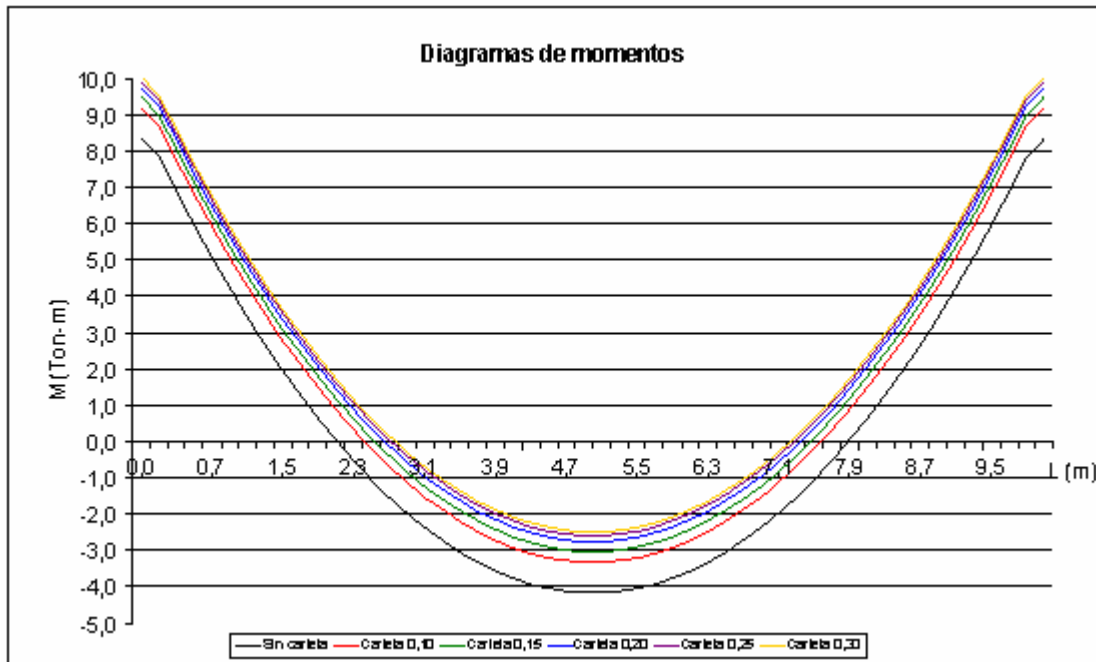
Usando la hoja de cálculo, se desarrolla a continuación un ejemplo donde se aprecia el comportamiento de una viga doblemente empotrada, bajo los efectos de la acción mixta y de la aplicación de cartelas.

**Ejemplo 2: Análisis de un perfil VP 420x65,7 doblemente empotrado de sección variable con concreto  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  y con un espesor total de concreto de 10 cm usando una lámina acanala de 1.5”.**



**Figura 41:** Viga doblemente empotrada con variaciones de cartelas.

Se tiene una viga de longitud diez (10) metros cargada de forma distribuida con 1 Ton/m. Si se supone una variación de cartelas como la que se muestra en la figura 41, desde sin cartela hasta  $0,30 L$ , se pueden comparar los diagramas de momentos para cada una de ellas. Esto se muestra en la figura 42.



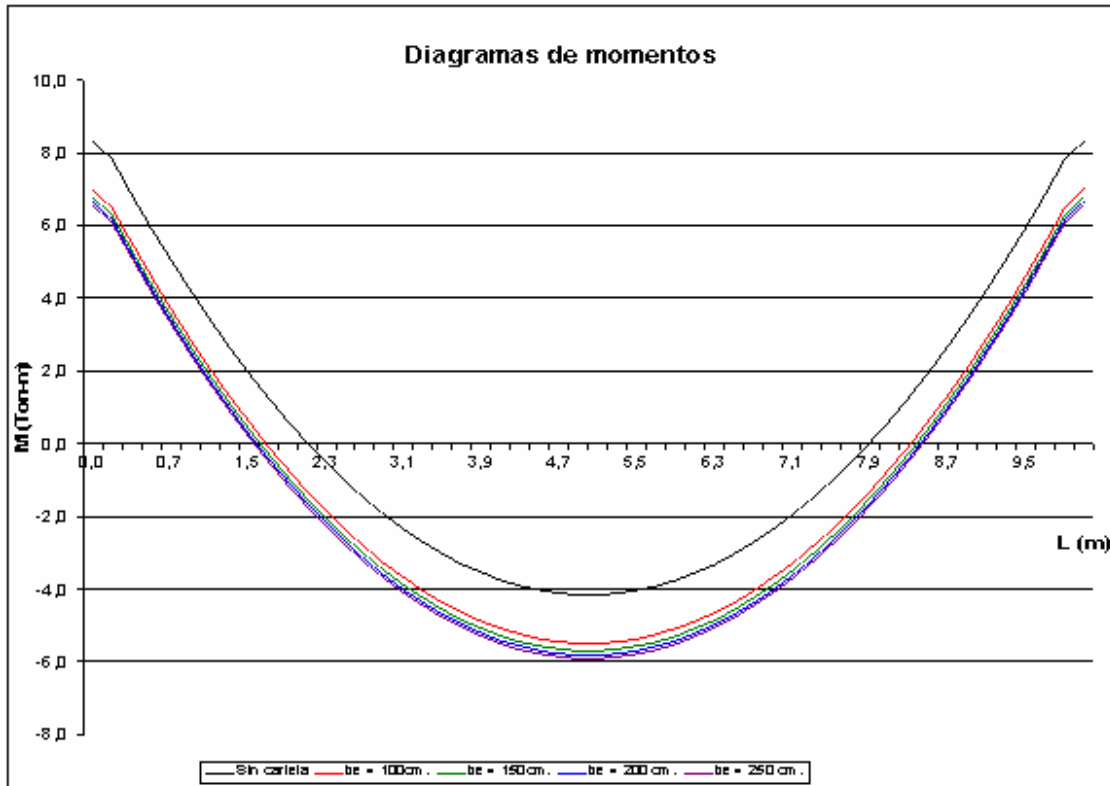
**Figura 42:** Diagramas de momentos para una viga con diversas cartelas.

Adicionalmente se anexa una tabla que muestra la variación numérica de los momentos de empotramiento y los momentos en el centro del tramo, la tabla incluye los valores de los factores de transporte y rigidez.

**Tabla 23:** Comparación de momentos para diferentes cartelas.

a de la Cartela	Momento de empotramiento Ton-m	Momento en L/2 Ton-m	Factor de transporte	Factor de rigidez
0,00	8,333	4,160	0,500	0,400
0,10	9,177	3,318	0,580	0,540
0,15	9,471	3,024	0,610	0,618
0,20	9,740	2,755	0,638	0,723
0,25	9,910	2,585	0,657	0,818
0,30	10,015	2,480	0,668	0,931

A continuación se presenta una figura donde se aprecian los valores de momentos para la misma viga, pero para diferentes valores de ancho efectivos y todos sin cartelas.



**Figura 43:** Diagramas de momentos para una viga con diversos anchos efectivos.

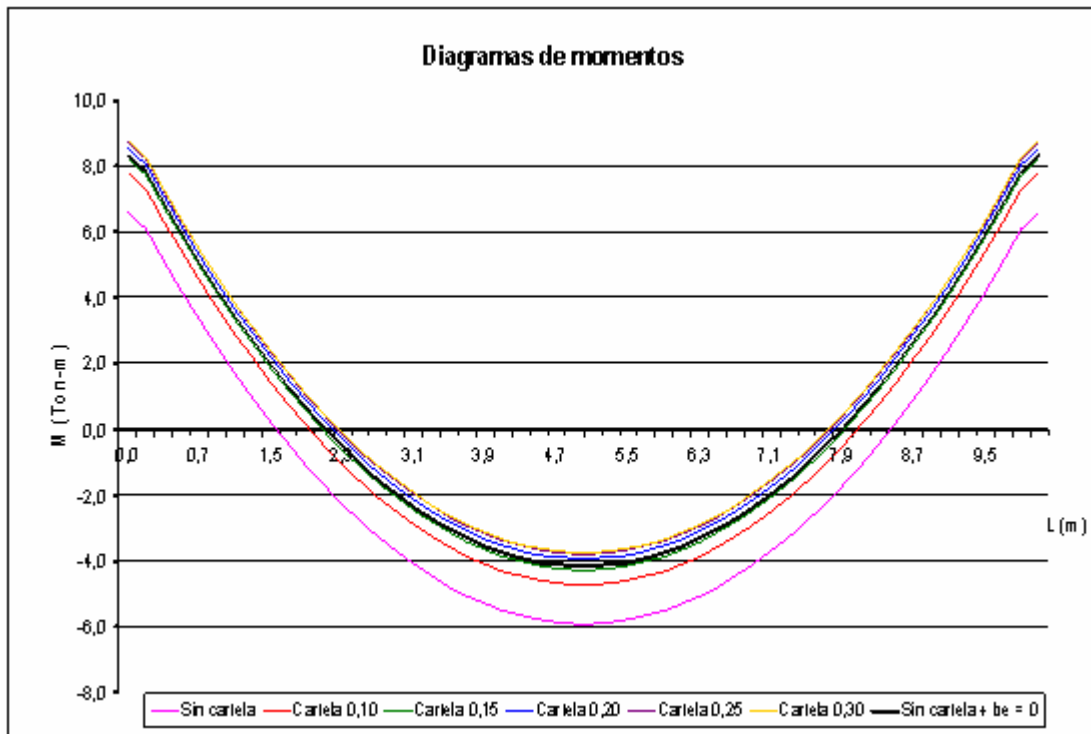
Sus respectivos valores se encuentran en la siguiente tabla:



**Tabla 24:** Comparación de momentos para diferentes anchos efectivos.

$b_e$ (cm)	Momento de empotramiento Ton-m	Momento en L/2 Ton-m	Factor de transporte	Factor de rigidez
0	8,335	4,160	0,500	0,400
100	7,000	5,495	0,373	0,216
150	6,798	5,697	0,638	0,723
200	6,672	5,823	0,364	0,205
250	6,585	5,910	0,358	0,197

Si se combinan las cartelas con un ancho efectivo  $b_e = 250\text{cm}$ . se obtiene la siguiente figura:



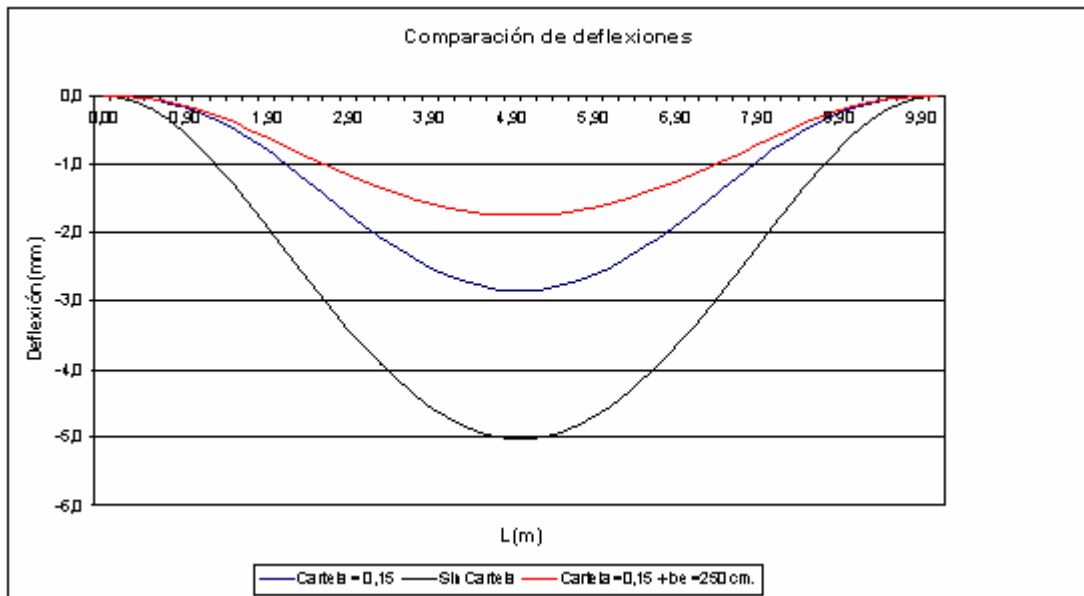
**Figura 44:** Diagramas de momentos para una viga con diversos anchos efectivos.

Sus respectivos valores se encuentran en la siguiente tabla:

**Tabla 25:** Comparación de momentos para  $be = 250$  cm variando las cartelas.

Ancho efectivo	$a$ de la Cartela	Momento de empotramiento Ton-m	Momento en L/2 Ton-m	Factor de transporte	Factor de rigidez
$be = 0$ cm.	0,00	8,333	4,160	0,500	0,400
$be = 250$ cm.	0,00	6,585	5,910	0,500	0,400
	0,10	7,795	4,700	0,453	0,293
	0,15	8,232	4,263	0,491	0,357
	0,20	8,558	3,937	0,521	0,432
	0,25	8,712	3,783	0,535	0,485
	0,30	8,750	3,745	0,538	0,538

Si se configura la hoja de cálculo de manera que el perfil posea una cartela de  $a = 0,15$  y un ancho efectivo de 250 cm. se puede graficar la variación de la deflexión de los tres casos típicos: perfil sin cartela ni acción mixta, perfil con cartela y perfil con cartela más acción mixta.



**Figura 45:** Comparación de las deflexión en el perfil VP 420x65,7.

A continuación se presenta una tabla con los valores máximos de las deflexiones en cada caso:

**Tabla 26:** Comparación de deflexiones para distintas configuraciones.

Caso	Sin cartela	Cartela a = 0,15	Cartela a=0,15 + be = 250 cm
Deflexión (mm)	-5,0	-2,8	-1,7

Observado el comportamiento de los diagramas de momentos para los diversos casos de sección variable, la respuesta coincide con lo esperado, al aumentar la sección en los extremos aumentan los momentos de empotramiento, mientras que al aumentar la sección en el centro del tramo estos disminuyen. En términos de flecha, es evidente que el uso de cartelas y acción mixta reducen notablemente la deflexión, por lo tanto en grandes luces donde la flecha pueda ser el parámetro que defina el diseño, se pueden obtener beneficios con estos cambios de secciones.

Con el fin de investigar si el comportamiento discutido anteriormente se repite de alguna forma en los perfiles de acero, se decidió aplicar esta metodología a todos los perfiles I y H (IPE, IPN, VP, W, HEA Y HEB) tabulados en el apéndice E.

Utilizando una longitud y carga unitarias para cada uno de los cuatro casos de carga comentados, y variando las cartelas, se consiguieron todos los momentos de empotramiento, deflexión, factores de rigidez y transporte. La siguiente gráfica muestra el comportamiento de los momentos de empotramiento para la carga linealmente distribuida:

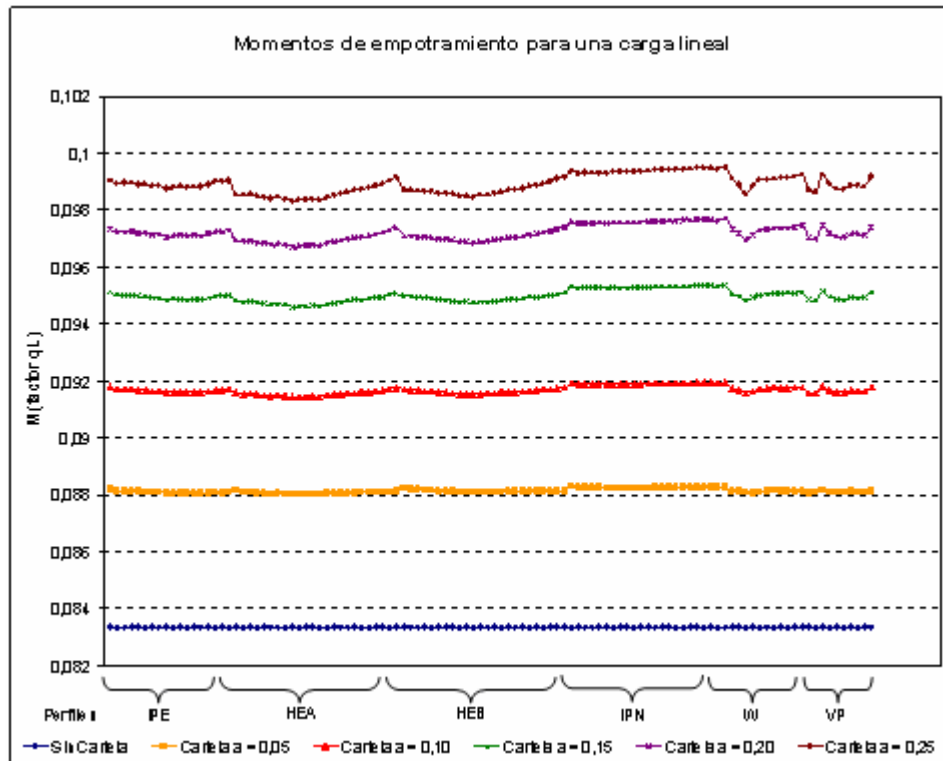


Figura 46: Momentos de empotramiento para una carga lineal.

Se observa claramente una tendencia a un comportamiento lineal de los momentos de empotramiento para cada “a” de cartela, sin importar que perfil se este usando, sin embargo, a mediada que el “a” se hace más grande, la dispersión aumenta. Tomando el valor promedio esta diferencia no es mayor al 1,5 %.

Realizando el mismo análisis para todos los casos de carga, el comportamiento de los momentos de empotramiento fue muy parecido. Se analizaron las deflexiones, factores de transporte y rigidez, obteniendo que estos valores tienen un comportamiento aproximadamente lineal horizontal, es decir, cambian muy poco al variar los perfiles.

A continuación se presenta una tabla que resume los valores propuestos en esta investigación para vigas acarteladas de perfiles de acero:

**Tabla 27:** Tabla resumen de momentos de empotramiento, deflexión y factores de transporte y rigidez para perfiles de acero I y H.

a de la cartela	Caso 1 (carga distribuida)		Caso 2 (puntual en L/2)		Caso 3 ( 2 puntuales cada L/3)		Caso 4 (3 puntuales cada L/4)		Factores de:	
	Me	Flecha	Me	Flecha	Me	Flecha	Me	Flecha	Transporte	Rigidez
0,00	0,0833	0,00260	0,1250	0,00519	0,2223	0,00770	0,3126	0,01038	0,500	4,001
0,05	0,0875	0,00211	0,1315	0,00444	0,2337	0,00637	0,3286	0,00853	0,539	4,582
0,10	0,0917	0,00172	0,1387	0,00375	0,2459	0,00521	0,3454	0,00693	0,579	5,381
0,15	0,0946	0,00148	0,1443	0,00332	0,2551	0,00449	0,3576	0,00597	0,609	6,170
0,20	0,0972	0,00132	0,1499	0,00297	0,2637	0,00395	0,3684	0,00529	0,636	7,171
0,25	0,0988	0,00123	0,1541	0,00277	0,2693	0,00366	0,3748	0,00493	0,654	8,109
0,30	0,0998	0,00118	0,1576	0,00263	0,2725	0,00348	0,3779	0,00473	0,664	9,170
0,35	0,1000	0,00114	0,1594	0,00254	0,2723	0,00336	0,3787	0,00458	0,667	10,085
Factor de multiplicación	$ql^2$	$ql^4/EI$	PL	$PL^3/EI$	PL	$PL^3/EI$	PL	$PL^3/EI$	-	1/L

**Nota:** a =  $L_c / L$  (longitud de la cartela entre la longitud de la viga)

Con esta tabla es posible estimar los momentos de empotramiento, flecha, factores de transporte y rigidez, tomando el valor que corresponde con el caso de carga y cartela, multiplicándolo por el respectivo factor de multiplicación. Los factores de distribución y de rigidez no dependen de la carga, es por ello que no existe uno cada caso. Los momentos de empotramiento y factores de rigidez calculados con esta tabla pueden llegar a tener un error máximo del 1,5%, mientras que en el caso de flecha y transporte el máximo error conseguido fue del 4%.

Para conocer el momento en el centro del tramo es suficiente sumar al momento de empotramiento el valor del momento isostático, por ejemplo en el caso de carga 1, linealmente distribuida, es  $ql^2 / 8$ . Es importante recordar que los momentos de empotramiento por convención son negativos, aunque las tablas poseen valores positivos, es por ello que:  $M_{L/2} = -(Me) + ql^2 / 8$ .

En el análisis de los momentos de empotramiento bajo la acción de una carga puntual desplazable, se estudió la línea de influencia para las distintas cartelas. El comportamiento de los perfiles fue muy parecido a los casos de carga anteriores, ya que al cambiar los perfiles no variaron los momentos de empotramiento en más de un 1,5% con respecto al valor tomado.

En la siguiente gráfica se observa la variación de la línea de influencia variando las cartelas.

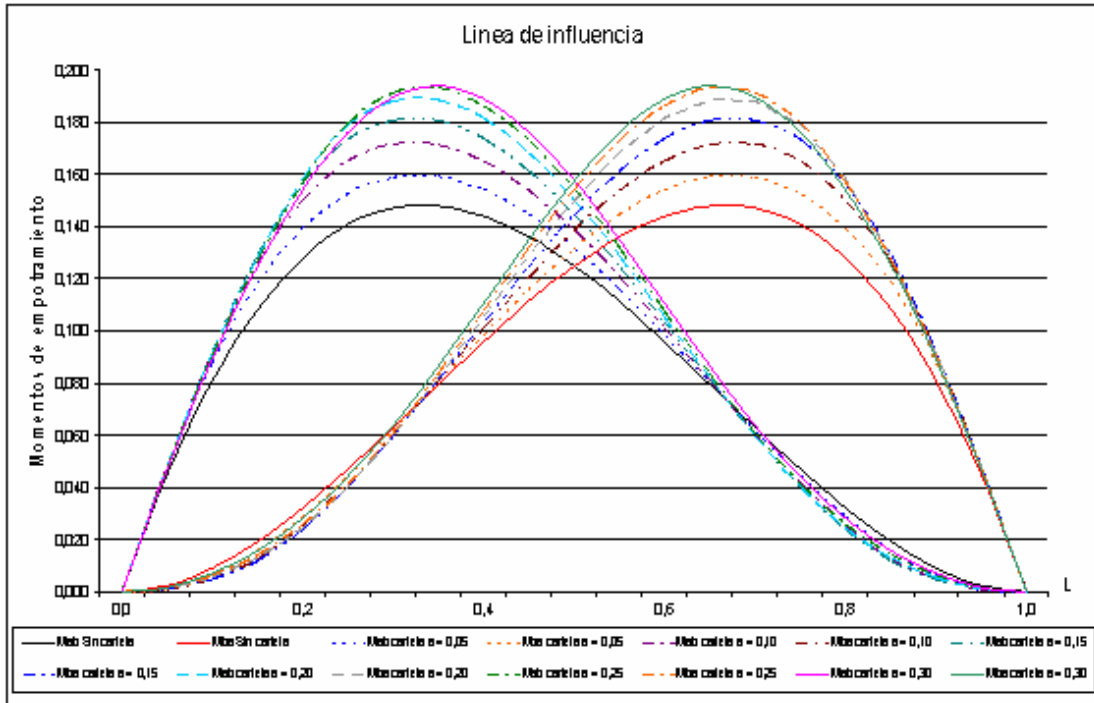


Figura 47: Momentos de empotramiento para una línea de influencia.

La siguiente tabla resume los valores de la gráfica, y posee los momentos de empotramiento  $M_{ab}$  y  $M_{ba}$  que en este caso no son iguales ya que la carga no es simétrica, se desplaza por la viga y genera variaciones entre el momento en A y B, siendo estos los extremos de la viga. Los factores de transporte y rigidez son los mismos de la tabla anterior ya que estos no dependen de la carga.

**Tabla 28:** Tabla resumen de momentos de empotramiento, bajo una línea de influencia en perfiles de acero I y H.

Posición carga	Cartela a = 0,00		Cartela a = 0,05		Cartela a = 0,1		Cartela a = 0,15		Cartela a = 0,2		Cartela a = 0,25		Cartela a = 0,3	
	Mab	Mba	Mab	Mba	Mab	Mba	Mab	Mba	Mab	Mba	Mab	Mba	Mab	Mba
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,05	0,0453	0,0023	0,0482	0,0009	0,0483	0,0009	0,0482	0,0011	0,0480	0,0013	0,0478	0,0014	0,0475	0,0016
0,10	0,0810	0,0090	0,0879	0,0061	0,0915	0,0047	0,0917	0,0049	0,0910	0,0055	0,0902	0,0062	0,0893	0,0069
0,15	0,1085	0,0191	0,1182	0,0155	0,1261	0,0126	0,1291	0,0118	0,1284	0,0129	0,1271	0,0142	0,1252	0,0157
0,20	0,1280	0,0320	0,1393	0,0286	0,1500	0,0254	0,1563	0,0238	0,1583	0,0242	0,1570	0,0259	0,1541	0,0283
0,25	0,1408	0,0468	0,1528	0,0443	0,1651	0,0416	0,1734	0,0399	0,1787	0,0398	0,1796	0,0412	0,1760	0,0444
0,30	0,1470	0,0630	0,1590	0,0618	0,1717	0,0603	0,1809	0,0596	0,1881	0,0596	0,1913	0,0608	0,1897	0,0639
0,35	0,1480	0,0796	0,1593	0,0801	0,1715	0,0804	0,1807	0,0808	0,1887	0,0819	0,1933	0,0836	0,1943	0,0864
0,40	0,1440	0,0960	0,1541	0,0984	0,1651	0,1009	0,1736	0,1029	0,1814	0,1054	0,1864	0,1078	0,1890	0,1108
0,45	0,1362	0,1114	0,1446	0,1159	0,1539	0,1207	0,1612	0,1245	0,1681	0,1286	0,1730	0,1319	0,1763	0,1362
0,50	0,1290	0,1290	0,1315	0,1315	0,1387	0,1387	0,1443	0,1443	0,1499	0,1499	0,1541	0,1541	0,1576	0,1576
0,55	0,1114	0,1362	0,1159	0,1446	0,1207	0,1539	0,1245	0,1612	0,1286	0,1681	0,1319	0,1730	0,1362	0,1763
0,60	0,0960	0,1440	0,0984	0,1541	0,1009	0,1651	0,1029	0,1736	0,1054	0,1814	0,1078	0,1864	0,1108	0,1890
0,65	0,0796	0,1480	0,0801	0,1593	0,0804	0,1715	0,0808	0,1807	0,0819	0,1887	0,0836	0,1933	0,0864	0,1943
0,70	0,0630	0,1470	0,0618	0,1590	0,0603	0,1717	0,0596	0,1809	0,0596	0,1881	0,0608	0,1913	0,0639	0,1897
0,75	0,0468	0,1408	0,0443	0,1528	0,0416	0,1651	0,0399	0,1734	0,0398	0,1787	0,0412	0,1796	0,0444	0,1760
0,80	0,0320	0,1280	0,0286	0,1393	0,0254	0,1500	0,0238	0,1563	0,0242	0,1583	0,0259	0,1570	0,0283	0,1541
0,85	0,0191	0,1085	0,0155	0,1182	0,0126	0,1261	0,0118	0,1291	0,0129	0,1284	0,0142	0,1271	0,0157	0,1252
0,90	0,0090	0,0810	0,0061	0,0879	0,0047	0,0915	0,0049	0,0917	0,0055	0,0910	0,0062	0,0902	0,0069	0,0893
0,95	0,0023	0,0453	0,0009	0,0482	0,0009	0,0483	0,0011	0,0482	0,0013	0,0480	0,0014	0,0478	0,0016	0,0475
1,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Fac. m. it.	Factor de m. it.		Factor de m. it.		Factor de m. it.		Factor de m. it.		Factor de m. it.		Factor de m. it.		Factor de m. it.	
L	PL		PL		PL		PL		PL		PL		PL	

Nota:  $a = L_c / L$  (longitud de la cartela entre la longitud de la viga)

Al igual que la tabla 27, con los otros casos de carga, hay que multiplicar los valores por su respectivo factor de multiplicación, tomando en cuenta la posición de la carga y la cartela.

En términos de cambio de sección por efectos de la acción mixta, se estudiaron posibles simplificaciones que permitan agrupar resultados en una tabla. Se analizaron los momentos de empotramiento para todos los perfiles con sus respectivas cartelas, variando los espesores de concreto y los anchos efectivos. En este caso los resultados no demostraron similitudes, la causa radica en que el cambio de inercia que genera una losa de concreto con un espesor y un ancho efectivo específico, no tiene el mismo efecto sobre un perfil pequeño que en uno grande, la siguiente figura muestra un ejemplo:



Figura 48: Losa constante sobre perfiles distintos.

Debido a esto, se buscó la posibilidad de encontrar similitudes relacionando la inercia de los perfiles y la losa, es decir, dividir la inercia del concreto  $I_c$  entre la inercia del perfil  $I_p$  y analizar si los distintos perfiles que cumplen con la misma relación de inercia poseen los mismos momentos de empotramiento. Al analizar este caso, tampoco se encontraron similitudes, es por esto que lo recomendable es el uso de la hoja de cálculo para estimar los valores de los momentos, factores de transporte y rigidez.

### 3.2.4. Diseño de vigas rígidamente conectadas

Al estimar los momentos de empotramiento, factores de rigidez y transporte, el calculista tiene la posibilidad de conseguir las solicitaciones actuantes en la viga en todas sus etapas, y esta debe ser capaz de resistir los esfuerzos dentro de los límites permisibles.

No se encuentra dentro del alcance de esta investigación estudiar los pórticos con cargas horizontales como sismo o viento, por lo tanto se enfocará el diseño en cargas verticales, asumiendo las vigas empotradas. La metodología de diseño y las etapas de verificación son las mismas presentada en el capítulo I.

En las vigas, las cargas sobre ellas dependen del ancho tributario " $L_e$ ", una medida arbitraria que cambia con cada configuración de paño. La figura 49 presentada a continuación muestra un ejemplo.

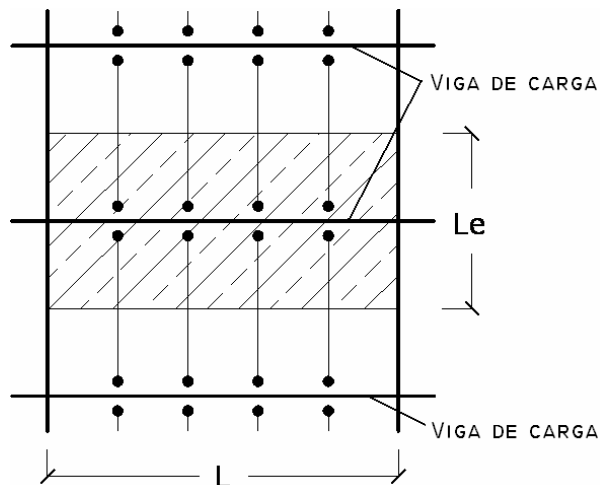


Figura 49: Ancho tributario sobre una viga de carga.



Las vigas pueden ser acarteladas o tener acción mixta, por lo tanto su resistencia varía a lo largo de ellas. Estos cambios de sección pueden generar que la viga sea más resistente en los lugares donde se necesita.

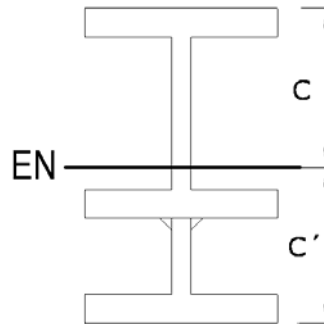
Hay que tomar en cuenta que las vigas de carga no deberían ser de mayor tamaño que las correas ni que las vigas de transferencia; lo mismo sucede con las vigas de transferencia, estas no deben ser mas pequeñas que las correas.

Antes de entrar en las etapas de diseño es importante ahondar en el tema de la resistencia del perfil. Tal como se comentó en el capítulo I, la resistencia a la flexión de un perfil depende de su sección transversal. Cuando un perfil posee una sección transversal constante, su resistencia a la flexión es única a lo largo de la viga, sin embargo, los perfiles acartelados y/o con acción mixta, poseen una resistencia a la flexión variable, es por esto que es necesario evaluarla a lo largo de todo el perfil o por lo menos conocer los puntos críticos.

El estudio de la variación de la resistencia de la sección va a depender de la etapa en la que se analice, una viga de sección constante se calcula en etapa constructiva con  $M_{c\max} \leq 0,66f_y S$  y en su etapa de agotamiento como  $M_u \leq 0,90f_y Z$  si la sección es acartelada el cálculo es el mismo pero los valores de  $S$  y  $Z$  de la sección cambian, ya que no son los tabulados para cada perfil, por esto se considera oportuno mencionar como se obtienen estos valores.

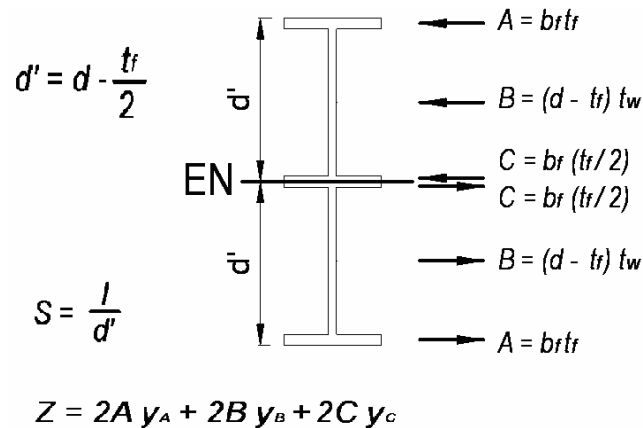
El módulo de sección elástico  $S$  se calcula como  $S = I / c$  donde  $c$  es la distancia desde el eje neutro elástico hasta la fibra más comprimida, por lo tanto se debe calcular la inercia de la sección acartelada, la cual varía a lo largo de la viga. Debido a que la sección transversal de la viga no varía simétricamente respecto al eje neutro, se generan dos distancias desde el eje neutro hasta los extremos superior e inferior del perfil, por este motivo

existen dos valores del módulo elástico de la sección, que dependen de cual ala esta comprimida.



**Figura 50:** Sección transversal de viga acartelada.

Por otro lado, el módulo plástico de la sección será  $Z = (A/2)a$  para una sección constante, donde  $a$  es la distancia entre los centroides de las áreas comprimida y traccionada del perfil. En el caso de la sección variable se debe analizar punto a punto a lo largo del perfil, pero la viga será más resistente donde la sección sea mayor. Para las vigas acarteladas la sección del apoyo es parecida a la que se presenta en la figura 51, en esta se esquematiza el cálculo de las propiedades resistentes.



**Figura 51:** Sección transversal de viga acartelada en el apoyo para el cálculo de S y Z.

Tanto el S como el Z de la sección se calcularon para todos los perfiles, y se obtuvo que el módulo elástico S de la sección acartelada en el extremo siempre es 2,3 veces mayor que el valor tabulado de S del perfil. Lo

mismo ocurre para el módulo plástico  $Z$ , pero en este caso el valor en el extremo acartelado es mayor en 2,4 veces, es decir:

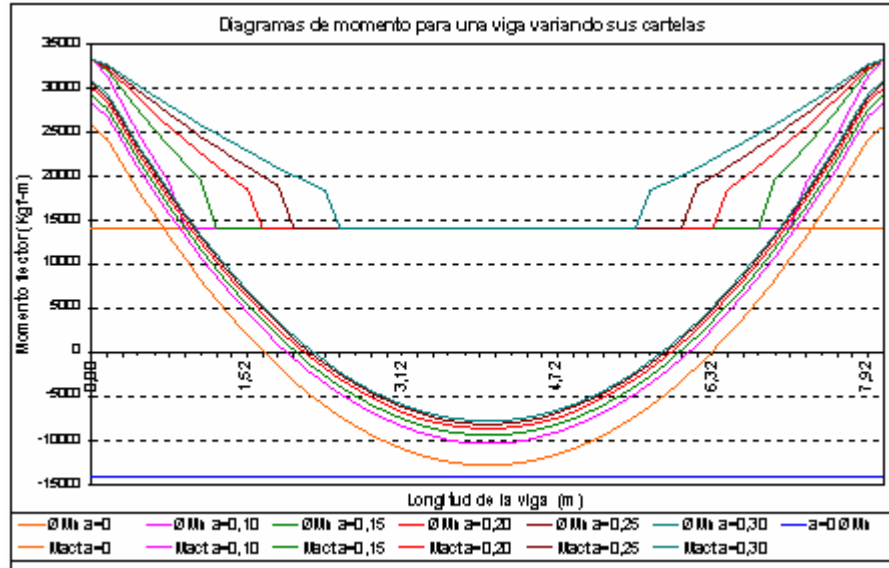
$$S_{xc} = 2,3S_x \quad (82)$$

$$Z_{xc} = 2,4Z_x \quad (83)$$

donde  $S_{xc}$  y  $Z_{xc}$  son los valores de los módulos elástico y plástico de la sección acartelada en el extremo.

Haciendo el estudio de la variación de los módulos a lo largo de la cartela, se observa un decrecimiento aproximadamente lineal de la resistencia a la flexión, por lo tanto lo óptimo sería una cartela que genere una disminución de la resistencia con una pendiente similar a la del diagrama de momento actuante.

En la siguiente figura se muestran los diagramas de momento y las respectivas resistencias a flexión con diversos valores de cartela, de una viga IPE-300 de 8 metros cargada linealmente con aproximadamente 5 Ton/m.



**Figura 52:** Diagramas de momento para una viga variando sus cartelas.

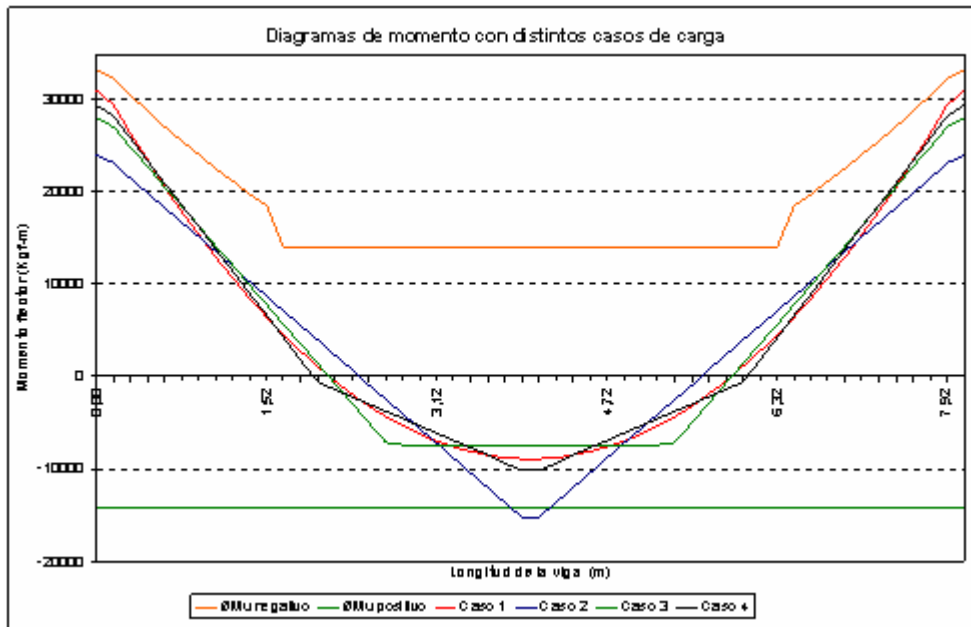
Lo más resaltante del gráfico es que el perfil sin cartela falla por flexión en los extremos. Al incluirlas con  $a$  por encima de 0,10 el diagrama de

momento actuante se mantiene por debajo de la línea que define la resistencia a flexión, en este caso Z.

Se observa claramente que al existir cartela, la resistencia del perfil en el extremo aumenta a un valor fijo, pero la disminución de la resistencia a lo largo de la viga depende de la longitud de la cartela. Los momentos de empotramiento se incrementan en la medida que esta es más larga.

Del gráfico se deduce que la cartela óptima posee un valor cercano a 0,15, esto se debe a que genera una disminución de la resistencia aproximadamente paralela al diagrama de momento. En cartelas más largas se desaprovecha su resistencia, y en más cortas la viga puede fallar por flexión.

El mismo análisis se realizó para los otros tres casos de carga, obteniendo resultados similares. La gráfica muestra la viga anterior con una cartela de  $a = 0,15$  y solicitada por los cuatro casos de carga.



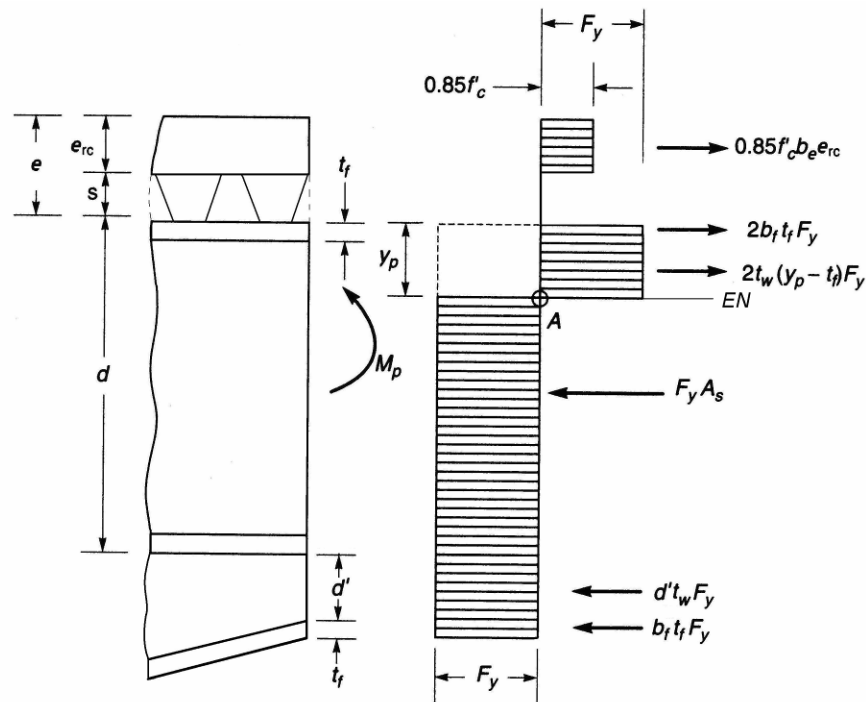
**Figura 53:** Diagramas de momento con distintos casos de carga.

**Nota:** las cargas P de los casos 2, 3 y 4 se obtuvieron con la ecuación 36.

Se observa que la inclinación de los diagramas de momento en los apoyos es similar a la disminución de la resistencia a flexión, sin embargo, en

la figura se aprecia que el caso de carga 2, puntual en el centro, está fallando. Asimismo su diagrama de momento presenta una marcada diferencia con respecto a los otros casos, mientras que el comportamiento del diagrama de momento de los casos 3 y 4 es parecido al del caso 1. En la medida que se aumente el número de cargas, el diagrama de momento tenderá aún más al producido por una carga linealmente distribuida.

Cuando la sección transversal se le agrega el concreto con acción mixta el cálculo de  $Z$  de la sección se complica. Es necesario estudiar los mismos tres casos de posición del eje neutro plástico presentados en el capítulo I, con las respectivas consideraciones de la cartela. La figura a continuación muestra un ejemplo de lo anteriormente expuesto.



**Figura 54:** Capacidad plástica de una sección variable cuando el eje neutro corta el alma del perfil.

En este caso no se pueden tabular las resistencias de los perfiles, ni tampoco conocer manualmente los momentos de empotramiento debido a la

cantidad de variables involucradas, por lo tanto, para analizar las vigas acartelada con acción mixta es imprescindible el uso de una hoja de cálculo.

### 3.2.4.1. Etapa de montaje

En esta etapa la viga debe resistir su peso, el peso del concreto fresco y las cargas constructivas que establece La Norma, sin sobrepasar los límites de deformación y resistencia de esta etapa.

Para definir las cargas constructivas  $q_{cst}$  hay que sumar el peso de concreto en (Kgf/m<sup>2</sup>) que se muestra en la tabla 4, más la carga constructiva de 100 Kgf/m<sup>2</sup> y multiplicarlas por el ancho tributario  $L_e$ . Luego se les debe sumar el peso del perfil, asumiendo un valor para comenzar la iteración, tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$q_{cst} = (Q_{concreto} + 100)L_e + q_{perfil} \quad (84)$$

La carga  $q_{cst}$  queda entonces en (Kgf/m) y será la usada en el análisis de esta etapa.

#### 3.2.4.1.1. Flecha admisible

La flecha está limitada al menor valor entre  $L/180$  o 20 mm, donde  $L$  es la longitud de la viga.

Limitando la deflexión, la tabla 27 se puede utilizar para calcular la inercia mínima requerida por un perfil por condición de flecha, donde “ $i$ ” es el factor de flecha que se obtiene en la tabla, y este depende de la cartela y del caso de carga.

Despejando para cada caso, se tiene:

$$\text{Caso 1:} \quad I = i \frac{q_{cst} L^4}{E_s y_{\max}} \quad (85)$$

$$\text{Caso 2, 3 y 4:} \quad I = i \frac{P_{cst} L^3}{E_s y_{\max}} \quad (86)$$

Entrando en las tablas de perfiles que se encuentran en el apéndice E con el valor de inercia calculado, seleccionar un perfil que posea una inercia un poco mayor. Este perfil cumplirá con el requisito de deflexión máxima.

### 3.2.4.1.2. Tensión admisible

La resistencia teórica a flexión,  $M_t$  será el valor que se obtenga al analizar el estado límite de agotamiento resistente por cedencia, para que la viga no supere el límite de tensión admisible.

Realizar un procedimiento sencillo para seleccionar perfiles por tensión admisible no es posible por la cantidad de variables involucradas, sin embargo, a continuación se presenta la metodología que se puede usar cumplir con esta etapa. Esta simplificación funciona siempre y cuando no se usen cartelas, y de utilizarse, éstas deben tener un  $a$  igual o mayor a 0,15.

1. Entando en la tabla (27) con el  $a$  de la cartela y el caso de carga, determinar “ $i$ ”, factor de momento de empotramiento. Utilizando el respectivo factor de multiplicación se puede determinar el momento de empotramiento.
2. Con el momento de empotramiento, sumándole el momento isostático respectivo, se obtiene el momento actuante en  $L/2$ .
3. Utilizando el valor de  $S$  del perfil calculado en la etapa de flecha debe revisar:

- Perfil sin cartela:  $Me \leq 0,66f_y S_x$  (87)

- Perfil con cartela:  $Me \leq 0,66f_y (2,3)S_x$  (88)

- Y en ambos casos:  $M_{L/2} \leq 0,66f_y S_x$  (89)

4. En el caso que los momentos calculados sean mayores que los resistentes, es necesario aumentar el perfil.

### 3.2.4.2. *Etapas de uso*

En el caso de no considerar la acción mixta, el cálculo de esta etapa se puede realizar con la misma metodología del punto anterior y del mismo modo, el análisis se divide en dos:

1. Estudio de la deflexión permitida bajo cargas de servicio: Las cargas de servicio se asumen como  $q_s = (C_{sp} + C_v) L_e$ , utilizando esta carga en las ecuaciones (85) o (86) según sea el caso, y limitando la deflexión a  $L/360$  se consigue la inercia requerida.
2. Verificación del estado límite de agotamiento resistente de la sección.

Este procedimiento se puede realizar de la misma forma que el de tensión admisible, con la diferencia que la carga a utilizar será la última mayorada  $q_u = (1,2 (C_p + C_{sp}) + 1,6 C_v)L_e$  y las ecuaciones (87), (88) y (89) se pueden describir como:

- Perfil sin cartela:  $Me \leq 0,90 f_y Z_x$  (90)
- Perfil con cartela:  $Me \leq 0,90 f_y (2,4) Z_x$  (91)
- Y en ambos casos:  $M_{L/2} \leq 0,90 f_y Z_x$  (92)

Con la metodología anterior, es posible seleccionar un perfil que cumpla con la etapa de uso, siempre y cuando este no posea acción mixta. En el caso que se desee incluir la acción mixta, en vista de la cantidad de variables y múltiples combinaciones, no es posible realizar el estudio mediante un procedimiento simplificado, por tal motivo se deberá utilizar la hoja de cálculo respectiva que se entrega con esta investigación. Con la hoja se podrá evaluar los diagrama de momento modificados y la resistencia de la viga.

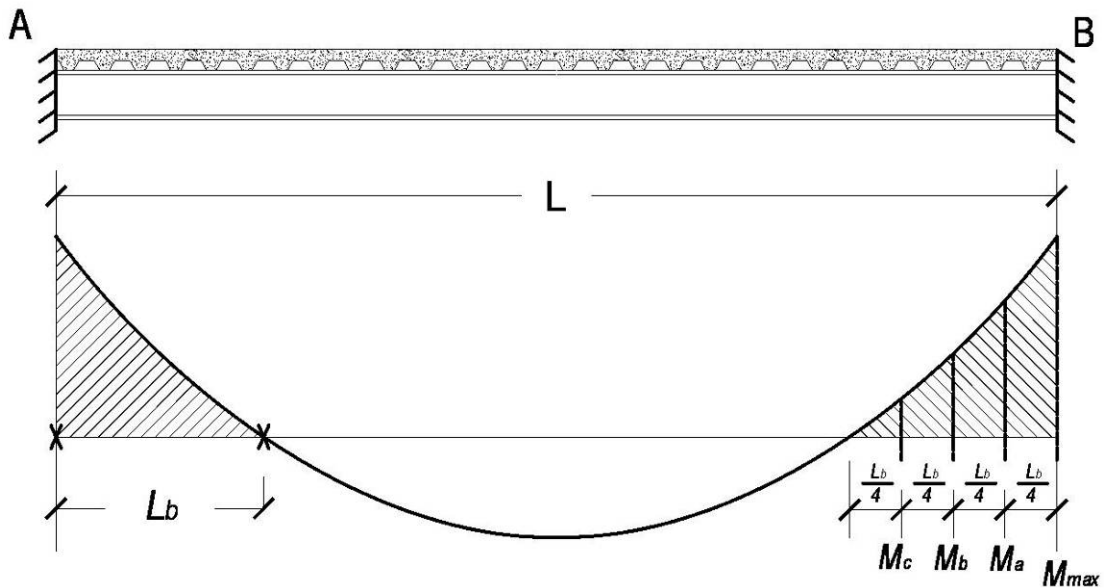
### 3.2.4.3. *Pandeo lateral torsional*

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) establece que el límite de agotamiento resistente por pandeo lateral torsional será  $\phi_b M_t$ , donde  $\phi_b$  se



tomará como 0,90 y la resistencia teórica  $M_t$  se calculará para cada tipo de sección transversal y condiciones de soporte lateral. (Artículo 16.3.2.3)

Para elementos simplemente apoyados, como correas o vigas de transferencia, el ala comprimida del perfil es la superior, sobre la cual se encuentra la losa de concreto que le garantiza suficiente soporte lateral a los perfiles. En el caso de vigas rígidamente conectadas, cerca de los apoyos los perfiles están sometidos momentos negativos, por lo tanto las alas inferiores se ven sujetas a compresión y no poseen soporte lateral continuo. La figura 55 muestra un ejemplo de lo expuesto.



**Figura 55:** Longitud no arriostrada para vigas rígidamente empotradas.

Es importante destacar que el pandeo lateral torsional se presenta en alas comprimidas que no poseen suficiente soporte lateral. La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) define a  $L_p$  como el límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar plenamente la capacidad plástica a flexión ( $C_b = 1,0$ ) y a  $L_b$  como la longitud no arriostrada, en este caso la longitud de la zona de momento negativo que se puede ver en la figura 55. Cuando la longitud  $L_b$  es mayor que  $L_p$  se debe verificar el límite de agotamiento por pandeo. (Artículo 16.3.2.3)

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) establece que para secciones de doble simetría donde la longitud  $L_b$  es mayor que  $L_p$  pero menor que  $L_r$ , siendo ésta el límite de la longitud no arriostrada, la resistencia teórica a flexión se calculará como:

$$M_t = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (93)$$

donde,

$$M_p = F_y Z \leq 1,5M_y \quad \text{y} \quad M_y = F_y S$$

$C_b$  = Coeficiente de modificación para diagramas de momento no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga.

Siendo conservador se puede tomar  $C_b = 1,0$  para todos los casos, pero se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \quad (94)$$

donde,

$M_{\max}$  = Valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos.

$M_a$ ,  $M_b$  y  $M_c$  = Valores absolutos de los momentos a las distancias 0,25; 0,50 y 0,75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos respectivamente, aspecto mostrado en la figura 55.

Para perfiles doble tee la longitud  $L_p$  se calculará como:

$$L_p = 1,74r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (95)$$

El límite de la longitud sin arriostramiento lateral,  $L_r$ , y el valor del momento de pandeo lateral correspondiente,  $M_r$ , se determina de la siguiente manera:

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{C_2 F_L^2}} \quad (96)$$

$$M_r = F_L S_x \quad (97)$$

Con 
$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (98) \quad \text{y} \quad C_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (99)$$

$C_1$  = Factor de pandeo de viga definido por la fórmula (98), en kgf/cm<sup>2</sup>.

$C_2$  = Factor de pandeo de viga, definido por las fórmulas (99), en (1/kgf/cm<sup>2</sup>)<sup>2</sup> o cm<sup>4</sup>/kgf<sup>2</sup>.

$F_L$  = Menor valor entre ( $F_{yf} - F_r$ ) y  $F_{yw}$ .

$F_r$  = Tensión residual de compresión en el ala; igual a: 700Kgf/cm<sup>2</sup> para perfiles laminados en caliente, y 1160Kgf/cm<sup>2</sup> para perfiles soldados.

$F_{yf}$  = Tensión de cedencia en las alas.

$F_{yw}$  = Tensión de cedencia en las almas.

Si la longitud  $L_b$  es mayor a  $L_r$  la resistencia dependerá del momento elástico crítico  $M_{cr}$ , pero para las vigas en estudio esta condición se presenta muy poco.

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (100)$$

Hay que destacar que las ecuaciones anteriormente expuestas se extrajeron del Artículo 16.3.2.3 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) y solo se pueden utilizar en perfiles en forma de I con doble simetría.

En vigas acarteladas, el ala susceptible a pandeo es la de la cartela. La teoría y ecuaciones anteriores no se pueden aplicar en este caso, debido a que la viga en la zona cercana a la conexión presenta un cambio de sección que no se puede incluir en estos cálculos.

La Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998) no hace referencia al pandeo en vigas acarteladas. Debido a esta problemática se recurre a la Norma ANSI/AISC 360-05 “*Specification for Structural Steel Buildings*” la cual en su sección F4 establece un procedimiento práctico para el cálculo de la

longitud no arriostrada de secciones variables de perfiles tipo I, el cual se puede adaptar a las cartelas estudiadas.

El límite de la longitud no arriostrada  $L_p$  será:

$$L_p = 1,10r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (101)$$

donde,

$r_t$  = radio de giro de la sección en compresión. Se toma de forma conservadora como el ala en compresión, más un tercio de la parte en compresión del alma y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$r_t = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} a_w \right)}} \quad (102)$$

donde,

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_f t_f}$$

$h_c$  = dos veces la distancia del centroide a la cara interior del ala comprimida menos los radios de los filetes para perfiles laminados en caliente, mientras que para perfiles soldados, solo se utiliza dos veces la distancia del centroide a la cara interior del ala comprimida.

$b_f$  = ancho del ala.

$t_f$  = espesor del ala.

$t_w$  = espesor del alma.

Para garantizar que no se presente pandeo lateral torsional la longitud de la cartela debe ser menor a la longitud  $L_b$  obtenida con este procedimiento.

### 3.2.5. Hoja de cálculo para escoger vigas rigidamente conectadas

Para simplificar la selección de vigas empotradas en sistemas de piso y facilitar el proceso de revisión, se generó una hoja de cálculo en el programa de Microsoft Office Excel®. La hoja está programada con la teoría de diseño que se presentó en la sección anterior.

En este caso la hoja de cálculo es importante, ya que el estudio de vigas acarteladas con acción mixta en forma manual se dificulta.

La hoja posee una base de datos con todos los perfiles IPE, IPN y VP que se consiguen en Venezuela. La figura 56 muestra parte del entorno gráfico de la hoja de cálculo.

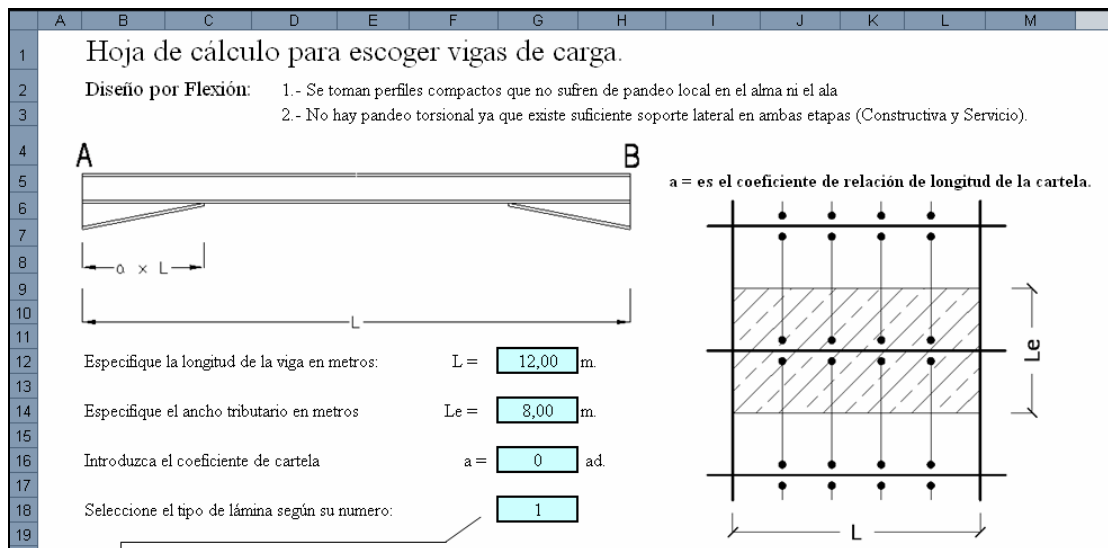


Figura 56: Hoja de cálculo para la selección de vigas empotradas.

Los cálculos con esta hoja se hacen con mayor rapidez, lo que permite realizar una gran cantidad de iteraciones de perfiles, láminas, y de espesores de losa para escoger la viga más adecuada, además la hoja calcula los momentos de empotramiento, factores de rigidez y transporte para cada etapa, y hace una revisión punto a punto de la resistencia teórica del perfil, tanto de la flexión como del pandeo.

En el apéndice de A se presenta una descripción detallada para el uso de la hoja.

#### *4. Diseño para evitar vibraciones en sistemas de piso*

Del Capítulo I y II se conocen todos los elementos necesarios para poder diseñar un paño de una losa con estructura de acero, sin embargo, solo se han evaluado los límites de agotamiento resistente y las deflexiones. La verificación de los niveles de vibración de sistemas de piso es un parámetro muy importante en el diseño, debido a que permite garantizar el confort de los usuarios, además de prevenir posibles problemas de fatiga de los elementos estructurales, causados por la acción de ciertas cargas rítmicas que los pueden llevar a la resonancia.

Debido a lo amplio de la teoría explicada en el Capítulo II a continuación se presenta un resumen de dicha teoría, para que se puedan evaluar los niveles de vibración de sistemas de piso de una forma rápida y sencilla.

##### *4.1. Resumen de la evaluación del nivel de vibración producida al caminar*

A continuación se presenta un resumen que permite estimar los niveles de vibración inducida al caminar en sistemas de piso.

###### **a. Losa de concreto.**

- Determine las cargas por  $m^2$  del sistema de piso, estas deben incluir el peso del concreto, el peso de acero, los usuarios (se

puede estimar un 20% de la carga viva) y las restantes cargas sobrepermanente (tabiquerías, cielo raso).

- de = ancho efectivo de concreto (también llamado *erc*).
- Calcular  $D_s = d_e^3 / 12n$  donde  $n = E_s / 1,35E_c$

b. Modo del panel de correas.

- Calcular  $I_j$  (inercia transformada de la correa)
- Calcular  $w_j$  carga por metro lineal sobre la correa, tomando en cuenta las cargas anteriormente descritas.
- Estimar la deflexión  $\Delta_j = 5w_jL_j^4 / (384E_sI_j)$
- Calcular  $f_j = 0,18\sqrt{g/\Delta_j}$  y  $D_j = I_j / S$  donde  $S$  es la separación entre correas.
- Calcular  $B_j = C_j(D_s / D_j)^{1/4}L_j \leq 2/3 \times \text{el ancho del piso}$ . (longitud perpendicular a las correas).
- Estimar  $C_j$ , 2,0 para paños interiores y 1,0 para paños de borde.
- Calcular  $W_j = w_jB_jL_j$  ( $\times 1,5$  si hay continuidad en los paños).

c. Modo del panel de vigas.

- Calcular  $I_g$  (inercia transformada de la viga), esta puede incluir el concreto dentro de las costillas.
- Calcular  $w_g$  carga por metro lineal sobre la viga.
- Estimar la deflexión de las vigas si están simplemente apoyadas con:  $\Delta_g = 5w_gL_g^4 / (384E_sI_g)$ , de no estarlo, si se conoce la deflexión esta puede usarse.
- Calcular  $f_g = 0,18\sqrt{g/\Delta_g}$  y  $D_g = I_g / L_j$  donde  $L_j$  es la longitud de las correas.

- Para paños interiores, calcular  $B_g = C_g (D_j / D_g)^{1/4} L_g \leq 2/3 \times \text{la longitud del piso}$  (longitud perpendicular a las vigas). Para paños exteriores, calcular  $B_g = 2/3 \times L_j$
- Calcular  $W_g = w_g B_g L_g$  ( $\times 1,5$  si hay continuidad en las vigas).

d. Modo combinado.

- Si  $B_j > L_g$  reducir  $\Delta_g$  por  $\Delta'_g = \Delta_g \times (L_g / B_j \geq 0,5)$ .
- Calcular  $f_n = 0,18 \sqrt{g / (\Delta_j + \Delta_g)}$ .
- Calcular  $W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g$
- Escoja el factor de amortiguamiento de la tabla 4.1.
- Calcular  $\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0,35 f_n)}{\beta w}$  donde  $P_o$  es igual a 29,57 Kg
- Comparar  $a_p / g \leq a_o / g$  donde  $(a_o / g)$  se obtiene en la tabla 4.1

e. Aplicar la revisión de rigidez para  $f_n \geq 9\text{Hz}$ .

f. Rediseñar si es necesario.

**4.2. Resumen de la evaluación del nivel de vibración producida por excitación rítmica**

Seguidamente se presenta un resumen detallado que permite estimar y evitar la vibración inducida por actividades rítmicas humanas de sistemas de piso, en este análisis se realiza una primera aproximación, si el sistema de piso es satisfactorio se finaliza la revisión, de lo contrario se procede con la segunda aproximación

a. Primera aproximación

- Seleccionar el tipo de activada rítmica de la tabla 10 (Capitulo II).
- Determinar el peso del sistema de piso. Incluya el peso del concreto, el peso de acero y las restantes cargas



sobrepermanentes (tabiquerías, cielo raso). Las cargas vivas se deben obtener de la tabla 10.

- Interpolar la  $f_{n\min}$  (frecuencia mínima requerida) de la tabla 10 utilizando el peso previamente calculado.
- Calcular el peso linealmente distribuido que soportan las correas y vigas ( $w_j$  y  $w_g$ ).
- Determinar la deflexión en correas y vigas ( $\Delta_j$  y  $\Delta_g$ ).
- Determinar la frecuencia natural del sistema  $f_n = 0,18\sqrt{g/(\Delta_j + \Delta_g)}$
- Verificar que  $f_n \geq f_{n\min}$
- Si se cumple la condición anterior, el sistema de piso es satisfactorio, de lo contrario se procede con la segunda aproximación.

#### b. Segunda aproximación

- De la tabla 8 (Capítulo II), seleccionar el respectivo  $a_o/g$
- Utilizar la ecuación  $(f_n)_{req} = f \sqrt{1 + \frac{k\alpha_i w_p}{w_t(a_o/g)}}$ , donde el valor de  $k$ ,  $\alpha_i$  y  $f$  (frecuencia de la fuerza) se obtienen de la tabla 9 (capítulo II). Este cálculo se debe hacer tantas veces como armónicos posea la actividad seleccionada.
- Calcular la aceleración pico de cada armónico utilizando las siguientes ecuaciones, para  $f_n \approx f$   $\frac{a_p}{g} = \frac{1,3\alpha_i w_p}{2\beta w_i}$  y para  $f_n \geq 1,2f$

$$\frac{a_p}{g} = (1,3\alpha_i w_p) / \left[ \left( \left( \frac{f_n}{f} \right) - 1 \right) w_t \right]$$

- Comparar los valores de  $a_p / g$  para cada armónico con los de la tabla 8, si todos los valores son inferiores al mínimo de la tabla el sistema de piso es satisfactorio, de lo contrario se recomienda hacer un análisis computarizado de la frecuencia o rediseñar el sistema de piso.

### 4.3 Hoja de cálculo para estimar la vibración de sistemas de piso

Para automatizar el procedimiento de cálculo y facilitar el proceso de revisión de los niveles de vibración de sistemas de piso, se generó una hoja de cálculo bajo un entorno de Microsoft Office Excel®. La hoja esta programada con la teoría de diseño que se presento en el Capítulo II y se pueden seguir los pasos del resumen antes mostrado automáticamente.

Hoja de cálculo para estimar la vibración de sistemas de piso

Criterio de análisis según Thomas M. Murray, David E. Allen y Eric E. Ungar.  
 Design for walking excitation, Chapter 4, Steel design guide series Nº 11 AISC  
 Estudio de la vibración de sistemas de piso producida por el impacto de pisadas humanas al caminar.

Seleccione el tipo de lámina según su número:

Número	Lámina
1	1,5"
2	6 cm.
3	2,5"
4	3"

Diagrama de una viga empotrada en un sistema de piso. Se muestran las dimensiones:  $be$  (ancho de la losa),  $e$  (espesor total de concreto),  $tw$  (espesor del alma de la viga),  $bf$  (ancho de la viga),  $d$  (altura útil de la viga),  $tr$  (radio de giro),  $erc$  (espesor real de concreto),  $tr$  (radio de giro),  $tr$  (radio de giro).

Especifique el espesor total de concreto en centímetro  $e =$   cm. Recomendado de 9 a 16 cm.

Espesor real de concreto  $\longrightarrow$   $erc =$   cm.

Figura 57: Hoja de cálculo para la selección de vigas empotradas.

La hoja posee una base de datos con todos los perfiles que IPE, IPN y VP que se consiguen en Venezuela. Permite seleccionar tanto las vigas como correas que forman parte del sistema de piso en estudio. Se puede realizar una gran cantidad de iteraciones de perfiles, láminas, y de espesores de losa que permitan escoger la configuración de piso mas adecuada. En La figura 57 antes mostrada se observa parte del entorno grafico de la hoja de cálculo.

En el apéndice A se presenta una descripción detallada para el uso de la hoja.

---

## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS DE CASOS TÍPICOS

Con la finalidad de establecer un criterio que permita escoger el armado óptimo de sistemas de piso de grandes luces, que cumplan con los requisitos mínimos de resistencia, confort y economía, se propuso el estudio de distintos casos típicos, que permitan llegar a conclusiones y así ofrecer recomendaciones.

Debido al gran número de configuraciones y variables que intervienen en el diseño de sistemas de piso, se consideró la opción de generar una hoja de cálculo que permitiera optimizar el tiempo de diseño de las distintas configuraciones. Como resultado de esto se presenta a continuación la hoja de cálculo Sistemas de Piso.

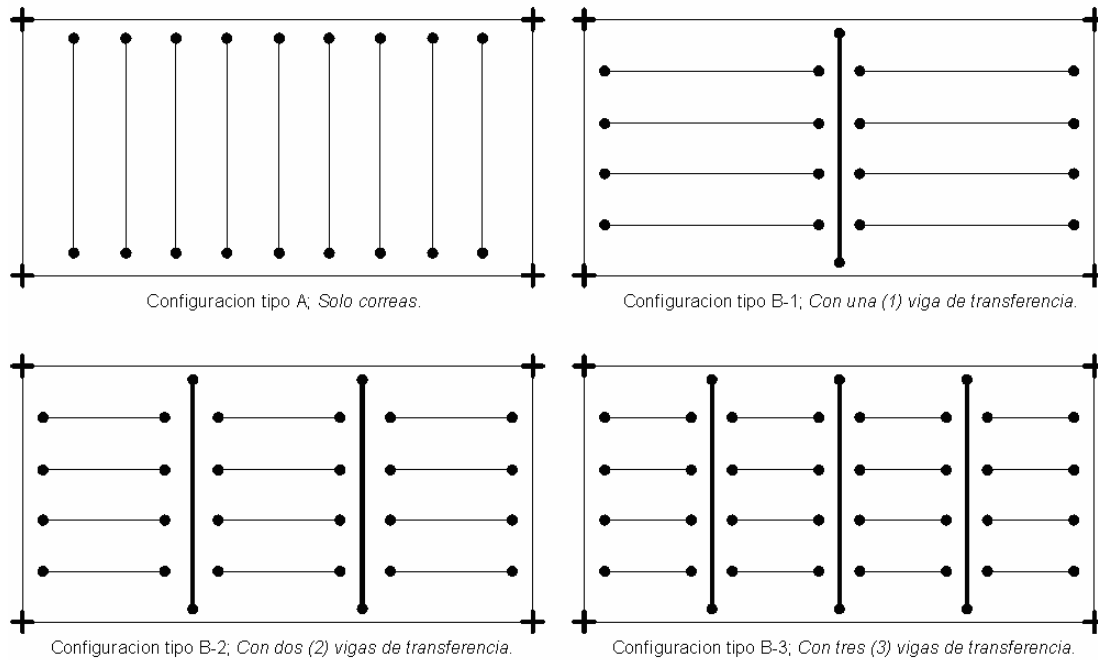
#### 1. Hoja de cálculo “Sistemas de Piso”

La hoja surge como una herramienta que permite analizar paños típicos interiores de sistemas de piso en estructuras de acero, la principal finalidad es la de permitir al usuario obtener rápidamente la mejor configuración estructural que satisfaga sus requerimientos.

Se pueden analizar sistemas de piso armados como se muestran a continuación en la siguiente figura. Solo correas sobre vigas de carga o sistemas de piso con una, dos o tres vigas de transferencia, estos son los principales armados que se utilizan en sistemas de piso.

La hoja asume que el paño en estudio es *interior*, es decir a su alrededor se encuentran paños similares que cargan a las vigas, debido a que esta es la condición mas desfavorable para el paño. Las vigas de caga tanto en dirección X como en Y se asumen totalmente empotradas, esto no es precisamente lo que sucede en la realidad de las estructuras, pero evaluar los casos con condiciones similares es ideal, además no se debe dejar de lado de lado el hecho que la hoja le ofrece al usuario los momentos de

empotramiento factores de rigidez y transporte que se pueden incluir en un análisis matricial y afinar el cálculo de toda la estructura.



**Figura 58:** Configuraciones típicas en sistemas de piso en acero.

La hoja Sistemas de piso, funciona sobre la base de las hojas de diseño de: correas, vigas de transferencia, vigas de carga y vibración; todas ellas vinculadas entre sí para así poder ofrecer el estudio general de un paño típico del sistema de piso.

En la hoja, se encuentra una base de datos de la mayoría de los perfiles de acero I y H comercializados en Venezuela, insertando una serie de datos básicos, que definen los parámetros requeridos para el diseño, la hoja hace una búsqueda en la base de datos, y selecciona el primer perfil que cumpla con los requisitos de diseño, en todas las etapas. Sin embargo, los resultados ofrecidos por el programa son totalmente modificables a criterio del usuario, esto con la finalidad de que el diseño se adapte a sus necesidades constructivas.

A continuación se muestra una figura donde se aprecia parte del entorno grafico de la Hoja de Cálculo para sistemas de piso típicos en acero de longitudes hasta 15 metros.

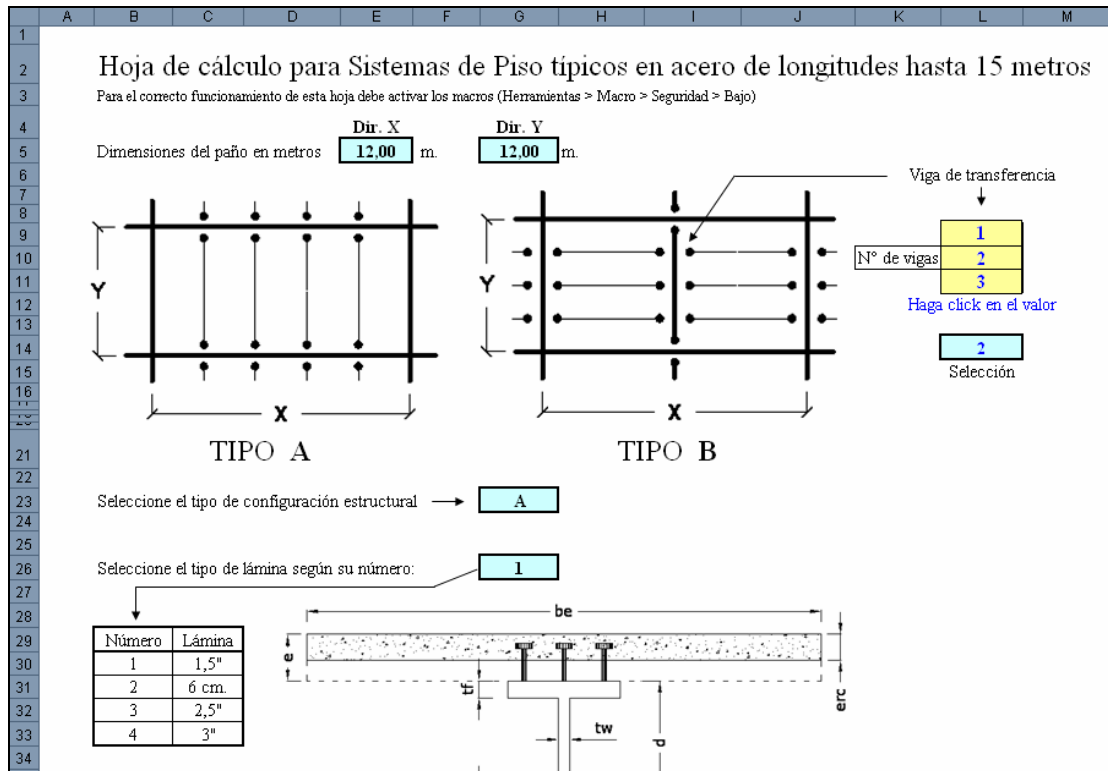


Figura 59: Hoja de Cálculo para sistemas de piso típicos en acero.

En el apéndice “*Guías del Usuario*” se presenta una descripción detallada para el uso de la hoja.

## 2. Estudio de casos típicos

A continuación se presenta el estudio de un paño típico utilizando la hoja de cálculo para sistemas de piso, armado con distintas configuraciones, esto con la finalidad de poder alcanzar un diseño óptimo, basado en el confort, la resistencia y la economía.

## 2.1. Paño típico 1

### *Requisitos de diseño y uso*

- Dimensiones del paño: 12 m. x 8 m.
- Uso: oficina área privada, con tabiquería desmontable.

#### **Cargas:**

**Variable:** 250 Kgf/m<sup>2</sup> según Norma COVENIN 2002-88, Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. (p. 33)

#### **Sobre-permanente:**

- Acabado de piso: baldosa vinílica sobre mortero de 2 cm. 50 Kgf/m<sup>2</sup>.
- Tabiquería desmontable: 70 Kgf/m<sup>2</sup>.
- Instalaciones mecánicas 20 Kgf/m<sup>2</sup>.
- Cielorrasos: 10 Kgf/m<sup>2</sup>.

Total carga sobre-permanentes 150 Kgf/m<sup>2</sup>.

**Permanente:** Peso propio, calculado automáticamente.

- Resistencia a compresión del concreto 250 Kgf/cm<sup>2</sup>.
- Altura de la lámina acanalada: 1,5".
- Perfiles a utilizar: IPE.

Se comienza la iteración con un armado tipo A como el mostrado en la figura 58 y se supone un espesor de concreto de 12 cm. En principio se utiliza una separación mínima entre correas de 2,00 metros, pero esta medida podrá variar de 1,50 a 2,50 metros.

A continuación se presenta el resumen que genera la hoja de cálculo después de realizar la primera iteración.

Proyecto : Casos típicos para TEG; Oficina área privada tabiquería desmontable

Dimensiones del paño seleccionado  x

Configuración seleccionada  Sin viga de transferencia

**Cargas** Cargas obrepermanente "no incluye peso propio"  Kgf./m2  
 Carga Variable  Kgf./m2

Uso para la revisión de vibración *Opción: Por caminar (Residencias u oficinas)*

**Materiales** 1.- Acero  $f_y$   Kgf./cm2  
 2.- Concreto  $f'c$   Kgf./cm2

Lamina acanalada (altura de la costilla)

Espesor de la losa seleccionada  cm. Peso de acero por m2 =  Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño =  m3 Peso de acero por paño =  Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil		Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	Ubicadas en dirección Y	
IPE	<input type="text" value="330"/>	Cantidad	<input type="text" value="4"/>	Unidades por paño	
		Separación entre ellas	<input type="text" value="2,40"/> m.		
Peso total de las correas que conforman un paño			<input type="text" value="1571"/> Kg.	Peso x m2	<input type="text" value="16"/> Kgf./m2
Fuerza cortante en la conexión			<input type="text" value="8425"/> Kg.	Contraflecha =	<input type="text" value="N/A"/>
Fuerza para los conectores de corte			<input type="text" value="156500"/> Kg.	<i>Con acción mixta</i>	

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil		Longitud	<input type="text" value="12,00"/> m.	"a" de la cartela	<input type="text" value="0,00"/>
IPE	<input type="text" value="600"/>	Peso x m2	<input type="text" value="15"/> Kgf./m2		
Fuerza cortante en la conexión			<input type="text" value="41824"/> Kg.	Contraflecha =	<input type="text" value="N/A"/>
Fuerza para los conectores de corte			<input type="text" value="390000"/> Kg.	<i>Con acción mixta</i>	

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil		Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	"a" de la cartela	<input type="text" value="0,00"/>
IPE	<input type="text" value="330"/>	Peso x m2	<input type="text" value="4"/> Kgf./m2		
Fuerza cortante en la conexión			<input type="text" value="8425"/> Kg.	Contraflecha =	<input type="text" value="N/A"/>
Fuerza para los conectores de corte			<input type="text" value="156500"/> Kg.	<i>Con acción mixta</i>	

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil		Longitud	<input type="text" value="N/A"/> m.	Cantidad	<input type="text" value="N/A"/> unidad(es)
N/A	<input type="text" value="N/A"/>	Peso x m2	<input type="text" value="N/A"/> Kgf./m2		
Fuerza cortante en la conexión			<input type="text" value="N/A"/> Kg.	Contraflecha =	<input type="text" value="N/A"/>
Fuerza para los conectores de corte			<input type="text" value="N/A"/> Kg.	<i>Sin acción mixta</i>	

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

Lo presentado es el resumen de la primera iteración. Sin embargo se desea afinar el cálculo de manera que produzca una disminución en los materiales - acero y concreto- que originaría una disminución del costo. Por lo mencionado se pasa a investigar detalladamente el comportamiento de cada elemento del sistema de piso.



**Correas:** En este caso, entrando en la pestaña de correas de la hoja de cálculo, se nota que el criterio que gobierna la selección de estas correas es la flecha permisible en la etapa constructiva, debido a que por condición de tensión admisible en la misma etapa, se podrían separar hasta 3,9 m. y en la etapa de agotamiento, la sección resiste el triple de la solicitación.

Se propone colocar una menor separación mínima entre correas y observar los resultados. Cambiando la separación a 1,5 m. se obtiene:

**Correas seleccionadas**

Perfil		Longitud	<b>8,00</b>	m.	<i>Ubicadas en dirección Y</i>
<b>IPE</b>	<b>300</b>	Cantidad	<b>6</b>		<i>Unidades por paño</i>
		Separación entre ellas	<b>1,71</b>	m.	
Peso total de las correas que conforman un paño			<b>2026</b>	Kg.	Peso x m2 = <b>21</b> Kgf./m2
Fuerza cortante en la conexión			<b>6052</b>	Kg.	Contraflecha = <b>N/A</b>
Fuerza para los conectores de corte			<b>134500</b>	Kg.	<i>Con acción mixta</i>

En primer lugar las vigas de carga no cambiaron de dimensión respecto al caso anterior y el rango de vibración se mantuvo aceptable.

Se observa que el perfil de acero de las correas se redujo, pero ocurrió un incremento del peso total de las correas, por lo tanto no es una solución aprovechable. Haciendo la misma revisión anterior se encuentra que nuevamente, la flecha en la etapa constructiva es la limitante de diseño. Por esta y muchas otras revisiones que se realizaron, surge la necesidad de atacar este problema, se plantearon dos soluciones, el apuntalamiento y la contraflecha, el primero queda descartado debido a que limita la velocidad de la construcción de estructuras de acero e introduce variables adicionales de diseño, en consecuencia, se planteó el uso de la contraflecha.

La hoja estima la contraflecha necesaria para que cada perfil no sobrepase el límite de deflexión en la etapa constructiva y el criterio que prevalezca en esta etapa, sea el de tensión admisible.

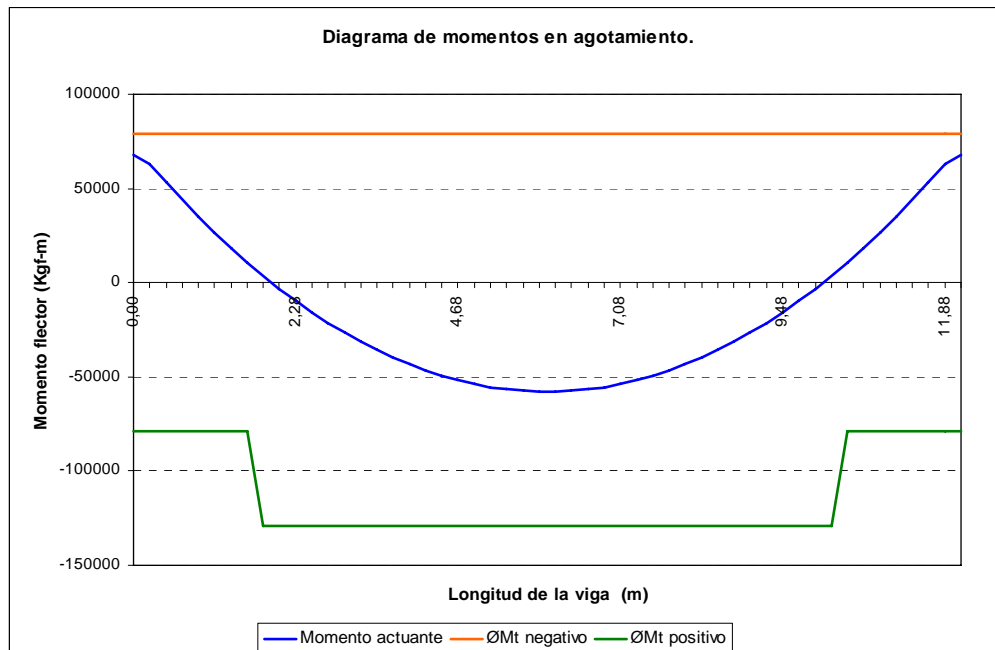
Al agregar contraflecha a las correas con la separación mínima de dos metros se encuentra:

**Correas seleccionadas**

Perfil		Longitud	<b>8,00</b>	m.	Ubicadas en dirección Y
<b>IPE</b>	<b>270</b>	Cantidad	<b>4</b>	Unidades por paño	
Separación entre ellas			<b>2,40</b>	m.	
Peso total de las correas que conforman un paño			<b>1152</b>	Kg.	Peso x m2 = <b>12</b> Kg./m <sup>2</sup>
Fuerza cortante en la conexión			<b>8362</b>	Kg.	Contraflecha = <b>19</b> mm.
Fuerza para los conectores de corte			<b>114750</b>	Kg.	Con acción mixta

El programa propone una contraflecha de 19 mm. y esta produce una reducción del perfil y en consecuencia, una reducción de los kilos de acero de correas. Se verifica la importancia del uso de contraflecha.

**Vigas de carga en X:** En este caso, se analizan las vigas en la dirección X ya que estas son las que soportan las correas. Entrando en la pestaña de vigas de carga X de la hoja de cálculo, se nota que el criterio que gobierna la selección de estas vigas es la resistencia a flexión del perfil en el apoyo en agotamiento. La siguiente gráfica representa el diagrama de momento y la resistencia a flexión de la viga.



**Figura 60:** Diagrama de momento de la viga bajo solicitaciones ultimas caso A.

Es notorio que en el centro del tramo prácticamente no se aprovecha la acción mixta y la zona crítica se encuentra cerca de los apoyos, una posible

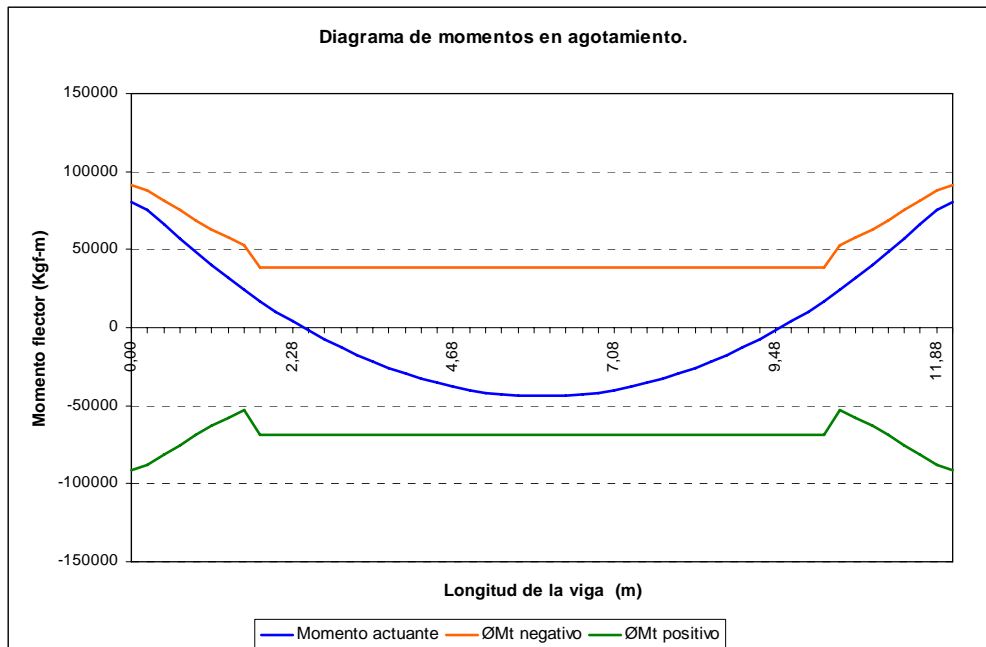
mejora podría ser el uso de cartelas, ya que como se comento, estas producen un aumento de la resistencia de la viga en los extremos. De la investigación de cartelas, se concluyo que la óptima es tiene una relación “a” ( $L/L_c$ ) de 0,15.

Si se incluye el uso de la cartela en el diseño se obtiene:

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Peril		Longitud	12,00 m.	"a" de la cartela	0,15
IPE	450	Peso x m2	11 Kgf./m2		
Fuerza cortante en la conexión		→	41588 Kg.	Contratecha =	N/A mm.
Fuerza para los conectores de corte		→	247000 Kg.	Con acción mixta	

y su respectivo diagrama de momento:



**Figura 61:** Diagrama de momento de la viga acartelada bajo solicitaciones últimas caso A.

La reducción del perfil y del peso por  $m^2$  en vigas, genera un ahorro importante de material, además se observa un mejor aprovechamiento del perfil.

**Vigas de carga en Y:** Estas vigas se encuentran en la misma dirección que las correas y las cargas que son soportan son similares. Por el hecho de estar empotradas el cambio en el diagrama de momento genera

que ellas puedan ser hasta más pequeñas que las correas -por cargas gravitacionales-, sin embargo la hoja limita que la dimensión de estas vigas sea mayor o igual que las correas, pero nunca menor. Pensar en este caso en acartelarlas sería un desperdicio de material y mano de obra.

El diseño utilizando cartelas y contraflecha se presenta a continuación.

Proyecto : Casos típicos para TEG; Oficina área privada tabiquería desmontable

Dimensiones del paño seleccionado  x

Configuración seleccionada  Sin viga de transferencia

**Cargas** Carga sobrepersistente "no incluye peso propio"  Kgf./m<sup>2</sup>  
 Carga Variable  Kgf./m<sup>2</sup>

Uso para la revisión de vibración *Opción: Por caminar (Residencias u oficinas)*

**Materiales** 1.- Acero  $f_y$   Kgf./cm<sup>2</sup>  
 2.- Concreto  $f'c$   Kgf./cm<sup>2</sup>

Lamina acanalada (altura de la costilla)

Espesor de la losa seleccionada  cm. Peso de acero por m<sup>2</sup> =  Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño =  m<sup>3</sup> Peso de acero por paño =  Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	Ubicadas en dirección Y
IPE 270	Cantidad	<input type="text" value="4"/>	Unidades por paño
	Separación entre ellas	<input type="text" value="2,40"/> m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<input type="text" value="1152"/> Kg.	Peso x m <sup>2</sup> = <input type="text" value="12"/> Kgf./m <sup>2</sup>
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="8362"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="19"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="114750"/> Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="12,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,15"/>
IPE 450	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="11"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="41588"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="247000"/> Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,00"/>
IPE 270	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="3"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="8362"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="114750"/> Kg.	Con acción mixta

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="N/A"/> m.	Cantidad <input type="text" value="N/A"/> unidad (es)
N/A	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="N/A"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="N/A"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="N/A"/> Kg.	Sin acción mixta

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

Ahora se pasa a analizar el mismo paño con una configuración tipo B1 -una viga de transferencia- como se muestra en la figura 58. Se supone un espesor de concreto de 12 cm. de la misma manera, en principio se utiliza una separación mínima entre correas de 2,00 metros.

A continuación se presenta el resumen que genera la hoja de cálculo después de realizar la primera iteración.

**Proyecto :** Casos típicos para TEG; Oficina área privada tabiquería desmontable

Dimensiones del paño seleccionado  x

Configuración seleccionada  Con una (1) viga de transferencia

**Cargas** Carga sobrep permanente "no incluye peso propio"  Kgf./m<sup>2</sup>  
 Carga Variable  Kgf./m<sup>2</sup>

Uso para la revisión de vibración *Opción: Por caminar (Residencias u oficinas)*

**Materiales** 1.- Acero *f<sub>y</sub>*  Kgf./cm<sup>2</sup>  
 2.- Concreto *f'c*  Kgf./cm<sup>2</sup>

Lamina acanalada (altura de la costilla)

Espesor de la losa seleccionada  cm. Peso de acero por m<sup>2</sup> =  Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño =  m<sup>3</sup> Peso de acero por paño =  Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="6,00"/> m.	Ubicadas en dirección X
<b>IPE</b>	Cantidad	<input type="text" value="4"/>	Unidades por paño
	Separación entre ellas	<input type="text" value="2,67"/> m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<input type="text" value="737"/> Kg.	Peso x m <sup>2</sup> <input type="text" value="8"/> Kgf./m <sup>2</sup>
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="6935"/> Kg.	Contratecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="97750"/> Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="12,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,00"/>
<b>IPE</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="11"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="20801"/> Kg.	Contratecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="290000"/> Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,00"/>
<b>IPE</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="5"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="20747"/> Kg.	Contratecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="181750"/> Kg.	Con acción mixta

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	Cantidad <input type="text" value="1"/> unidad (es
<b>IPE</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="6"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="20845"/> Kg.	Contratecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="247000"/> Kg.	Con acción mixta

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

Después de analizar el resumen de la primera iteración, al igual que antes, se desea afinar el cálculo de manera que produzca una disminución en los materiales - acero y concreto- que originaría una reducción del costo, es importante destacar que no se debe dejar a un lado el posible incremento de la vibración producto de la disminución de la rigidez del piso.

**Correas:** Entrando en la pestaña de correas de la hoja de cálculo, igualmente se nota que el criterio que gobierna la selección de estas es la flecha permisible en la etapa constructiva. La separación entre correas que arroja la hoja de cálculo es de 2,67 m. y se desea reducirla, para esto se plantea probar un perfil inferior. Se obtiene el siguiente resultado.

**Correas seleccionadas**

Perfil		Longitud	<b>6,00</b>	m.	<i>Ubicadas en direccion X</i>
IPE	<b>220</b>	Cantidad	<b>8</b>		<i>Unidades por paño</i>
		Separación entre ellas	<b>1,60</b>	m.	
Peso total de las correas que conforman un paño			<b>1258</b>	Kg.	Peso x m2 = <b>13</b> Kg./m <sup>2</sup>
Fuerza cortante en la conexión			<b>4189</b>	Kg.	Contraflecha = <b>N/A</b>
Fuerza para los conectores de corte			<b>83500</b>	Kg.	<i>Con acción mida</i>

La separación mínima que ofrece el perfil IPE 220 es de 1,90 m. por lo que la separación que se adapta al paño es de 1,60m. efecto que genera un aumento del 40% en la cantidad de acero de correas. En este caso es conveniente acercar a 2,00 m. las correas IPE 240 (primera iteración) y así se obtiene un mejor resultado.

Debido a que el criterio de diseño sigue siendo la flecha constructiva, se pasa a verificar el comportamiento de los perfiles al usar contraflecha.

**Correas seleccionadas**

Perfil		Longitud	<b>6,00</b>	m.	<i>Ubicadas en direccion X</i>
IPE	<b>200</b>	Cantidad	<b>6</b>		<i>Unidades por paño</i>
		Separación entre ellas	<b>2,00</b>	m.	
Peso total de las correas que conforman un paño			<b>806</b>	Kg.	Peso x m2 = <b>8</b> Kg./m <sup>2</sup>
Fuerza cortante en la conexión			<b>5199</b>	Kg.	Contraflecha = <b>9</b> mm.
Fuerza para los conectores de corte			<b>71250</b>	Kg.	<i>Con acción mida</i>

Se obtuvo una importante reducción del tamaño del perfil, no obstante si se comparan las cantidades de acero, esta es un poco mayor que la primera iteración pero hay que recordar la separación entre correas deseada es 2,00 m. es decir, se presenta un ahorro importante de material.

Con esta disminución de las correas la vibración sigue siendo aceptable, por lo tanto se continúa con los demás elementos.

**Viga de transferencia:** Verificando la viga de transferencia, se obtiene que el criterio de diseño al igual que en correas es la flecha en etapa constructiva.

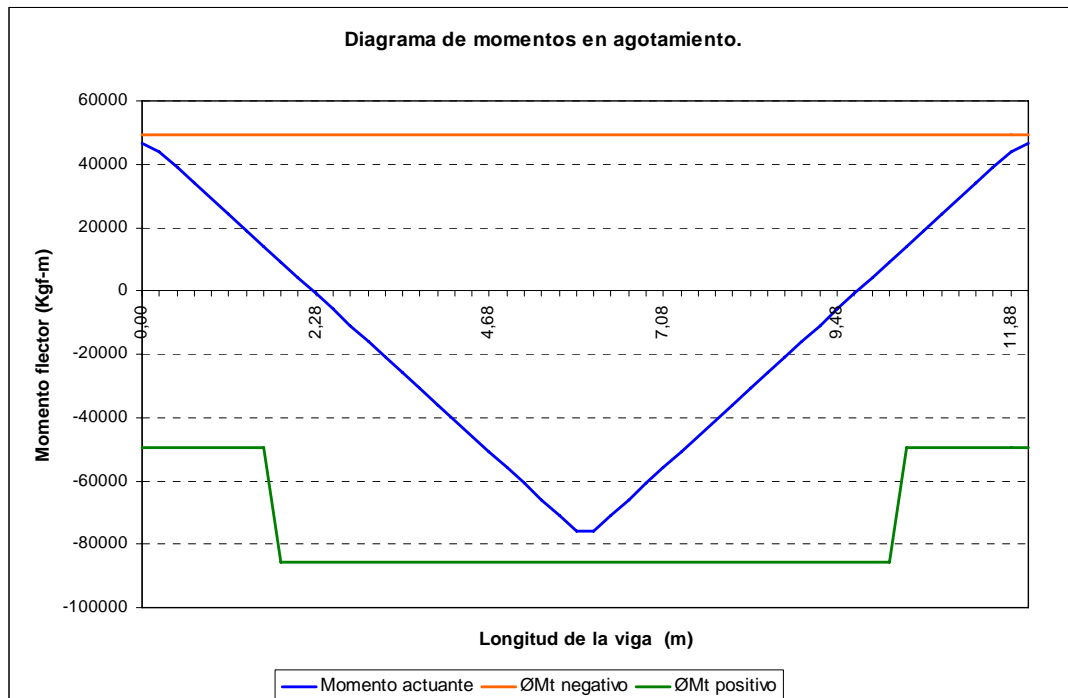
La única posible solución en este caso es añadir contraflecha, el resultado de esto, se muestra a continuación:

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil		Longitud	<b>8,00</b> m.	Cantidad	<b>1</b> unidad (es)
<b>IPE</b>	<b>400</b>	Peso x m2	<b>6</b> Kgf./m2		
Fuerza cortante en la conexión		→	<b>20791</b> Kg.	Contraflecha =	<b>6</b> mm.
Fuerza para los conectores de corte		→	<b>211250</b> Kg.	<i>Con acción mixta</i>	

Se presenta una disminución del perfil y por consiguiente un ahorro de material y el estado de vibración no sufrió modificaciones.

**Vigas de carga en X:** En esta configuración las vigas en X se ven sometidas a la carga puntual que genera la viga de transferencia. Entrando en la pestaña de vigas de carga X de la hoja de cálculo, se nota que el criterio que gobierna la selección de estas vigas es la resistencia a flexión del perfil en el apoyo y en el centro del tramo en el estado límite de agotamiento. Además se encuentra que la acción mixta del concreto con la viga ofrece un significativo aporte a la resistencia. La siguiente gráfica representa el diagrama de momento y la resistencia a flexión de la viga, donde se además se puede apreciar los beneficios del concreto a lo que se hace referencia.



**Figura 62:** Diagrama de momento de la viga bajo solicitaciones últimas, caso B-1.

Una posible mejora podría ser el uso de cartelas, estas producen un aumento de la resistencia de la viga en los extremos, un aumento en los momentos de empotramiento y una disminución del momento en el centro del tramo. Incluyendo una cartela en las vigas con un  $a = 0,15$  se obtiene el siguiente resultado:

Vigas de carga seleccionada en dirección X

Perfil	Longitud	12,00	m.	"a" de la cartela	0,15
IPE 450	Peso x m2	11	Kgf./m2		
Fuerza cortante en la conexión	→	20794	Kg.	Contraflecha =	N/A
Fuerza para los conectores de corte	→	247000	Kg.	Con acción mixta	

No se obtuvo una gran disminución de acero, pero se logró una reducción en el tamaño del perfil. Se obtiene un nuevo diagrama de momento y una nueva curva límite de resistencia, en los extremos aumenta el margen de resistencia, mientras que en el centro de la viga disminuye. A continuación se muestra el nuevo diagrama de momento.



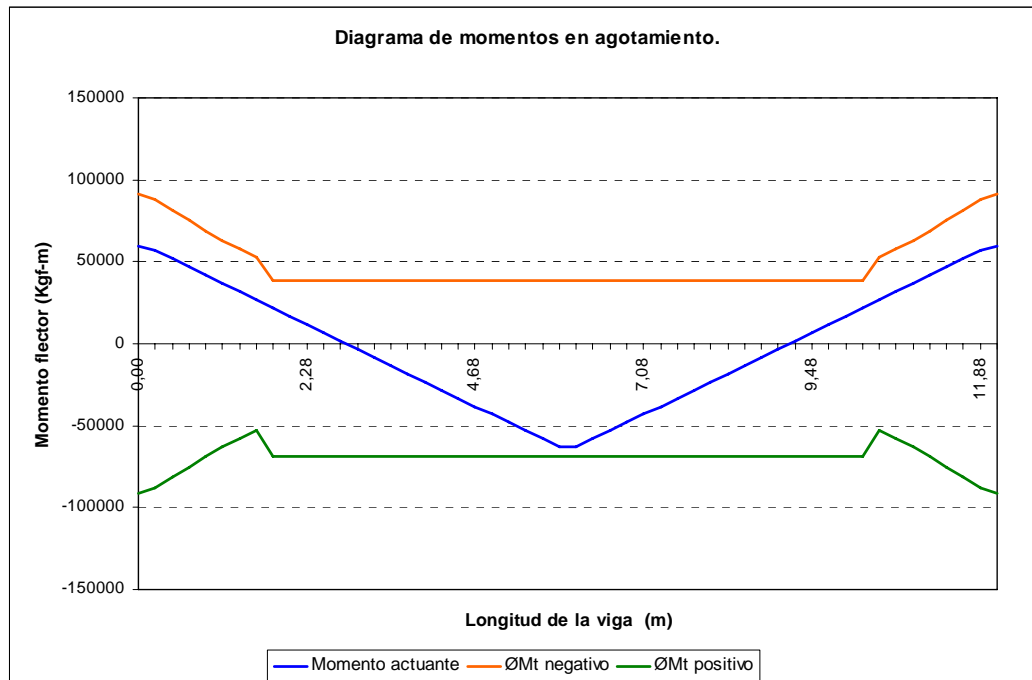


Figura 63: Diagrama de momento de la viga acartelada bajo solicitaciones últimas, caso B-1.

**Vigas de carga en Y:** Con esta configuración, las vigas en Y se convierten en vigas de carga, debido a que sobre ellas descansan las correas. Su carga es prácticamente igual que la de la viga de transferencia con la diferencia que estas se asumen empotradas, efecto que genera un beneficio en la selección del perfil debido al desplazamiento vertical del diagrama de momento. Es por esto que desde la primera iteración las vigas de carga en Y y la viga de transferencia son perfiles distintos.

Si se verifica la condición de falla de este perfil, se encuentra que al igual que las vigas de carga en X, estas están limitadas por la resistencia en la etapa de agotamiento.

En este caso la acción mixta entre el concreto y el perfil de acero, da la impresión que no se aprovecha para la resistencia, pero vale la pena destacar que los momentos de empotramiento aumentarían si se despreciara la acción mixta y el perfil seleccionado podría no ser capaz de resistir las solicitaciones.

El diagrama de momento se muestra a continuación.

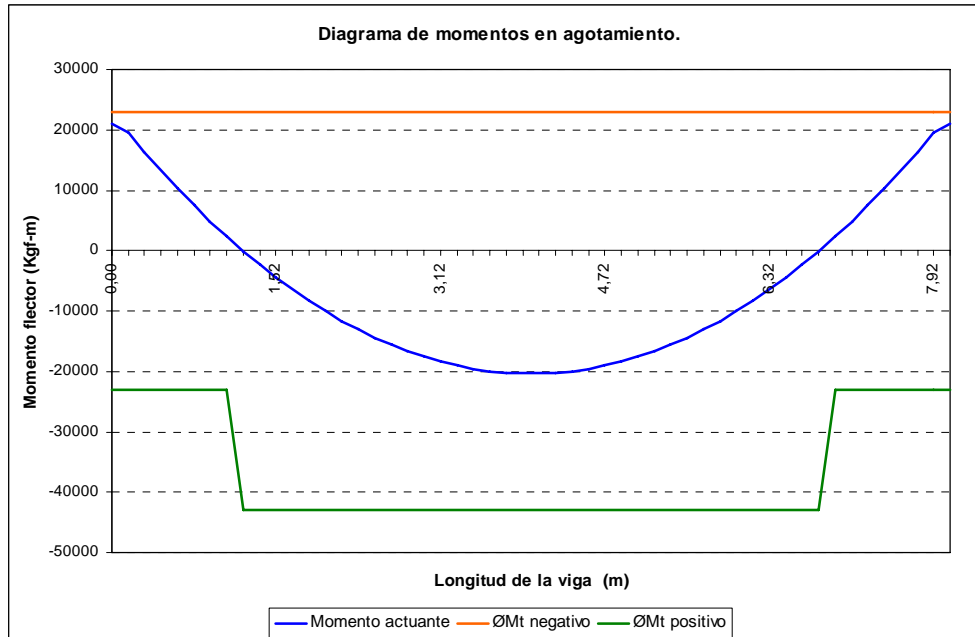


Figura 64: Diagrama de momento de la viga en Y bajo solicitaciones últimas, caso B-1.

Si se incluye el uso de cartela  $a = 0,15$  se obtiene:

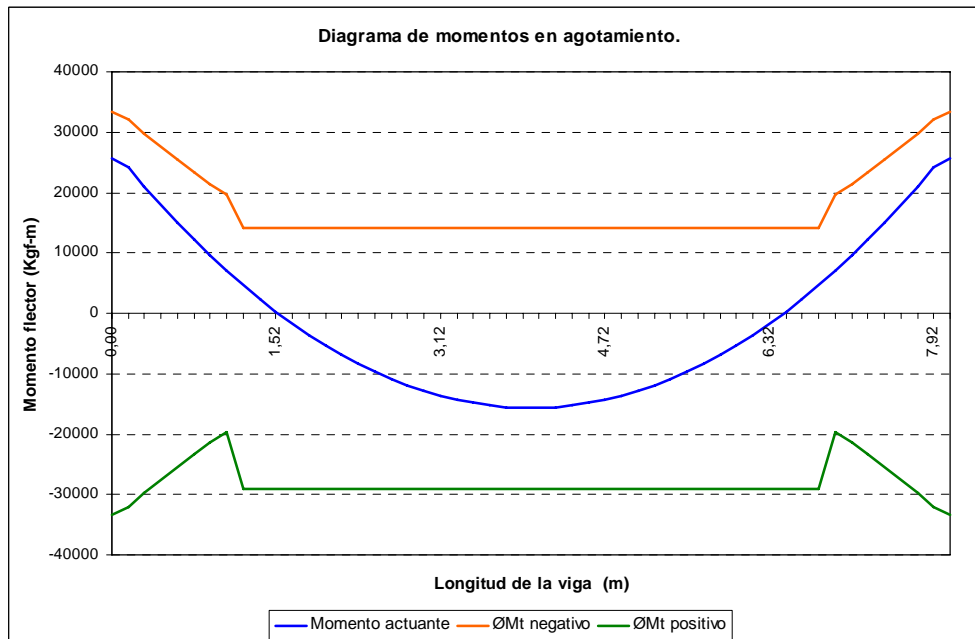


Figura 65: Diagrama de momento de la viga en Y acartelada bajo solicitaciones últimas, caso B-1.

En el gráfico se observa que existe un mejor aprovechamiento de la sección, el nivel de seguridad aumenta debido a que existe una marcada separación entre el diagrama de momento y la línea resistente, y se comenta que el perfil disminuyó de IPE 360 a IPE 300.

El resultado final del sistema de piso B-1 utilizando la contraflecha y las cartelas, se muestra a continuación:

Proyecto : Casos típicos para TEG; Oficina área privada tabiquería desmontable

Dimensiones del paño seleccionado  x

Configuración seleccionada  Con una (1) viga de transferencia

**Cargas** Carga sobrepersistente "no incluye peso propio"  Kgf./m2  
 Carga Variable  Kgf./m2

Uso para la revisión de vibración *Opción: Por caminar (Residencias u oficinas)*

**Materiales** 1.- Acero  $f_y$   Kgf./cm2  
 2.- Concreto  $f'c$   Kgf./cm2

Lamina acanalada (altura de la costilla)

Espesor de la losa seleccionada  cm. Peso de acero por m2 =  Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño =  m3 Peso de acero por paño =  Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="6,00"/> m.	<i>Ubicadas en dirección X</i>
IPE 200	Cantidad	<input type="text" value="6"/>	<i>Unidades por paño</i>
	Separación entre ellas	<input type="text" value="2,00"/> m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<input type="text" value="806"/> Kg.	Peso x m2 = <input type="text" value="8"/> Kgf./m2
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="5199"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="9"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="71250"/> Kg.	<i>Con acción mixta</i>

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="12,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,15"/>
IPE 450	Peso x m2	<input type="text" value="11"/> Kgf./m2	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="20794"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="247000"/> Kg.	<i>Con acción mixta</i>

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,15"/>
IPE 300	Peso x m2	<input type="text" value="4"/> Kgf./m2	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="20706"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="134500"/> Kg.	<i>Con acción mixta</i>

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	Cantidad <input type="text" value="1"/> unidad (es)
IPE 400	Peso x m2	<input type="text" value="6"/> Kgf./m2	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="20791"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="6"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="211250"/> Kg.	<i>Con acción mixta</i>

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

A continuación se analizará la configuración B-2 -dos vigas de transferencia-, pero a diferencia, no se presentará un análisis detallado de los elementos por separados. Solo se mostrará la primera iteración y posteriormente se incluirá el uso de la contraflecha y la cartela.

Proyecto : Casos típicos para TEG; Oficina área privada tabiquería desmontable

Dimensiones del paño seleccionado  x

Configuración seleccionada  Con dos (2) vigas de transferencia

**Cargas** Carga sobrepermanente "no incluye peso propio"  Kgf./m<sup>2</sup>  
 Carga Variable  Kgf./m<sup>2</sup>

Uso para la revisión de vibración *Opción: Por caminar (Residencias u oficinas)*

**Materiales**  
 1.- Acero  $f_y$   Kgf./cm<sup>2</sup>  
 2.- Concreto  $f'c$   Kgf./cm<sup>2</sup>

Lamina acanalada (altura de la costilla)

Espesor de la losa seleccionada  cm. Peso de acero por m<sup>2</sup> =  Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño =  m<sup>3</sup> Peso de acero por paño =  Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="4,00"/> m.	Ubicadas en dirección X
IPE 160	Cantidad	<input type="text" value="9"/>	Unidades por paño
	Separación entre ellas	<input type="text" value="2,00"/> m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<input type="text" value="569"/> Kg.	Peso x m <sup>2</sup> = <input type="text" value="6"/> Kgf./m <sup>2</sup>
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="3450"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="50250"/> Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="12,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,00"/>
IPE 550	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="13"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="13900"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="335000"/> Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,00"/>
IPE 300	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="4"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="13851"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="134500"/> Kg.	Con acción mixta

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	Cantidad <input type="text" value="2"/> unidad (es)
IPE 400	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="11"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="13967"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="211250"/> Kg.	Con acción mixta

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

Del mismo modo que los casos anteriores se intentará reducir los perfiles en correas y vigas de transferencia mediante el uso de contraflecha y a su vez, a las vigas de carga se les incluirá la cartela.

Utilizando esto el resultado queda:

**Proyecto :** Casos típicos para TEG; Oficina área privada tabiquería desmontable

Dimensiones del paño seleccionado **12,00 m. × 8,00 m.**

Configuración seleccionada **B** Con dos (2) vigas de transferencia

**Cargas** Carga sobrepermanente "no incluye peso propio" **150** Kgf./m<sup>2</sup>  
Carga Variable **250** Kgf./m<sup>2</sup>

Uso para la revisión de vibración *Opción: Por caminar (Residencias u oficinas)* **OK**

**Materiales**

1.-	Acero	$f_y$	<b>2500</b>	Kgf./cm <sup>2</sup>
2.-	Concreto	$f'c$	<b>250</b>	Kgf./cm <sup>2</sup>

Lamina acanalada (altura de la costilla) **1,5"**

Espesor de la losa seleccionada **12** cm.      Peso de acero por m<sup>2</sup> = **29** Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño = **9,101** m<sup>3</sup>      Peso de acero por paño = **4115** Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<b>4,00</b>	m.	Ubicadas en dirección X
<b>IPE 160</b>	Cantidad	<b>9</b>		Unidades por paño
	Separación entre ellas	<b>2,00</b>	m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<b>569</b>	Kg.	Peso x m <sup>2</sup> <b>6</b> Kgf./m <sup>2</sup>
	Fuerza cortante en la conexión	<b>3450</b>	Kg.	Contraflecha = <b>0</b> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<b>50250</b>	Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<b>12,00</b>	m.	% de la cartela <b>0,15</b>
<b>IPE 450</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<b>11</b>	Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>13863</b>	Kg.	Contraflecha = <b>N/A</b> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<b>247000</b>	Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<b>8,00</b>	m.	% de la cartela <b>0,15</b>
<b>IPE 240</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<b>3</b>	Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>13818</b>	Kg.	Contraflecha = <b>N/A</b> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<b>97750</b>	Kg.	Con acción mixta

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<b>8,00</b>	m.	Cantidad <b>2</b> unidad (es)
<b>IPE 360</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<b>10</b>	Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>13922</b>	Kg.	Contraflecha = <b>4</b> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<b>181750</b>	Kg.	Con acción mixta

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

En primer lugar hay que mencionar que la contraflecha en correas no es necesaria, ya que debido a su corta longitud el criterio de selección es la

tensión admisible en la etapa constructiva y la disminución del acero no fue tan importante como en los otros casos.

Ahora se analizará la configuración B-3 -tres vigas de transferencia-, igualmente que antes solo se mostrará la primera iteración y posteriormente se incluirá el uso de la contraflecha y la cartela.

Proyecto : Casos típicos para TEG; Oficina área privada tabiquería desmontable

Dimensiones del paño seleccionado  x

Configuración seleccionada  Con tres (3) vigas de transferencia

**Cargas** Carga sobrepersistente "no incluye peso propio"  Kgf./m<sup>2</sup>  
 Carga Variable  Kgf./m<sup>2</sup>

Uso para la revisión de vibración *Opción: Por cam inar (Residencias u oficinas)*

**Materiales** 1.- Acero  $f_y$   Kgf./cm<sup>2</sup>  
 2.- Concreto  $f'c$   Kgf./cm<sup>2</sup>

Lamina acanalada (altura de la costilla)

Espesor de la losa seleccionada  cm. Peso de acero por m<sup>2</sup> =  Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño =  m<sup>3</sup> Peso de acero por paño =  Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="3,00"/> m.	Ubicadas en dirección X
IPE 120	Cantidad	<input type="text" value="12"/>	Unidades por paño
	Separación entre ellas	<input type="text" value="2,00"/> m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<input type="text" value="374"/> Kg.	Peso x m <sup>2</sup> <input type="text" value="4"/> Kgf./m <sup>2</sup>
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="2578"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="33000"/> Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="12,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,00"/>
IPE 550	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="13"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="10425"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="335000"/> Kg.	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	"a" de la cartela <input type="text" value="0,00"/>
IPE 270	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="3"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="10409"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="114750"/> Kg.	Con acción mixta

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	Cantidad <input type="text" value="3"/> unidad (es)
IPE 360	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="14"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="10510"/> Kg.	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/>
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="181750"/> Kg.	Con acción mixta

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

Al igual que en los casos anteriores se intentará reducir los perfiles en corres y vigas de transferencia mediante el uso de contraflecha y a su vez, a las vigas de carga se les incluirá la cartela, aplicando esto se genera:

Proyecto : Casos típicos para TEG; Oficina área privada tabiquería desmontable

Dimensiones del pano seleccionado  x

Configuración seleccionada  Con tres (3) vigas de transferencia

**Cargas** Carga sobrepersistente "no incluye peso propio"  Kgf./m<sup>2</sup>  
 Carga Variable  Kgf./m<sup>2</sup>

Uso para la revisión de vibración *Opción: Por caminar (Residencias u oficinas)*

**Materiales**  
 1.- Acero  $f_y$   Kgf./cm<sup>2</sup>  
 2.- Concreto  $f'_c$   Kgf./cm<sup>2</sup>

Lamina acanalada (altura de la costilla)

Espesor de la losa seleccionada  cm. Peso de acero por m<sup>2</sup> =  Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño =  m<sup>3</sup> Peso de acero por paño =  Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="3,00"/> m.	Ubicadas en dirección X
IPE 120	Cantidad	<input type="text" value="12"/>	Unidades por paño
	Separación entre ellas	<input type="text" value="2,00"/> m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<input type="text" value="374"/> Kg	Peso x m <sup>2</sup> <input type="text" value="4"/> Kgf./m <sup>2</sup>
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="2578"/> Kg	Contraflecha = <input type="text" value="0"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="33000"/> Kg	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="12,00"/> m.	Área de la cartela <input type="text" value="0,15"/>
IPE 450	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="11"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="10397"/> Kg	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="247000"/> Kg	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	Área de la cartela <input type="text" value="0,15"/>
IPE 220	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="2"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="10381"/> Kg	Contraflecha = <input type="text" value="N/A"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="83500"/> Kg	Con acción mixta

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<input type="text" value="8,00"/> m.	Cantidad <input type="text" value="3"/> unidad(es)
IPE 300	Peso x m <sup>2</sup>	<input type="text" value="11"/> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<input type="text" value="10439"/> Kg	Contraflecha = <input type="text" value="14"/> mm.
	Fuerza para los conectores de corte	<input type="text" value="134500"/> Kg	Con acción mixta

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

En primer al igual que antes la contraflecha en correas no es necesaria, debido a que por su corta longitud el criterio de selección es la

tensión admisible en la etapa constructiva y la disminución del acero no fue tan importante como en los otros casos.

Al realizar una comparación directa entre los cuatro casos se observa que al prescindir del uso de cartela y contraflecha la configuración que ofrece mejores resultados es la B-1, esta es la que genera la menor cantidad de acero y en términos de vibración se encuentra en el rango aceptable.

Cuando se toma en cuenta en el diseño el uso de cartelas o contraflecha el caso A es el favorable. Sin embargo estos resultados son particulares, dependen del uso, de las cargas, de las luces y de otras variables; por lo que cualquier modificación puede alterar los resultados y generar otras conclusiones. Se propone el uso de la hoja de cálculo para que el diseñador realice el análisis de su caso particular.

## 2.2. Paño típico 2

### *Requisitos de diseño y uso*

- Dimensiones del paño: 10 m. x 8 m.
- Uso: Salón de aeróbic.

#### **Cargas:**

**Variable:** 500 Kgf/m<sup>2</sup> según Norma COVENIN 2002-88, Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. (p. 33)

#### **Sobre-permanente:**

- Acabado de piso: baldosa vinílica sobre mortero de 2 cm. 50 Kgf/m<sup>2</sup>.
- Área abierta, tablón de madera: 20 Kgf/m<sup>2</sup>.
- Instalaciones mecánicas 20 Kgf/m<sup>2</sup>.
- Cielorrasos: 10 Kgf/m<sup>2</sup>.

Total carga sobre-permanentes 100 Kgf/m<sup>2</sup>.

**Permanente:** Peso propio, calculado automáticamente.

- Resistencia a compresión del concreto 250 Kgf/cm<sup>2</sup>.
- Perfiles a utilizar: IPE acartelados con  $a = 0,15$ .



Cuando los sistemas de piso se ven sometidos a actividades rítmicas es imprescindible que estos estén diseñados para soportar dichas solicitaciones, y que los efectos dinámicos de la carga no produzcan en la estructura vibraciones molestas a los usuarios o riesgosas para la estructura.

Por la teoría expuesta se conoce que el parámetro fundamental de diseño para evitar vibraciones rítmicas es la frecuencia natural del sistema de piso, por este motivo, la idea fundamental en las iteraciones es lograr elevar este valor al mínimo requerido según el uso, en este caso el aeróbic.

Para poder conseguir la solución óptima se desea utilizar en el diseño la mayor cantidad de variables e iteraciones posibles, por esto, se hace impráctica la metodología que se aplicó para el caso estudiado anteriormente. Por esto los resultados se organizarán en un cuadro esquemático que agrupará en sus columnas las variables involucradas y en las filas las iteraciones.

La metodología para realizar las iteraciones se basa en comenzar desde el primer armado que arroja la hoja, desde allí hacer modificaciones paulatinas sobre este, con la finalidad de aumentar la frecuencia natural del sistema de piso hasta que la revisión por vibración indique que este es satisfactorio y al mismo tiempo conseguir la configuración que genere la menor cantidad de materiales.

Como se comento en la siguiente tabla cada fila representa una iteración, mientras que cada columna son las diferentes variables que pueden cambiar de iteración en iteración. Las casillas amarillas muestran la variable modificada con respecto a la iteración anterior y las casillas azules en el peso de concreto y de acero, representa la configuración satisfactoria que produce la menor cantidad de materiales. En dicha tabla se muestran al mismo tiempo las cuatro configuraciones estructurales con las que se puede armar el paño.

Tabla 29: Iteraciones para el diseño del segundo caso típico

Iteración	Losa		Vigas en X			Vigas en Y			Vigas de transf.			Correas				Sistema de piso					
	Esp. cm.	Lam. ad.	Perfil	d	Cartela. Si o No	Perfil	d	Cartela. Si o No	Perfil	d	Nº	Perfil	d	Cant.	Long. m.	Sep. m.	Frec. N.	Revisión Hrz.	Vibración	P. acero Kg.	V. concreto m3
	Configuración tipo A																				
1	12	1,5"	IPE	600	No	IPE	300	No	N/A	N/A	N/A	IPE	300	5	8,00	1,67	4,51	FALLA	4803	7,584	
2	14	1,5"	IPE	600	No	IPE	330	No	N/A	N/A	N/A	IPE	330	4	8,00	2,00	4,71	FALLA	4797	9,184	
3	14	3"	IPE	600	No	IPE	300	No	N/A	N/A	N/A	IPE	300	5	8,00	1,67	4,90	FALLA	4803	6,752	
4	14	3"	IPE	600	No	IPE	300	No	N/A	N/A	N/A	IPE	300	6	8,00	1,40	5,17	FALLA	5189	6,752	
5	14	3"	IPE	600	No	IPE	300	No	N/A	N/A	N/A	IPE	400	6	8,00	1,40	6,72	FALLA	6373	6,752	
6	14	3"	IPE	600	No	IPE	300	No	N/A	N/A	N/A	IPE	500	6	8,00	1,40	7,82	OK	7592	6,752	
7	12	6 cm.	IPE	600	No	IPE	300	No	N/A	N/A	N/A	IPE	500	6	8,00	1,40	7,87	OK	7592	6,056	
8	12	6 cm.	IPE	500	Si	IPE	300	No	N/A	N/A	N/A	IPE	500	6	8,00	1,40	7,79	OK	7247	6,056	
9	12	6 cm.	IPE	500	Si	IPE	300	No	N/A	N/A	N/A	IPE	450	6	8,00	1,40	7,27	FALLA	6684	6,056	
Configuración tipo B-1																					
1	12	1,5"	IPE	500	No	IPE	400	No	IPE	450	1	IPE	180	8	5,00	1,60	5,11	FALLA	4256	7,584	
2	14	1,5"	IPE	500	No	IPE	400	No	IPE	450	1	IPE	180	8	5,00	1,60	5,00	FALLA	4256	9,184	
3	14	3"	IPE	500	No	IPE	400	No	IPE	450	1	IPE	180	6	5,00	2,00	5,48	FALLA	4068	6,752	
4	14	3"	IPE	500	No	IPE	400	No	IPE	500	1	IPE	180	6	5,00	2,00	5,88	FALLA	4176	6,752	
5	14	3"	IPE	600	No	IPE	400	No	IPE	600	1	IPE	180	6	5,00	2,00	7,53	FALLA	5041	6,752	
6	14	3"	IPE	600	Si	IPE	400	No	IPE	600	1	IPE	180	6	5,00	2,00	8,16	OK	5407	6,752	
7	12	6 cm.	IPE	600	Si	IPE	400	No	IPE	600	1	IPE	180	6	5,00	2,00	8,19	OK	5407	6,056	
8	12	6 cm.	IPE	600	Si	IPE	300	Si	IPE	600	1	IPE	180	6	5,00	2,00	8,19	OK	5021	6,056	
9	12	6 cm.	IPE	600	Si	IPE	300	Si	IPE	550	1	IPE	180	6	5,00	2,00	7,52	FALLA	4885	6,056	
Configuración tipo B-2																					
1	12	1,5"	IPE	550	No	IPE	330	No	IPE	400	2	IPE	120	12	3,33	1,60	6,61	FALLA	4362	7,584	
2	14	1,5"	IPE	550	No	IPE	330	No	IPE	400	2	IPE	120	12	3,33	1,60	6,46	FALLA	4362	9,184	
3	14	3"	IPE	550	No	IPE	330	No	IPE	360	2	IPE	120	9	3,33	2,00	6,56	FALLA	4111	6,752	
4	14	3"	IPE	550	No	IPE	330	No	IPE	500	2	IPE	120	9	3,33	2,00	7,93	OK	4655	6,752	
5	12	6 cm.	IPE	550	No	IPE	330	No	IPE	500	2	IPE	120	9	3,33	2,00	7,94	OK	4655	6,056	
6	12	6 cm.	IPE	500	Si	IPE	330	No	IPE	450	2	IPE	120	9	3,33	2,00	7,94	OK	4435	6,056	
7	12	6 cm.	IPE	500	Si	IPE	240	Si	IPE	450	2	IPE	120	9	3,33	2,00	7,94	OK	4140	6,056	
8	12	6 cm.	IPE	450	Si	IPE	240	Si	IPE	450	2	IPE	120	9	3,33	2,00	7,28	FALLA	3830	6,056	
Configuración tipo B-3																					
1	12	1,5"	IPE	550	No	IPE	300	No	IPE	360	3	IPE	100	12	2,50	2,00	6,50	FALLA	4389	7,584	
2	14	1,5"	IPE	550	No	IPE	300	No	IPE	360	3	IPE	100	16	2,50	1,60	6,37	FALLA	4470	9,184	
3	14	3"	IPE	550	No	IPE	300	No	IPE	330	3	IPE	100	12	2,50	2,00	6,52	FALLA	4197	6,752	
4	14	3"	IPE	550	No	IPE	300	No	IPE	450	3	IPE	100	12	2,50	2,00	7,79	OK	4881	6,752	
5	12	6 cm.	IPE	550	No	IPE	300	No	IPE	500	3	IPE	100	12	2,50	2,00	8,12	OK	5205	6,056	
6	12	6 cm.	IPE	500	Si	IPE	300	No	IPE	450	3	IPE	100	12	2,5	2,00	8,31	OK	4876	6,056	
7	12	6 cm.	IPE	500	Si	IPE	220	Si	IPE	450	3	IPE	100	12	2,50	2,00	8,31	OK	4620	6,056	
8	14	3"	IPE	500	Si	IPE	220	Si	IPE	400	3	IPE	100	12	2,50	2,00	7,81	OK	4349	6,752	
9	14	3"	IPE	500	Si	IPE	240	Si	IPE	400	3	IPE	100	12	2,50	2,00	7,81	OK	4421	6,752	
10	14	3"	IPE	500	Si	IPE	220	Si	IPE	360	3	IPE	100	12	2,50	2,00	7,29	FALLA	4128	6,752	

En la tabla anterior después de 36 iteraciones, se observa que la configuración estructural B-2 es la que origina la menor cantidad de material y es muy similar a la configuración B-3. Por simple inspección se concluye que la configuración A, no debería ser usada para armar el sistema de piso.

A continuación se presenta el resumen que genera la hoja de cálculo de la configuración B-2 seleccionada como la óptima de la tabla anterior.

**Proyecto :** Casos típicos para TEG; Salón de aeróbicos

Dimensiones del pano seleccionado **10,00 m. x 8,00 m.**

Configuración seleccionada **B** Con dos (2) vigas de transferencia

**Cargas** Carga sobrepermanente "no incluye peso propio" **100** Kgf./m<sup>2</sup>  
Carga Variable **500** Kgf./m<sup>2</sup>

Uso para la revisión de vibración *Opción: Solo aerobics* **OK**

**Materiales**  
1.- Acero *f<sub>y</sub>* **2500** Kgf./cm<sup>2</sup>  
2.- Concreto *f'c* **250** Kgf./cm<sup>2</sup>

Lamina acanalada (altura de la costilla) **6 cm.**

Espesor de la losa seleccionada **12** cm. Peso de acero por m<sup>2</sup> = **36** Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño = **6,056** m<sup>3</sup> Peso de acero por paño = **4140** Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<b>3,33</b> m.	<i>Ubicadas en dirección X</i>
<b>IPE 120</b>	Cantidad	<b>9</b>	<i>Unidades por paño</i>
	Separación entre ellas	<b>2,00</b> m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<b>312</b> Kg	Peso x m <sup>2</sup> <b>4</b> Kgf./m <sup>2</sup>
	Fuerza cortante en la conexión	<b>3814</b> Kg	Contraflecha = <b>N/A</b>
	Fuerza para los conectores de corte	<b>33000</b> Kg	<i>Con acción mixta</i>

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<b>10,00</b> m.	"a" de la cartela <b>0,15</b>
<b>IPE 500</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<b>13</b> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>15383</b> Kg	Contraflecha = <b>N/A</b>
	Fuerza para los conectores de corte	<b>290000</b> Kg	<i>Con acción mixta</i>

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<b>8,00</b> m.	"a" de la cartela <b>0,15</b>
<b>IPE 240</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<b>3</b> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>15343</b> Kg	Contraflecha = <b>N/A</b>
	Fuerza para los conectores de corte	<b>97750</b> Kg	<i>Con acción mixta</i>

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<b>8,00</b> m.	Cantidad <b>2</b> unidad (es)
<b>IPE 450</b>	Peso x m <sup>2</sup>	<b>16</b> Kgf./m <sup>2</sup>	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>15546</b> Kg	Contraflecha = <b>N/A</b>
	Fuerza para los conectores de corte	<b>247000</b> Kg	<i>Con acción mixta</i>

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

Para verificar el beneficio que ofrece el uso de las cartelas y de la acción mixta en las vigas de carga, a continuación se presenta el resumen de diseño de la hoja de cálculo para la misma configuración estructural anteriormente utilizada, con la única diferencia que no se incluirán en el diseño ni las cartelas ni el uso de la acción mixta en las vigas de carga.

**Proyecto :** Casos típicos para TEG; Salón de aeróbicos

Dimensiones del pano seleccionado **10,00 m.** x **8,00 m.**

Configuración seleccionada **B** Con dos (2) vigas de transferencia

**Cargas** Carga sobrepermanente "no incluye peso propio" **100** Kgf./m2  
Carga Variable **500** Kgf./m2

Uso para la revisión de vibración *Opción: Solo aerobics* **OK**

**Materiales**  
1.- Acero **fy** **2500** Kgf./cm2  
2.- Concreto **f'c** **250** Kgf./cm2

Lamina acanalada (altura de la costilla) **6 cm.**

Espesor de la losa seleccionada **12** cm. Peso de acero por m2 = **46** Kgf./m<sup>2</sup>

Volumen de concreto en el paño = **6,056** m3 Peso de acero por paño = **5346** Kg.

**Correas seleccionadas**

Perfil	Longitud	<b>3,33</b> m.	Ubicadas en dirección X
<b>IPE 120</b>	Cantidad	<b>9</b>	Unidades por paño
	Separación entre ellas	<b>2,00</b> m.	
	Peso total de las correas que conforman un paño	<b>312</b> Kg	Peso x m2 = <b>4</b> Kgf./m2
	Fuerza cortante en la conexión	<b>3814</b> Kg	Contraflecha = <b>N/A</b>
	Fuerza para los conectores de corte	<b>0</b> Kg	Con acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección X**

Perfil	Longitud	<b>10,00</b> m.	"a" de la cartela <b>0,00</b>
<b>IPE 600</b>	Peso x m2	<b>15</b> Kgf./m2	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>15418</b> Kg	Contraflecha = <b>N/A</b>
	Fuerza para los conectores de corte	<b>0</b> Kg	Sin acción mixta

**Vigas de carga seleccionada en dirección Y**

Perfil	Longitud	<b>8,00</b> m.	"a" de la cartela <b>0,00</b>
<b>IPE 360</b>	Peso x m2	<b>6</b> Kgf./m2	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>15448</b> Kg	Contraflecha = <b>N/A</b>
	Fuerza para los conectores de corte	<b>0</b> Kg	Sin acción mixta

**Viga de transferencia seleccionada**

Perfil	Longitud	<b>8,00</b> m.	Cantidad <b>2</b> unidad (es)
<b>IPE 550</b>	Peso x m2	<b>21</b> Kgf./m2	
	Fuerza cortante en la conexión	<b>15678</b> Kg	Contraflecha = <b>N/A</b>
	Fuerza para los conectores de corte	<b>0</b> Kg	Con acción mixta

Tomado de la hoja de cálculo "Sistemas de Piso"

Es evidente que el uso de cartela y acción mixta en vigas de carga genera que los perfiles requeridos sean de menor tamaño, y por consiguiente se produzca un ahorro significativo de material.

### *2.3. Comparación entre paños de diferentes dimensiones con los mismos usos*

Con la motivación de comparar diferentes dimensiones de paños bajo las mismas solicitaciones se generará una tabla resumen que contenga el armado más económico de cada tipo de configuración estructural (A, B-1, B-2 y B-3), en esta tabla se escribirán las soluciones estructurales para las siguientes dimensiones:

- 8m. x 8m.
- 10m. x 8m.
- 10m. x 10m.
- 12m. x 8m.
- 12m. x 10m.
- 12m. x 12m.

Con la intención de disminuir las variables involucradas en el diseño, solo se utilizará la lámina acanala de 1,5” con un espesor total de concreto de 12 cm. Además todas las configuraciones tendrán vigas acarteladas, usando acción mixta e igualmente se usará contraflecha en las vigas de transferencia y en las correas.

#### *Requisitos de diseño y uso*

- Uso: Oficina y centro comercial, aplicando criterio de vibración inducida al caminar.

#### **Cargas:**

**Variables:** 250 Kgf/m<sup>2</sup> y 500 Kgf/m<sup>2</sup> respectivamente según Norma COVENIN 2002-88, Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. (p. 33)

**Sobre-permanente:**

- Acabado de piso: 100 Kgf/m<sup>2</sup>.
  - Tabiquería, 150 Kgf/m<sup>2</sup>.
  - Instalaciones mecánicas y cielorraso 50 Kgf/m<sup>2</sup>.
- Total carga sobre-permanentes 300 Kgf/m<sup>2</sup>.

**Permanente:** Peso propio, calculado automáticamente.

- Resistencia a compresión del concreto 250 Kgf/cm<sup>2</sup>.
- Perfiles a utilizar: IPE o IPN acartelados con  $a = 0,15$ .

A continuación se muestran las que resumen todos los diseños:

**Tabla 30:** Diseño de Paño 8x8.

	CV	Conf.	Vigas en X		Vigas en Y		Vigas de transf.			Correas				Peso T.	Peso	
			Perfil		Perfil		Perfil		Cant.	Perfil		Cant.	Long.	Sep.	Acero	Acero
			Tipo	d	Tipo	d	Tipo	d	Nº	Tipo	d	Nº	m.	m.	Kg.	Kg./m2
Paño 8 x 8 metros.	250 Kg/m2	A	IPE	330	IPE	240	N/A	N/A	N/A	IPE	240	4	8,00	1,60	2377	26
		B-1	IPE	330	IPE	270	IPE	330	1	IPE	140	8	4,00	1,60	2285	25
		B-2	IPE	330	IPE	220	IPE	300	2	IPE	100	12	2,67	1,60	2257	25
		B-3	IPE	330	IPE	200	IPE	270	3	IPE	80	16	2,00	1,60	2318	25
	500 Kg/m2	A	IPE	400	IPE	240	N/A	N/A	N/A	IPE	240	4	8,00	1,60	2694	29
		B-1	IPE	400	IPE	300	IPE	400	1	IPE	140	8	4,00	1,60	2838	31
		B-2	IPE	360	IPE	240	IPE	330	2	IPE	100	12	2,67	1,60	2587	28
		B-3	IPE	400	IPE	220	IPE	270	3	IPE	80	16	2,00	1,60	2695	29

En la tabla anterior, se observa que no existe una marcada diferencia en la cantidad de acero para las distintas configuraciones, sin embargo el número de conexiones podría ser el parámetro que genere una diferencia en el costo del sistema de piso, por ejemplo la configuración B-3 requiere de 16 correas, mas tres vigas de transferencia (38 conexiones), mientras que la configuración A solo necesita de 4 correas (8 conexiones), por esto es importante que el diseñador no solo tome en consideración las cantidades de materiales si no que de tomar en cuenta todas las variables que puedan modificar el costo final del sistema de piso.

**Tabla 31:** Diseño de Paño 10x8.

	CV	Conf.	Vigas en X		Vigas en Y		Vigas de transf.			Correas				Peso T.	Peso	
			Perfil		Perfil		Perfil		Cant.	Perfil		Cant.	Long.	Sep.	Acero	Acero
			Tipo	d	Tipo	d	Tipo	d	Nº	Tipo	d	Nº	m.	m.	Kg.	Kg./m2
Paño 10 x 8 metros.	250 Kg/m2	A	IPE	400	IPE	240	N/A	N/A	N/A	IPE	240	5	8,00	1,67	3244	28
		B-1	IPE	400	IPE	300	IPE	360	1	IPE	160	8	5,00	1,60	3289	29
		B-2	IPE	400	IPE	240	IPE	330	2	IPE	120	12	3,33	1,60	3218	28
		B-3	IPE	400	IPE	220	IPE	300	3	IPE	100	12	2,50	2,00	3200	28
	500 Kg/m2	A	IPE	500	IPE	270	N/A	N/A	N/A	IPE	270	4	8,00	2,00	3823	33
		B-1	IPE	500	IPE	330	IPE	450	1	IPE	160	8	5,00	1,60	4134	36
		B-2	IPE	450	IPE	270	IPE	360	2	IPE	120	12	3,33	1,60	3690	32
		B-3	IPE	450	IPE	240	IPE	330	3	IPE	100	12	2,50	2,00	3697	32

Para el paño 10x8 se presenta una situación similar a la anterior. Se deben considerar todas las variables que puedan modificar el costo final del sistema de piso y no solo las cantidades de materiales que sean requeridas por cada configuración estructural.

**Tabla 32:** Diseño de Paño 10x10.

	CV	Conf.	Vigas en X		Vigas en Y		Vigas de transf.			Correas				Peso T.	Peso	
			Perfil		Perfil		Perfil		Cant.	Perfil		Cant.	Long.	Sep.	Acero	Acero
			Tipo	d	Tipo	d	Tipo	d	Nº	Tipo	d	Nº	m.	m.	Kg.	Kg./m2
Paño 10 x 10 metros.	250 Kg/m2	A	IPE	450	IPE	300	N/A	N/A	N/A	IPE	300	5	10,00	1,67	4739	33
		B-1	IPE	450	IPE	330	IPE	500	1	IPE	160	10	5,00	1,67	4468	31
		B-2	IPE	450	IPE	300	IPE	400	2	IPE	120	15	3,33	1,67	4475	31
		B-3	IPE	450	IPE	270	IPE	330	3	IPE	100	16	2,50	2,00	4302	30
	500 Kg/m2	A	IPE	500	IPE	330	N/A	N/A	N/A	IPE	330	5	10,00	1,67	5526	39
		B-1	IPE	550	IPE	400	IPE	550	1	IPE	160	10	5,00	1,67	5581	39
		B-2	IPE	500	IPE	330	IPE	450	2	IPE	120	15	3,33	1,67	5149	36
		B-3	IPE	500	IPE	300	IPE	400	3	IPE	100	16	2,50	2,00	5252	37

**Tabla 33:** Diseño de Paño 12x8.

	CV	Conf.	Vigas en X		Vigas en Y		Vigas de transf.			Correas				Peso T.	Peso	
			Perfil		Perfil		Perfil		Cant.	Perfil		Cant.	Long.	Sep.	Acero	Acero
			Tipo	d	Tipo	d	Tipo	d	Nº	Tipo	d	Nº	m.	m.	Kg.	Kg./m2
Paño 12 x 8 metros.	250 Kg/m2	A	IPE	500	IPE	240	N/A	N/A	N/A	IPE	240	6	8,00	1,71	4479	33
		B-1	IPE	500	IPE	300	IPE	400	1	IPE	200	6	6,00	2,00	4526	33
		B-2	IPE	450	IPE	270	IPE	360	2	IPE	140	12	4,00	1,60	4251	31
		B-3	IPE	450	IPE	220	IPE	300	3	IPE	120	12	3,00	2,00	3948	29
	500 Kg/m2	A	IPE	550	IPE	330	N/A	N/A	N/A	IPE	270	5	8,00	2,00	5124	37
		B-1	IPE	550	IPE	360	IPE	500	1	IPE	220	6	6,00	2,00	5484	40
		B-2	IPE	550	IPE	300	IPE	400	2	IPE	140	12	4,00	1,60	5253	38
		B-3	IPE	550	IPE	270	IPE	330	3	IPE	120	12	3,00	2,00	5027	37

En términos generales analizando los casos 8x8, 10x8, 10x10 y 12x8 se concluye que en términos de cantidad de materiales no existe una tendencia hacia una configuración particular.

**Tabla 34:** Diseño de Paño 12x10.

	CV	Conf.	Vigas en X		Vigas en Y		Vigas de transf.			Correas				Peso T.	Peso	
			Perfil		Perfil		Perfil	Cant.	Perfil		Cant.	Long.	Sep.	Acero	Acero	
			Tipo	d	Tipo	d	Tipo	d	Nº	Tipo	d	Nº	m.	m.	Kg.	Kg./m2
Paño 12 x 10 metros.	250 Kg/m2	A	IPE	550	IPE	270	N/A	N/A	N/A	IPE	270	7	10,00	1,50	6138	36
		B-1	IPE	550	IPE	270	IPE	270	1	IPE	270	11,3	6,00	1,50	6426	37
		B-2	IPE	500	IPE	300	IPE	450	2	IPE	140	15	4,00	1,67	5684	33
		B-3	IPE	500	IPE	270	IPE	360	3	IPE	120	16	3,00	2,00	5447	32
	500 Kg/m2	A	IPE	600	IPE	600	N/A	N/A	N/A	IPE	360	5	10,00	2,00	8662	51
		B-1	IPE	600	IPE	450	IPE	600	1	IPE	240	6	6,00	2,50	7244	42
		B-2	IPE	550	IPE	360	IPE	500	2	IPE	140	15	4,00	1,67	6636	39
		B-3	IPE	600	IPE	330	IPE	450	3	IPE	120	16	3,00	2,00	7176	42

**Tabla 35:** Diseño de Paño 12x12.

	CV	Conf.	Vigas en X		Vigas en Y		Vigas de transf.			Correas				Peso T.	Peso	
			Perfil		Perfil		Perfil	Cant.	Perfil		Cant.	Long.	Sep.	Acero	Acero	
			Tipo	d	Tipo	d	Tipo	d	Nº	Tipo	d	Nº	m.	m.	Kg.	Kg./m2
Paño 12 x 12 metros.	250 Kg/m2	A	IPE	550	IPE	330	N/A	N/A	N/A	IPE	330	6	12,00	1,71	7612	37
		B-1	IPE	600	IPE	450	IPE	600	1	IPE	180	14	6,00	1,50	8273	40
		B-2	IPE	550	IPE	360	IPE	500	2	IPE	140	18	4,00	1,71	7384	36
		B-3	IPE	550	IPE	330	IPE	450	3	IPE	120	20	3,00	2,00	7494	36
	500 Kg/m2	A	IPN	550	IPN	380	N/A	N/A	N/A	IPE	450	5	12,00	2,00	11254	55
		B-1	IPN	550	IPE	500	IPN	550	1	IPE	180	14	6,00	1,50	10339	50
		B-2	IPE	600	IPE	400	IPE	600	2	IPE	140	18	4,00	1,71	8815	44
		B-3	IPN	550	IPE	360	IPE	500	3	IPE	120	20	3,00	2,00	9856	48

Si se analizan los resultados de estos dos últimos paños, la configuración B-2 parece ser la que ofrece mejores resultados, de todas maneras como ya se comento el incremento de las conexiones puede influir en el costo.

Un detalle que no se aprecia en las tablas pero se presenta en las iteraciones tiene que ver con la configuración B-1, cuando los paños son rectangulares y se utilizan cartelas en las vigas de carga, puede suceder que la viga de transferencia necesaria sea de un perfil de mayor tamaño que el perfil de la viga que la soporta. Esto no usual debido a que dificulta la conexión entre estos dos elementos, por lo tanto se debe agrandar el perfil



de la viga de carga o cambiar a dos vigas de transferencia, es decir, utilizar la configuración B-2.

Es importante mencionar que para el caso de carga de  $500 \text{ Kg/m}^2$ , para las correas y vigas de transferencia, generalmente el criterio de selección depende del estado de último agotamiento por lo tanto la contraflecha en etapa constructiva no generó ningún beneficio.

En los sistemas de piso estudiados en esta sección en ningún caso presentaron problemas de vibración. La vibración inducida al caminar no fue una variable determinante en el diseño, esto se debe a que esta afecta en mayor medida a sistemas de piso livianos calculados para soportar cargas livianas. Los aquí estudiados fueron diseñados para soportar una carga sobrepermanente de  $300 \text{ Kg/m}^2$  y esta produce un importante aporte a la masa participativa del sistema y se conoce de la teoría de vibración expuesta en el Capítulo II, que sistemas de piso con mucha masa participativa tienden a disipar la vibración por caminar.

---

---

## CONCLUSIONES

El sistema de piso es el elemento generalmente horizontal que sirve de soporte a los usuarios. Cuando su estructura es de acero permite la construcción de paños relativamente livianos con longitudes grandes, lo que trae como consecuencia espacios abiertos cada vez más amplios. Se ha podido observar durante el desarrollo de esta investigación que en la medida que se incrementan las luces de los paños entran en juego limitaciones en términos de deformación y vibración.

Se presento la teoría y una metodología detallada del diseño de los elementos que conforman los sistema de piso, acompañada de una serie de tablas y hojas de cálculo que permiten optimizar el tiempo de diseño, de coreas y vigas.

En términos de vibración se hizo énfasis en establecer los criterios básicos que definen los niveles de vibración de los sistemas de piso, además de incluir información disponible sobre los márgenes de aceptabilidad de los usuarios y de las estructuras. Se describió y resumió la metodología aplicada actualmente para la evaluación de los sistemas de piso, acompañado de una hoja de cálculo que permite realizar el análisis de los sistemas de piso rápidamente, esto para vibraciones inducidas por caminar o por actividades rítmicas.

Se realizó un estudio detallado de las vigas de sección variable, tanto por efectos de cartelas como por la acción mixta, de allí se obtuvieron tablas que resumen los momentos de empotramiento factores de rigidez y trasporte para distintas cartelas bajo la acción de diversos casos de carga, esto se acompañó con una hoja de cálculo que permite hacer este análisis con mas precisión además de permitir incluir la acción mixta en las vigas y estimar su comportamiento.

Luego de estudiar y analizar una serie de casos y configuraciones de diseño de paños típicos se llegó a las siguientes conclusiones específicas:

En correas y vigas de transferencia, después de ciertas dimensiones, generalmente el criterio que define su diseño es la flecha durante la etapa constructiva, el uso de contraflecha es una solución acertada cuando se presenta esta situación, permitiendo una importante reducción en el tamaño de los perfiles y por consiguiente un ahorro de material.

En vigas de carga, el uso de cartelas incrementa notablemente la resistencia. Después de haber realizado esta investigación, se consiguió que la dimensión de la cartela óptima ronda entre los valores 0,14 y 0,16 de la luz de la viga. Se consiguió que el aumento de la resistencia en los extremos de la viga acartelada es de 2,3 veces la resistencia a la flexión del mismo perfil sin cartela, esta disminuye linealmente con respecto a la reducción de altura de la sección acartelada.

La acción mixta en vigas conservadoramente solo se debe asumir en el 70% del tramo central, este cambio en la sección transversal genera un incremento sustancial de la resistencia en el centro del tramo, sin embargo se debe tomar en cuenta que propiedades como el momento de empotramiento, factor de rigidez y transporte, varían y deben ser tomados en cuenta.

Acartelar una viga produce una reducción del 50% de la deflexión respecto a la misma viga con sección constante, y si al mismo tiempo se le incluye la acción mixta con el concreto de la losa, la flecha se puede reducir hasta un 70%.

Determinar con exactitud la masa participativa, las deflexiones y el grado de amortiguamiento de los sistemas de piso, son los parámetros más importantes para poder efectuar una adecuada revisión de los niveles de vibración. Se encontró que en los sistemas de piso con poca masa participativa, los niveles de vibración inducida al caminar son más altos que en los sistemas con más masa. Por lo tanto incrementar dicha masa es una

solución para disminuir esta vibración. El tipo de armado estructural del sistema de piso influye poco en la vibración inducida al caminar.

En lo referente a vibración por actividades rítmicas, el factor que determina los niveles de vibración es la frecuencia natural del sistema, por lo tanto incrementar la masa no soluciona el problema, en este caso aumentar la inercia y por consiguiente la rigidez de los elementos del sistema de piso aumenta la frecuencia y conducen a la solución del problema. En grandes luces armar el sistema de piso con dos vigas de transferencia muy rígidas fue la solución que arrojó los mejores resultados. Además utilizar láminas acanalada con una altura de costilla elevada disminuye el peso de concreto y aumenta la inercia, por lo tanto tomar en cuenta este aspecto puede ayudar en el diseño del sistema de piso que serán sometidos a actividades rítmicas.

En este trabajo especial de grado, se entregó la hoja de cálculo de sistemas de piso, con la que el diseñador puede realizar una gran cantidad de armados y modificar muchas variables que le permitan llegar a la mejor solución que satisfaga sus necesidades, en términos de resistencia confort y economía.

---

---

## RECOMENDACIONES

De la investigación surgen las siguientes recomendaciones para los calculistas de estructuras de acero:

- En sistemas de piso de grandes luces se recomienda evaluar la posibilidad de incluir contraflecha en el diseño de correas y vigas de transferencia, debido a que reduce notablemente el tamaño de los perfiles.
- En el caso de incluir perfiles de sección variable, se debe tomar en consideración la variación en los factores de rigidez y transporte e incluirlos en el análisis general de la estructura.
- Si se utilizan vigas acarteladas, es necesario evaluar el pandeo lateral torsional en el ala comprimida de la cartela.
- En sistemas de piso es importante evaluar la vibración tomando en cuenta con exactitud las cargas que estarán presentes.
- Se sugiere utilizar las hojas de cálculo anexas a esta investigación, para así poder evaluar rápidamente un gran número de configuraciones y conseguir la que mejor se adapte a sus necesidades.

Con el propósito de continuar esta línea de investigación, se propone realizar estudios que permitan evaluar el comportamiento de los sistemas de piso dentro de la estructura para así poder incluir dentro del análisis solicitaciones horizontales, además se plantea realizar ensayos para poder determinar si la teoría de vibración tomada de la guía de diseño 11, se puede aplicar satisfactoriamente en Venezuela.

Asimismo, es recomendable realizar un estudio ampliado del pandeo lateral torsional en el ala comprimida de las vigas acarteladas, con la finalidad de afinar la teoría de diseño a flexión de este tipo de vigas.

Por último, se propone hacer una investigación detallado del comportamiento de la acción mixta para vigas empotradas, éste debería incluir el diseño de los conectores de corte.

---

---

## BIBLIOGRAFÍA

### Fuentes Bibliográficas

- BALESTRINI ACUÑA, Mirian (2002). Cómo se elabora el Proyecto de Investigación, Venezuela, Editorial BL Consultores Asociados.
- BEYERD, Eberhard (1979): Estructuras de Acero, Folleto de estructuras número 12, Caracas Venezuela
- BILBAO, E. (2005). Estudio de losas mixtas acero y concreto en sus condiciones de servicio y estados límites de resistencia. Tesis de grado, Universidad Central de Venezuela, Venezuela.
- BRESLER, Lin; SCALZI (1980). Diseño de estructuras de Acero, Mexico
- CHARON, P. (1962): El método de cross, Madrid, Editorial Aguilar.
- FRATELLI, María Graciela (2003). Diseño de estructuras metálicas. Estados Límites LRFD. Caracas, Venezuela
- GALAMBOS, Theodore V.; F. J. Lin y Bruce G. Johnston (1999). Diseño de Estructuras de Acero con LRFD, México, Editorial Prentice Hall.
- GULDAN, Richard (1956). Estructuras aporticadas y vigas continuas, Buenos Aires,
- MCCORMAC, Jack C. (1999). Diseño de Estructuras Metálicas, Método ASD, México, Editorial Alfaomega.
- MURRAY, T.M., ALLEN, D.E., AND UNGAR, E.E. (1997). Floor Vibrations Due to Human Activity, Steel Design Guide Series No. 11, American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.
- NAEIM, Farzad (1991). Designs Practice to Prevent Floor Vibrations, EEUU
- NORMA ANSI/AISC 360 (2005). Specification for Structural Steel Bulding.

- 
- Norma COVENIN-MINDUR 1618 (1998). Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.
  - Norma COVENIN-MINDUR 1753 (1987). Estructuras de Concreto Armado para edificaciones análisis y diseño.
  - NORMA COVENIN-MINDUR 2002 (1988). Criterio y Acciones mínimas para el proyecto de edificaciones.
  - PORRERO, J., RAMOS, C., GRACES, J., VELAZCO, G. (2004). Manual del concreto estructural. Caracas
  - PORTER, M. L. AND EKBERG, C. E. (1976). "Design recommendations for steel deck floor slabs." Journal of the Structural Division.
  - PROPERCA (1997). Manual de Estructuras de Acero Tomo I, Caracas, Venezuela
  - SANTALLA, Z. (2003). Guía para la elaboración formal de reportes de investigación. Caracas, Venezuela. Universidad Católica Andrés Bello
  - SDI (2003). "Designing with Steel Form Deck" Fox River Grove, IL EEUU.
  - SEGUI, William T.(2000). Diseño de Estructuras de Acero con LRFD, México.
  - SCHUSTER,R. M. (1974). Composite Steel-Deck-Reinforced Concrete Floor Systems. EEUU
  - TAMAYO, Mario (1999). El proceso de la Investigación Científica, México Distrito federal.
  - UPEL (Universidad Pedagógica Experimental Libertador) (2003). Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales, Venezuela.

## Fuentes Electrónicas

- GEMA, Marcos (2000, 13 de noviembre) París 1889: la Expo en la que Eiffel construyó su torre. [Homepage]. Consultado el día 12 de marzo de 2006 de la World Wide Web <http://aula.elmundo.es/aula/noticia.php/2000/11/13/aula973873384.html>
- VITIELLO, QUEZADA, MARINEZ. (2005) Sistema estructural de pisos. [Homepage]. Consultado el día 28 de enero de 2006 de la World Wide Web: <http://www.arqhys.com/arquitectura/>

## Fuentes Vivas

- José Manuel Velásquez, comunicación verbal el día 18 de febrero del 2006.
- José Manuel Velásquez, comunicación verbal el día 29 de marzo del 2006.



## APÉNDICE

## APÉNDICE A

### GUÍA DEL USUARIO

#### *A-1 Hoja de Cálculo para escoger correas apoyadas en sistemas de piso*

La hoja de cálculo es una herramienta que permite estimar la separación y verificar el funcionamiento de correas simplemente apoyadas en sistemas de piso.

##### *A -1.1 Instalación*

La hoja de cálculo no es un programa independiente, es un archivo que funciona bajo un entorno de Microsoft Office Excel©. Para su correcto funcionamiento, luego de ejecutar el archivo, debe habilitar las “macro”. Para hacer esto, hay que ingresar al Menú de Herramientas luego al sub-menú Macro y hacer click en Seguridad, la figura A1.1 muestra la posición del menú y sub-menú.

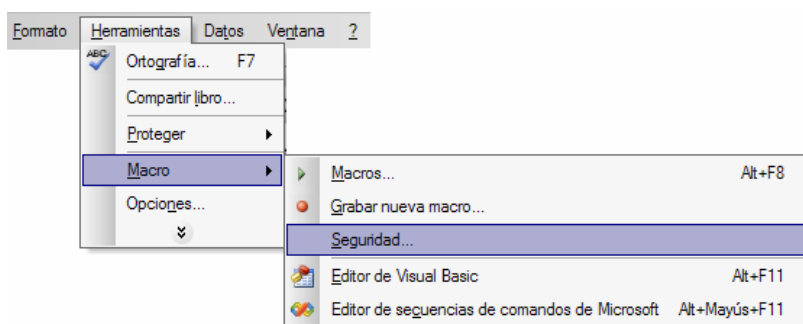


Figura A1.1 Menú Herramientas desplegado.

Al hacer click aparece un cuadro de dialogo llamado *Seguridad*, en la pestaña Nivel de Seguridad hay que seleccionar el nivel de seguridad Bajo, en ese momento la hoja estará lista usarse.

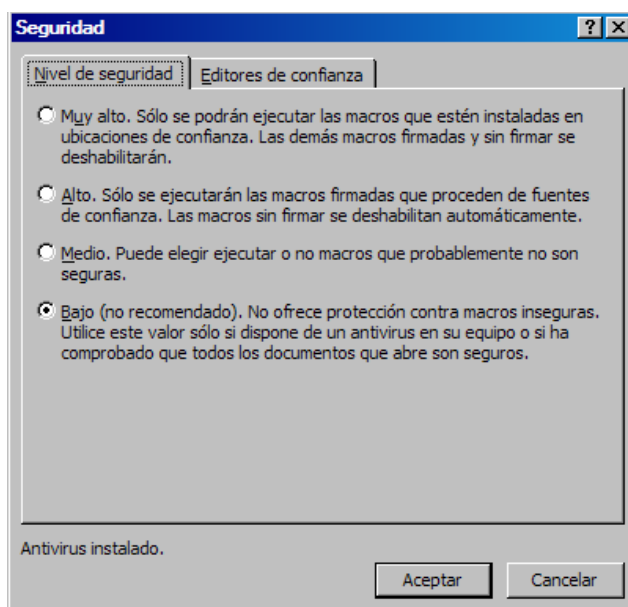


Figura A1.2 Cuadro de dialogo *Seguridad*.

### A-1.2 Colores de las celdas

Activadas las macro, ya puede comenzar a utilizar la hoja de cálculo, es muy sencillo la hoja esta muy detallada, en ella se especifican paso a paso los cálculos que se llevan a cabo seleccionando, las casillas en azul son las que usted debe modificar según su requerimiento, las casillas en blanco muestran datos que se utilizan en los cálculos y las celdas en amarillo muestran las verificaciones.

### A-1.3 Uso de la hoja de cálculo

1. introduzca la longitud de la correa.
2. Seleccione según su número, la altura de la costilla de la lámina acanalada. En la hoja de cálculo están tabuladas cuatro alturas de laminas.

Número	Lámina
1	1,5"
2	6 cm.
3	2,5"
4	3"

Figura A1.3 Láminas utilizadas en la hoja de cálculo

3. Especifique el espesor total de concreto en centímetros. Se recomienda consultar la Norma COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.4 para ciertas consideraciones en lo relacionado al recubrimiento total de concreto.
4. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles*.
5. Escriba en el botón de correas, el número de la fila del perfil que desee utilizar y luego presione el botón.

La siguiente figura, muestra un ejemplo de uso del perfil IPE 120. Claramente se lee que en el botón de correas se está usando la fila 13 que corresponde a dicho perfil.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	
1																			
2																			
3																			
4																			
5																			
6																			
7	13																		
8	Correas																		
9	IPE	IPE	80	6	4,42	15,8	7,64	1,05	3,24	80,1	20	23,2	334000	0,71069x10-7	80	46	5,2	3,8	
10		IPE	100	8,1	4,82	18	10,3	1,24	4,07	171	34,2	39,4	302320	0,10267x10-6	100	55	5,7	4,1	
11																			
12		IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,45	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	
13																			
14		IPE	140	12,9	5,29	23,8	16,4	1,65	5,74	541	77,3	88,3	237240	0,26916x10-6	140	73	6,9	4,7	
15																			
16																			
17		IPE	160	15,8	5,54	25,6	20,1	1,84	6,58	869	109	124	225780	0,32590x10-6	160	82	7,4	5	

Figura A1.4 Ejemplo del botón correas

6. Presione la pestaña: *Correas*.
7. Especifique la resistencia a la compresión del concreto.
8. Indique el valor de la contraflecha que desea usar en las correas, si no quiere usar contraflecha coloque el número 0.
9. Verifique la separación máxima en la fila 61, este valor lo calcula la hoja de cálculo y puede estar limitada por la flecha del perfil o por la condición de tensión.
10. Indique la separación entre correas que desea utilizar, este valor está limitado por el verificado en el punto 9.

11. Especifique el ancho efectivo de la correa. Se recomienda consultar la Norma COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.4, para poder tomar la decisión de ese aspecto.
12. Escriba el valor de la carga viva y de la carga sobre permanente, estos dependen del tipo de uso para el que se desea diseñar la estructura
13. Verifique que los valores de las filas 106, 108 y 110 estén OK de lo contrario, la configuración seleccionada falla y se deberá incrementar el tamaño del perfil o cambiar algún otro parámetro que contribuya a que se cumpla con todas las etapas de diseño del perfil.

#### *A-1.4 Licencia.*

El usuario tiene derecho a utilizar, copiar y distribuir este programa sin ningún costo, siempre y cuando el derecho del autor permanezca intacto, y aparezca impreso en todas las copias que se entreguen.

Se entrega la hoja sin ningún tipo de garantía ni soporte.

## A-2 Hoja de Cálculo para escoger vigas de transferencia en Sistemas de Piso

La hoja de cálculo es una herramienta que permite diseñar y verificar el correcto funcionamiento de vigas de transferencia simplemente apoyadas en sistemas de piso.

### A-2.1.- Instalación

La hoja de cálculo no es un programa independiente, es un archivo que funciona bajo un entorno de Microsoft Office Excel©. Para su correcto funcionamiento, luego de ejecutar el archivo, debe habilitar las “macro”. Para hacer esto, hay que ingresar al Menú de Herramientas luego al sub-menú Macro y hacer click en Seguridad, la figura A2.1 muestra la posición del menú y sub-menú.

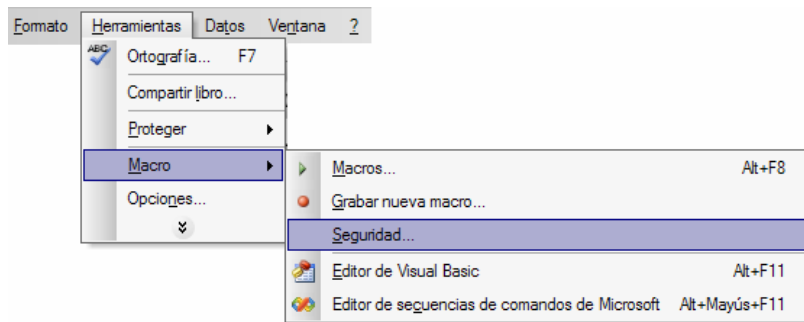


Figura A2.1 Menú Herramientas desplegado.

Al hacer click aparece un cuadro de dialogo llamado *Seguridad*, en la pestaña Nivel de Seguridad hay que seleccionar el nivel de seguridad Bajo, en ese momento la hoja estará lista usarse.

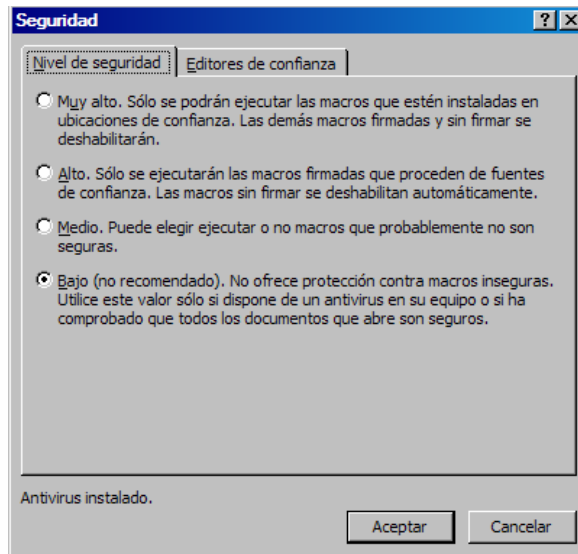


Figura A2.2 Cuadro de dialogo *Seguridad*.

### A-2.2 Colores de las celdas

Activadas las macro, ya puede comenzar a utilizar la hoja de cálculo, es muy sencillo la hoja esta muy detallada, en ella se especifican paso a paso los cálculos que se llevan a cabo seleccionando, las casillas en azul son las que usted debe modificar según su requerimiento, las casillas en blanco muestran datos que se utilizan en los cálculos y las celdas en amarillo muestran las verificaciones.

### A-2.3 Uso de la Hoja de cálculo

1. Introduzca la longitud de la viga de transferencia.
2. Especifique el ancho tributario  $L_e$  que carga la viga de transferencia.

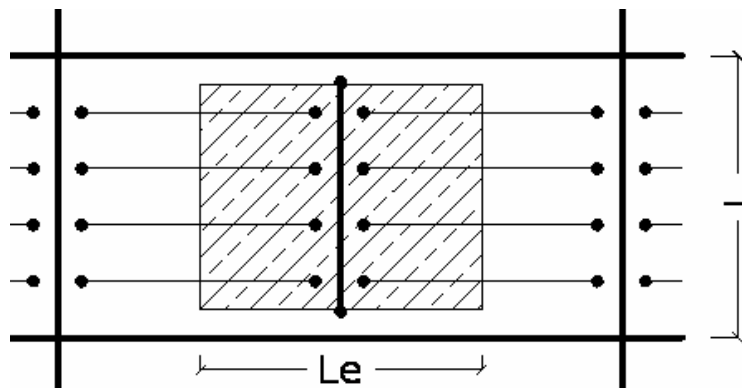


Figura A2.3 Paño típico

3. Indique el número de apoyos en la viga. Esto se refiere al número de correas que soporta la viga de transferencia dividido entre dos, por ejemplo en la figura anterior llegan ocho correas a la viga de transferencia, por lo que el número de apoyos es cuatro.
4. Seleccione según su número, la altura de la costilla de la lámina acanalada. En la hoja de cálculo están tabuladas cuatro alturas de laminas.

Número	Lámina
1	1,5"
2	6 cm.
3	2,5"
4	3"

Figura A2.4 Láminas utilizadas en la hoja de cálculo

5. Especifique el espesor total de concreto en centímetros. Se recomienda consultar la Norma COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.4 para ciertas consideraciones en lo relacionado al recubrimiento total de concreto.
6. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles*.
7. Escriba en el botón Vigas de transf, el número de la fila del perfil que desee utilizar y luego presione el botón.

La siguiente figura, muestra un ejemplo de uso del perfil IPE 120. Claramente se lee que en el botón Vigas de Transf. se está usando la fila 13 que corresponde a dicho perfil.



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1																		
2																		
3																		
4																		
5																		
6	13	→ Coloque el número de la fila que contiene al perfil que desea seleccionar (Ejemplo: 21 para el perfil IPE 200) luego haga click en el boton.																
7	Viga de transf.	IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4
8																		
9	IPE	IPE	80	6	4,42	15,8	7,64	1,1	3,2	80,1	20	23,2	334000	0,71069x10-7	80	46	5,2	3,8
10																		
11		IPE	100	8,1	4,82	18	10,3	1,2	4,1	171	34,2	39,4	302320	0,10267x10-6	100	55	5,7	4,1
12																		
13		IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4
14																		
15		IPE	140	12,9	5,29	23,8	16,4	1,7	5,7	541	77,3	88,3	237240	0,26916x10-6	140	73	6,9	4,7
16																		
17		IPE	160	15,8	5,54	25,6	20,1	1,8	6,6	869	109	124	225780	0,32590x10-6	160	82	7,4	5
18																		
19		IPE	180	18,8	5,69	27,5	23,9	2,1	7,4	1320	146	166	212020	0,41905x10-6	180	91	8	5,3
20																		
21		IPE	200	22,4	5,88	28,2	28,5	2,2	8,3	1940	194	221	210340	0,43363x10-6	200	100	8,5	5,6
22																		

Figura A2.5 Ejemplo del botón vigas de Transf.

8. Presione la pestaña: *Vigas de transferencia*.
9. Especifique la resistencia a la compresión del concreto.
10. Coloque el valor de la carga constructiva, se recomienda leer la NORMA COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.5.1.1 para poder especificar este valor.
11. Verifique que las filas 61 y 65 estén OK de lo contrario, la configuración seleccionada falla y se deberá incrementar el tamaño del perfil o cambiar algún otro dato, de lo contrario continúe con el procedimiento.
12. Indique el valor de la contraflecha que desea, si no quiere usar contraflecha coloque el número 0.
13. Verifique que la fila 71 este OK de lo contrario, la configuración seleccionada falla y se deberá incrementar el tamaño del perfil o cambiar algún otro parámetro, de lo contrario continúe con el procedimiento.
14. Especifique el ancho efectivo de la viga de transferencia. Se recomienda consultar la Norma COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.4, para poder tomar la decisión de este punto.

15. Escriba el valor de la carga viva y de la carga sobre permanente, estos dependen del tipo de uso para el que se desea diseñar la estructura.
16. Verifique que los valores de las filas 110, 112 y 114 estén OK de lo contrario, la configuración seleccionada falla y se deberá incrementar el tamaño del perfil o cambiar algún otro parámetro que contribuya a que se cumpla con todas las etapas de diseño del perfil.

#### *A-2.4 Licencia.*

El usuario tiene derecho a utilizar, copiar y distribuir este programa sin ningún costo, siempre y cuando el derecho del autor permanezca intacto, y aparezca impreso en todas las copias que se entreguen.

Se entrega la hoja sin ningún tipo de garantía ni soporte.

### *A-3 Hoja de Cálculo para escoger para escoger vigas de carga doblemente empotradas en sistemas de piso.*

La hoja de cálculo es una herramienta que permite diseñar y verificar el correcto funcionamiento de vigas carga doblemente empotradas en sistemas de piso.

#### *A-3.1 Instalación*

La hoja de cálculo no es un programa independiente, es un archivo que funciona bajo un entorno de Microsoft Office Excel©. Para su correcto funcionamiento, luego de ejecutar el archivo, debe habilitar las “macro”. Para hacer esto, hay que ingresar al Menú de Herramientas luego al sub-menú Macro y hacer click en Seguridad, la figura A3.1 muestra la posición del menú y sub-menú.

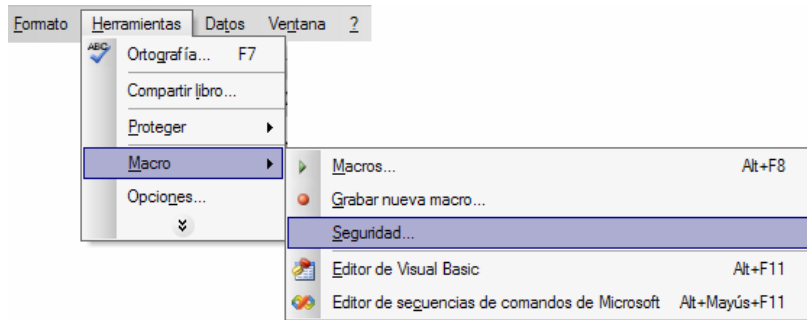


Figura A3.1 Menú Herramientas desplegado.

Al hacer click aparece un cuadro de dialogo llamado Seguridad, en la pestaña Nivel de Seguridad hay que seleccionar el nivel de seguridad Bajo, en ese momento la hoja estará lista usarse.

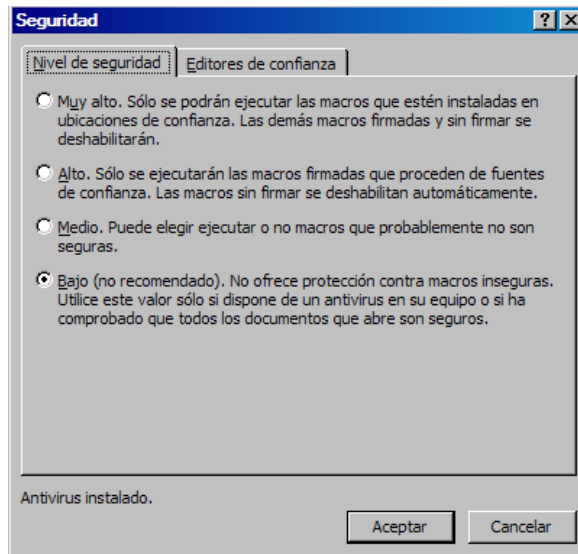


Figura A3.2 Cuadro de dialogo *Seguridad*.

### A-3.2 Colores de las celdas

Activadas las macro, ya puede comenzar a utilizar la hoja de cálculo, es muy sencillo la hoja esta muy detallada, en ella se especifican paso a paso los cálculos que se llevan a cabo seleccionando, las casillas en azul son las que usted debe modificar según su requerimiento, las casillas en blanco muestran datos que se utilizan en los cálculos y las celdas en amarillo muestran las verificaciones.

### A-3.3 Uso de la Hoja de cálculo.

1. Introduzca la longitud de la viga de carga.
2. Especifique el ancho tributario  $L_e$  que carga la viga de transferencia.

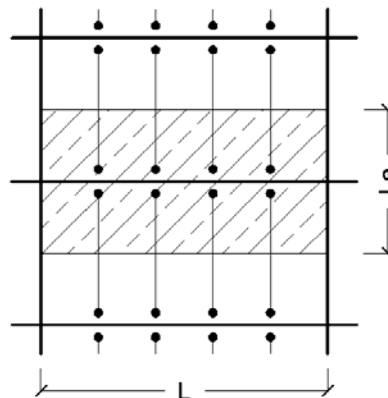


Figura A3.3 Paño típico

3. Introduzca el coeficiente “a” de la cartela, este valor es la relación entre la longitud de la cartela y la longitud total de la viga. Por ejemplo un  $a=0,15$  en una viga de 10 metros, produce una cartela de 1,5 m en cada extremo de la viga. Si no desea usar cartela, coloque el valor 0.
4. Seleccione según su número, la altura de la costilla de la lámina acanalada. En la hoja de cálculo están tabuladas cuatro alturas de laminas.

Número	Lámina
1	1,5"
2	6 cm.
3	2,5"
4	3"

Figura A3.4 Láminas utilizadas en la hoja de cálculo

5. Especifique el espesor total de concreto en centímetros. Se recomienda consultar la Norma COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.4 para ciertas consideraciones en lo relacionado al recubrimiento total de concreto.
6. Si desea usar contraflecha escriba S, de lo contrario escriba N.
7. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles*.
8. Escriba en el botón Viga, el número de la fila del perfil que desee utilizar y luego presione el botón.

La siguiente figura, muestra un ejemplo de uso del perfil IPE 120. Claramente se lee que en el botón Viga. se está usando la fila 13 que corresponde a dicho perfil.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1																		
2																		
3																		
4																		
5																		
6	13	→ Coloque el número de la fila que contiene el perfil que desea seleccionar (Ejemplo: 21 para el perfil IPE 200) luego haga click en el boton.																
7	Viga	IPe	120	10,4	5,08	21,4	13	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4
8																		
9	IPE	IPe	80	6	4,42	15,8	7,6	1,1	3,2	80,1	20	23,2	334000	0,71069x10-7	80	46	5,2	3,8
10																		
11		IPe	100	8,1	4,82	18	10,3	1,2	4,1	171	34,2	39,4	302320	0,10267x10-6	100	55	5,7	4,1
12																		
13		IPe	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4
14																		
15		IPe	140	12,9	5,29	23,8	16	1,7	5,7	541	77,3	88,3	237240	0,26916x10-6	140	73	6,9	4,7
16																		
17		IPe	160	15,8	5,54	25,6	20	1,8	6,6	869	109	124	225780	0,32590x10-6	160	82	7,4	5
18																		
19		IPe	180	18,8	5,69	27,5	24	2,1	7,4	1320	146	166	212020	0,41905x10-6	180	91	8	5,3
20																		
21		IPe	200	22,4	5,88	28,2	29	2,2	8,3	1940	194	221	210340	0,43363x10-6	200	100	8,5	5,6
22																		
23		IPe	220	26,2	5,98	30,2	33	2,5	9,1	2770	252	285	199820	0,52412x10-6	220	110	9,2	5,9

Figura A3.5 Ejemplo del botón Viga.

9. Presione la pestaña: Vigas.
10. Especifique la resistencia a la compresión del concreto.
11. Coloque el valor de la carga constructiva, se recomienda leer la NORMA COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.5.1.1 para poder especificar este valor.
12. Verifique que las filas 88, 90 y 94 estén OK de lo contrario, la configuración seleccionada falla y se deberá incrementar el tamaño del perfil o cambiar algún otro dato, de lo contrario continúe con el procedimiento.
13. Especifique el ancho efectivo de la viga de transferencia. Se recomienda consultar la Norma COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.4, para poder tomar la decisión de este punto.
14. Escriba el valor de la carga viva y de la carga sobre permanente, estos dependen del tipo de uso para el que se desea diseñar la estructura.
15. Verifique que los valores de las filas 153, 155 y 159 estén OK de lo contrario, la configuración seleccionada falla y se deberá incrementar

el tamaño del perfil o cambiar algún otro parámetro que contribuya a que se cumpla con todas las etapas de diseño del perfil.

#### *A-3.4 Licencia.*

El usuario tiene derecho a utilizar, copiar y distribuir este programa sin ningún costo, siempre y cuando el derecho del autor permanezca intacto, y aparezca impreso en todas las copias que se entreguen.

Se entrega la hoja sin ningún tipo de garantía ni soporte.

## A-4 Hoja de Cálculo para el análisis de la vibración en Sistemas de Piso.

La hoja de cálculo es una herramienta que permite verificar el comportamiento de de correas y vigas simplemente apoyadas en lo referente a vibración inducida al caminar o la vibración rítmica.

### A-4.1 Instalación

La hoja de cálculo no es un programa independiente, es un archivo que funciona bajo un entorno de Microsoft Office Excel®. Para su correcto funcionamiento, luego de ejecutar el archivo, debe habilitar las “macro”. Para hacer esto, hay que ingresar al Menú de Herramientas luego al sub-menú Macro y hacer click en Seguridad, la figura A4.1 muestra la posición del menú y sub-menú.

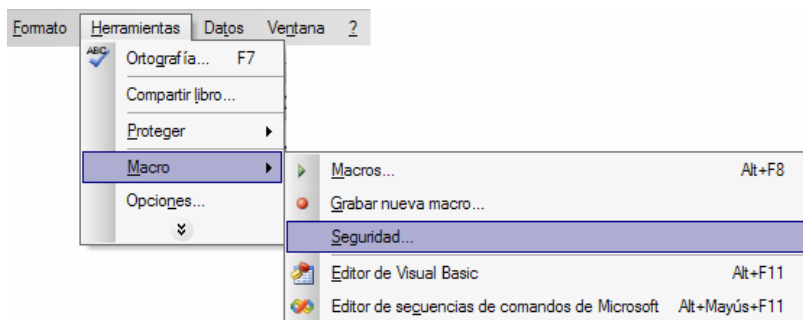


Figura A4.1 Menú Herramientas desplegado.

Al hacer click aparece un cuadro de dialogo llamado Seguridad, en la pestaña Nivel de Seguridad hay que seleccionar el nivel de seguridad Bajo, en ese momento la hoja estará lista usarse.



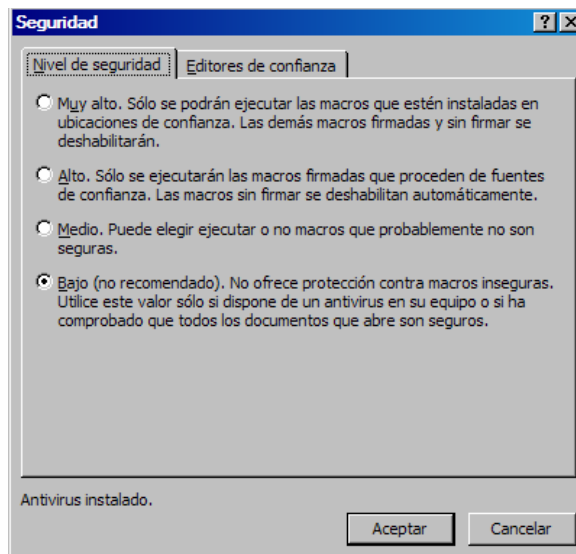


Figura A4.2 Cuadro de dialogo *Seguridad*.

#### *A-4.2 Colores de las celdas*

Activadas las macro, ya puede comenzar a utilizar la hoja de cálculo, es muy sencillo la hoja esta muy detallada, en ella se especifican paso a paso los cálculos que se llevan a cabo seleccionando, las casillas en azul *son las que usted debe modificar* según su requerimiento, las casillas en blanco muestran datos que se utilizan en los cálculos y las celdas en amarillo muestran las verificaciones.

#### *A-4.3 Uso de la Hoja de cálculo.*

1. Seleccione según su número, la altura de la costilla de la lámina acanalada. En la hoja de cálculo están tabuladas cuatro alturas de laminas.

Número	Lámina
1	1,5"
2	6 cm.
3	2,5"
4	3"

Figura A4.3 Láminas utilizadas en la hoja de cálculo

2. Especifique el espesor total de concreto en centímetros. Se recomienda consultar la Norma COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.4 para ciertas consideraciones en lo relacionado al recubrimiento total de concreto.
3. Especifique la resistencia a la compresión del concreto.
4. Escriba el valor de la carga viva y de la carga sobre permanente, estos dependen del tipo de uso para el que se desea diseñar la estructura.
5. Introduzca la longitud de correa.
6. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles*.
7. Escriba en el botón Correas, el número de la fila del perfil que desee utilizar como correas y luego presione el botón.
8. Escriba en el botón Vigas, el número de la fila del perfil que desee utilizar como Vigas de carga y luego presione el botón.

La siguiente figura, muestra un ejemplo de uso del perfil IPE 80 como correas y IPE 100 como vigas. Claramente se lee que en el botón Correas se esta usando la fila 14 que corresponde con dicho perfil, mientras que en el botón Vigas se está usando la fila 16 que es la de perfil IPE 100.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	
	Perfil	Num.	Peso $\frac{kgf}{m}$	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	A $cm^2$	$r_y$ cm	$r_x$ cm	$I_x$ $cm^4$	$S_x$ $cm^3$	$Z_x$ $cm^3$	$C_1$ $\frac{kgf}{cm^2}$	$C_2$ $\frac{cm}{kgf}$	Dimensiones						$I_y$ $cm^4$	$S_y$ $cm^3$	$Z_y$ $cm^3$	J $cm^4$	Cw $cm^6$		
														d	$b_x$	$t_x$	$t_w$	$d_f$	$d_n$							
														num												
5	14	Coloque el número de la fila que contiene al perfil que desea seleccionar (Ejemplo: 16 para el perfil IPE 100) luego haga click en el botón.																								
6	Correas	IPE	80	6	4,42	15,8	7,6	1,05	3,24	80,1	20	23,2	334000	0,71069x10-7	80	46	5,2	3,8	10	7	8,5	3,7	5,8	0,698	120	
7	16																									
8	Vigas	IPE	100	8,1	4,82	18	10,3	1,24	4,07	171	34,2	39,4	302320	0,10267x10-6	100	55	5,7	4,1	13	9	15,9	5,8	9,1	1,24	350	
10		Perfil	Num.	Peso $\frac{kgf}{m}$	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	A $cm^2$	$r_y$ cm	$r_x$ cm	$I_x$ $cm^4$	$S_x$ $cm^3$	$Z_x$ $cm^3$	$C_1$ $\frac{kgf}{cm^2}$	$C_2$ $\frac{cm}{kgf}$	Dimensiones						$I_y$ $cm^4$	$S_y$ $cm^3$	$Z_y$ $cm^3$	J $cm^4$	Cw $cm^6$	
11														d	$b_x$	$t_x$	$t_w$	$d_f$	$d_n$							
12														num												
14	IPE	IPE	80	6	4,42	15,8	7,64	1,05	3,24	80,1	20	23,2	334000	0,71069x10-7	80	46	5,2	3,8	10	7	8,5	3,7	5,8	0,698	120	
16		IPE	100	8,1	4,82	18	10,3	1,24	4,07	171	34,2	39,4	302320	0,10267x10-6	100	55	5,7	4,1	13	9	15,9	5,8	9,1	1,24	350	
18		IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,45	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	13	9	27,7	8,6	13,6	1,74	890	
20		IPE	140	12,9	5,29	23,8	16,4	1,65	5,74	541	77,3	88,3	237240	0,26916x10-6	140	73	6,9	4,7	14	9	44,9	12,3	19,2	2,45	1980	
22		IPE	160	15,8	5,54	25,6	20,1	1,84	6,58	869	109	124	225780	0,32590x10-6	160	82	7,4	5	16	12	68,3	16,7	26,1	3,6	3960	
24		IPE	180	18,8	5,69	27,5	23,9	2,05	7,42	1320	146	166	212020	0,41905x10-6	180	91	8	5,3	17	12	101	22,2	34,6	4,79	7430	

Figura A4.4 Ejemplo del botón correas y vigas

9. Presione la pestaña: *Vibración por caminar*.
10. Especifique la separación entre correas.
11. Introduzca el valor de  $C_j$ , este puede ser 1,0 para paños de borde o 2,0 para paños interiores.
12. Introduzca la longitud de la viga.
13. Introduzca el valor del factor de amortiguamiento.
14. En caso que lo que se desee es verificar la vibración rítmica, salte al paso 17.
15. Verifique que en el gráfico el punto azul se grafique por debajo de la línea que representa el límite aceptable para el tipo de uso de la estructura, de lo contrario, la configuración seleccionada falla y se deberá incrementar el tamaño de de los perfil o cambiar algún otro parámetro que contribuya a que el sistema no falle.
16. De ser necesario, verifique que la fila 168 este OK, si no, deberá rediseñar el sistema de piso.
17. Presione la pestaña: *Vibración rítmica*.
18. Seleccione el tipo de carga y uso que corresponde con su sistema de piso.
19. Verifique que la fila 60 este OK, de ser así el sistema es satisfactorio; de lo contrario continúe.
20. Verifique que en las filas 87, 98 y 99 no exista la palabra Falla, si no, será necesario rediseñar el sistema.

#### *A-4.4 Licencia.*

El usuario tiene derecho a utilizar, copiar y distribuir este programa sin ningún costo, siempre y cuando el derecho del autor permanezca intacto, y aparezca impreso en todas las copias que se entreguen.

Se entrega la hoja sin ningún tipo de garantía ni soporte.

## A-5 Hoja de Cálculo para escoger Sistemas de Piso

La hoja de cálculo es una herramienta que permite diseñar y verificar el correcto funcionamiento de correas, vigas de transferencia y vigas de carga.

### A-5.1 Instalación

La hoja de cálculo no es un programa independiente, es un archivo que funciona bajo un entorno de Microsoft Office Excel®. Para su correcto funcionamiento, luego de ejecutar el archivo, debe habilitar las “macro”. Para hacer esto, hay que ingresar al Menú de Herramientas luego al sub-menú Macro y hacer click en Seguridad, la figura A5.1 muestra la posición del menú y sub-menú.

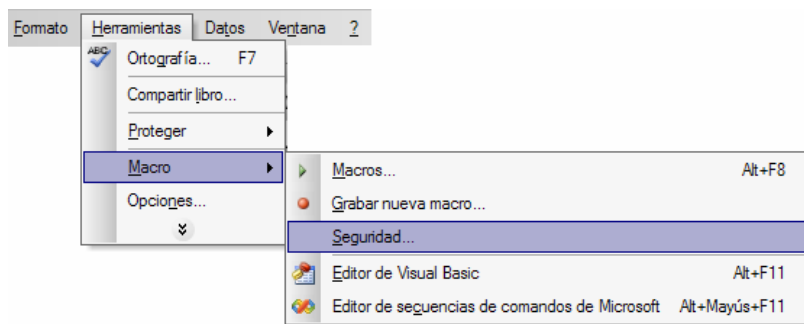
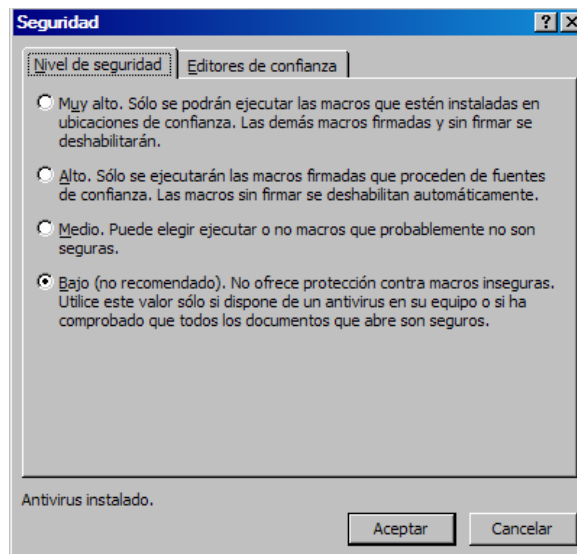


Figura A5.1 Menú Herramientas desplegado.

Al hacer click aparece un cuadro de dialogo llamado *Seguridad*, en la pestaña Nivel de Seguridad hay que seleccionar el nivel de seguridad Bajo, en ese momento la hoja estará lista usarse.

Figura A4.2 Cuadro de dialogo *Seguridad*.

### *A-5.2 Colores de las celdas*

Activadas las macro, ya puede comenzar a utilizar la hoja de cálculo, es muy sencillo la hoja esta muy detallada, en ella se especifican paso a paso los cálculos que se llevan a cabo seleccionando, las casillas en azul son las que usted debe modificar según su requerimiento, las casillas en blanco muestran datos que se utilizan en los cálculos y las celdas en amarillo muestran las verificaciones.

### *A-5.3 Uso de la Hoja de cálculo*

1. Introduzca las dos dimensiones del paño en metros (X y Y).
2. Escriba A o B según sea el tipo de configuración estructural que desea utilizar. Tome en cuenta que de ser B tiene que seleccionar el número de vigas de transferencias a usar.
3. Seleccione según su número, la altura de la costilla de la lámina acanalada. En la hoja de cálculo están tabuladas cuatro alturas de láminas.

Número	Lámina
1	1,5"
2	6 cm.
3	2,5"
4	3"

Figura A5.3 Láminas utilizadas en la hoja de cálculo

4. Especifique el espesor total de concreto en centímetros. Se recomienda consultar la Norma COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.4 para ciertas consideraciones en lo relacionado al recubrimiento total de concreto.
5. Coloque el valor de la carga constructiva, se recomienda leer la NORMA COVENIN 1618 (1998) en su capítulo 29.5.1.1 para poder especificar este valor.
6. Escriba el valor de la carga viva y de la carga sobre permanente, estos dependen del tipo de uso para el que se desea diseñar la estructura.
7. Especifique la tensión cedente del acero.
8. Especifique la resistencia a la compresión del concreto.
9. Especifique la resistencia a tracción del acero.
10. Seleccione el tipo de perfil que asignara a cada elemento a diseñar e indique si desea usar contraflecha.
11. Indique la separación mínima entre correas que desea utilizar.
12. Especifique el  $a$  de la cartela a utilizar, si no quiere usar cartela coloque 0.
13. Indique el tipo de vibración (caminar o rítmica) y el uso a la que va a estar sometido el sistema de piso. Si el tipo de vibración es por caminar, debe indicar el factor de amortiguamiento  $\beta$ .
14. Especifique el Factor de ajuste de frecuencia  $C_j$ .
15. Presione el botón OK y espere a que la hoja de cálculo termine de iterar. Nota: siempre que cambie los datos del programa, debe presionar de nuevo el botón OK.

16. Verifique los resultados de todos los elementos del sistema de piso, en el caso de que la vibración no sea satisfactoria, deberá modificar los elementos que conforman el sistema de piso.

A continuación se explica como modificar específicamente las correas, vigas de transferencia y vigas de carga.

**Correas.**

1. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles.*
2. Escriba en el botón de correas, el número de la fila del perfil que desee utilizar y luego presione el botón.

La siguiente figura, muestra un ejemplo de uso del perfil IPE 120. Claramente se lee que en el botón de correas se está usando la fila 32 que corresponde a dicho perfil.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	
1		Perfil	Num.	Peso	$b_f$	$h$	A	$r_y$	$r_x$	$I_x$	$S_x$	$Z_x$	$C_1$	$C_2$	Dimensiones						
2				$\frac{kgf}{m}$	$2t_f$	$t_w$	$cm^2$	cm	cm	$cm^4$	$cm^3$	$cm^3$	$\frac{kgf}{cm^2}$	$\frac{cm^4}{kgf^2}$	d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{f1}$	
3																					
4																	mm				
5	22	→ Coloque el número de la fila que contiene al perfil que desea seleccionar (Ejemplo: 20 para el perfil IPE 100) luego haga click en el boton.																			
6	Correas	IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	13	9	
7	38																				
8	Vigas de Carga X	IPE	550	105	6,1	42,2	134,0	4,5	22	67120	2440	2790	152220	0,17026x10-5	550	210	17	11	41	30	
9	234																				
10	Vigas de Carga Y	IPE	300	42,2	7,01	34,9	53,8	3,4	13	8360	557	628	170800	0,98225x10-6	300	150	11	7,1	26	19	
11	94																				
12	Viga de trans.	IPE	300	42,2	7,01	34,9	53,8	3,4	13	8360	557	628	170800	0,98225x10-6	300	150	11	7,1	26	19	
13																					
14		Perfil	Num.	Peso	$b_f$	$h$	A	$r_y$	$r_x$	$I_x$	$S_x$	$Z_x$	$C_1$	$C_2$	Dimensiones						
15				$\frac{kgf}{m}$	$2t_f$	$t_w$	$cm^2$	cm	cm	$cm^4$	$cm^3$	$cm^3$	$\frac{kgf}{cm^2}$	$\frac{cm^4}{kgf^2}$	d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{f1}$	
16																					
17																	mm				
18	IPE	IPE	80	6	4,42	15,8	7,64	1,1	3,2	80,1	20	23,2	334000	0,71069x10-7	80	46	5,2	3,8	10	7	
19																					
20		IPE	100	8,1	4,82	18	10,3	1,2	4,1	171	34,2	39,4	302320	0,10267x10-6	100	55	5,7	4,1	13	9	
21																					
22		IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	13	9	

Figura A5.4 Ejemplo del botón correas

3. Presione la pestaña: *Correas.*
4. En la hoja de correas, lo único que puede modificar es la separaciones entre las mismas, pero debe tomar en cuenta que tienen que elegir una separación que produzca una cantidad exacta de correas. Este

cambio afecta instantáneamente la situación general del sistema de piso.

*Vigas de transferencia.*

En el caso que la configuración estructural sea del tipo B es valido lo que se explica a continuación.

1. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles.*
2. Escriba en el botón Vigas de transf, el número de la fila del perfil que desee utilizar y luego presione el botón.

La siguiente figura, muestra un ejemplo de uso del perfil IPE 120. Claramente se lee que en el botón Vigas de Transf. se está usando la fila 32 que corresponde a dicho perfil.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
1				Peso	$b_f$	$\frac{h}{t_w}$	A	$r_y$	$r_x$	$I_x$	$S_x$	$Z_x$	$C_1$	$C_2$	Dimensiones					
2		Perfil	Num.	$\frac{kgf}{m}$	$2t_f$	$t_w$	$cm^2$	cm	cm	$cm^4$	$cm^3$	$cm^3$	$\frac{kgf}{cm^2}$	$\frac{cm^4}{kgf^2}$	d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{fl}$
3															mm					
4																				
5	36	→ Coloque el número de la fila que contiene al perfil que desea seleccionar (Ejemplo: 20 para el perfil IPE 100) luego haga click en el boton.																		
6	Correas	IPE	270	36	6,62	33,3	45,9	3	11	5790	429	484	182190	0,75032x10-6	270	135	10	6,6	25	18
7	38																			
8	Vigas de Carga X	IPE	550	105	6,1	42,2	134,0	4,5	22	67120	2440	2790	152220	0,17026x10-5	550	210	17	11	41	30
9	234																			
10	Vigas de Carga Y	IPE	300	42,2	7,01	34,9	53,8	3,4	13	8360	557	628	170800	0,98225x10-6	300	150	11	7,1	26	19
11	22																			
12	Viga de trans.	IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	13	9
13																				
14															Dimensiones					
15		Perfil	Num.	$\frac{kgf}{m}$	$2t_f$	$t_w$	$cm^2$	cm	cm	$cm^4$	$cm^3$	$cm^3$	$\frac{kgf}{cm^2}$	$\frac{cm^4}{kgf^2}$	d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{fl}$
16															mm					
17																				
18	IPE	IPE	80	6	4,42	15,8	7,64	1,1	3,2	80,1	20	23,2	334000	0,71069x10-7	80	46	5,2	3,8	10	7
19																				
20		IPE	100	8,1	4,82	18	10,3	1,2	4,1	171	34,2	39,4	302320	0,10267x10-6	100	55	5,7	4,1	13	9
21																				
22		IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	13	9

Figura A5.5 Ejemplo del botón vigas de Transf.

3. Presione la pestaña: *Vigas de transferencia.*
4. En la hoja Vigas transf, lo único que puede modificar es el ancho efectivo de concreto. Este cambio afecta instantáneamente la situación general del sistema de piso.



*Vigas de carga X o Y.*

1. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles.*
2. Escriba en el botón Vigas de Carga X o Y, el número de la fila del perfil que desee utilizar y luego presione el botón.

La siguiente figura, muestra un ejemplo de uso del perfil IPE 120. Claramente se lee que en el botón Vigas de Carga X o Y, se está usando la fila 32 que corresponde a dicho perfil.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
		Perfil	Num.	Peso $\frac{kgf}{m}$	$b_f$ $2t_f$	$\frac{h}{t_w}$	A $cm^2$	$r_y$ cm	$r_x$ cm	$I_x$ $cm^4$	$S_x$ $cm^3$	$Z_x$ $cm^3$	$C_1$ $\frac{kgf}{cm^2}$	$C_2$ $\frac{cm^4}{kgf^2}$	Dimensiones					
															d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{f1}$
															mm					
5	36	→ Coloque el número de la fila que contiene al perfil que desea seleccionar (Ejemplo: 20 para el perfil IPE 100) luego haga click en el boton.																		
6	Correas	IPE	270	36	6,62	33,3	45,9	3	11	5790	429	484	182190	0,75032x10-6	270	135	10	6,6	25	18
7	22																			
8	Vigas de Carga X	IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	13	9
9	22																			
10	Vigas de Carga Y	IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,5	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	13	9
11	38																			
12	Viga de trans.	IPE	300	42,2	7,01	34,9	53,8	3,4	13	8360	557	628	170800	0,98225x10-6	300	150	11	7,1	26	19
13																				
14		Perfil	Num.	Peso $\frac{kgf}{m}$	$b_f$ $2t_f$	$\frac{h}{t_w}$	A $cm^2$	$r_y$ cm	$r_x$ cm	$I_x$ $cm^4$	$S_x$ $cm^3$	$Z_x$ $cm^3$	$C_1$ $\frac{kgf}{cm^2}$	$C_2$ $\frac{cm^4}{kgf^2}$	Dimensiones					
15															d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{f1}$
16															mm					
17																				
30		IPE	200	22,4	5,88	28,2	28,5	2,2	8,3	1940	194	221	210340	0,43363x10-6	200	100	8,5	5,6	21	15
31																				
32		IPE	220	26,2	5,98	30,2	33,4	2,5	9,1	2770	252	285	199820	0,52412x10-6	220	110	9,2	5,9	21	15
33																				
34		IPE	240	30,7	6,12	30,6	39,1	2,7	10	3890	324	367	200540	0,50937x10-6	240	120	9,8	6,2	25	18

Figura A5.6 Ejemplo del botón vigas de carga X y Y.

3. Presione la pestaña: *Vigas de Carga X o Y.*
4. En la hoja Vigas de carga, lo único que puede modificar es el ancho efectivo de concreto. Este cambio afecta instantáneamente la situación general del sistema de piso.

En el caso de que desee modificar el espesor de concreto, la altura de la lámina utilizada, el uso de contraflecha, el tipo de perfil y el uso o no de cartela, debe dirigirse a la pestaña *datos* y comenzar de nuevo con la numeración.

En la pestaña resumen se presenta en una sola hoja la información de todos los perfiles del paño, el estado de vibración y las cantidades de acero y concreto que se originan.

#### *A-5.4 Licencia.*

El usuario tiene derecho a utilizar, copiar y distribuir este programa sin ningún costo, siempre y cuando el derecho del autor permanezca intacto, y aparezca impreso en todas las copias que se entreguen.

Se entrega la hoja sin ningún tipo de garantía ni soporte.

*A-6 Hoja de Cálculo para el análisis de los momentos de empotramientos y factores de rigidez y transporte en vigas acarteladas.*

La hoja de cálculo es una herramienta que permite verificar propiedades de vigas acarteladas doblemente empotradas.

*A-6.1 Instalación*

La hoja de cálculo no es un programa independiente, es un archivo que funciona bajo un entorno de Microsoft Office Excel©. Para su correcto funcionamiento, luego de ejecutar el archivo, debe habilitar las “macro”. Para hacer esto, hay que ingresar al Menú de Herramientas luego al sub-menú Macro y hacer click en Seguridad, la figura A6.1 muestra la posición del menú y sub-menú.

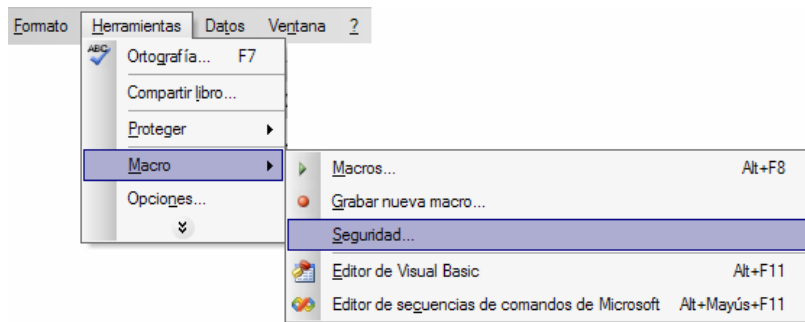
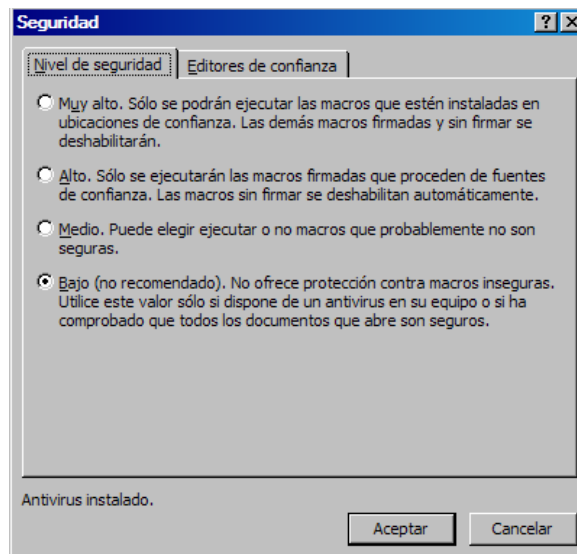


Figura A6.1 Menú Herramientas desplegado.

Al hacer click aparece un cuadro de dialogo llamado *Seguridad*, en la pestaña Nivel de Seguridad hay que seleccionar el nivel de seguridad Bajo, en ese momento la hoja estará lista usarse.

Figura A6.2 Cuadro de dialogo *Seguridad*.

### *A-6.2 Colores de las celdas*

Activadas las macro, ya puede comenzar a utilizar la hoja de calculo, es muy sencillo la hoja esta muy detallada, en ella se especifican paso a paso los cálculos que se llevan a cabo seleccionando, las casillas en azul *son las que usted debe modificar* según su requerimiento, las casillas en blanco muestran datos que se utilizan en los cálculos y las celdas en amarillo muestran las verificaciones.

### *A-6.3 Uso de la Hoja de cálculo.*

1. Seleccione la longitud de la viga
2. Especifique el valor de “a” de la cartela.
3. Introduzca el valor de la carga q distribuida o p puntual, con la que solicitará la viga.
4. Introduzca el valor del ancho efectivo.
5. especifique el espesor total de concreto “e”
6. Escriba el espesor real de concreto “erc”
7. Especifique la resistencia a la compresión del concreto.
8. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles*.

9. Escriba en el botón Calcular, el número de la fila del perfil que desee evaluar.
10. Presione el botón calcular.
11. Presione la pestaña: *Tabla de perfiles*.
12. Presione la pestaña: *Datos*
13. Seleccione el caso de carga a estudiar.
14. Verifique en la fila 77 los resultados de la hoja de cálculo

### *A-6.3 Licencia.*

El usuario tiene derecho a utilizar, copiar y distribuir este programa sin ningún costo, siempre y cuando el derecho del autor permanezca intacto, y aparezca impreso en todas las copias que se entreguen.

Se entrega la hoja sin ningún tipo de garantía ni soporte.

## APÉNDICE B

A continuación se presentan las tablas de separación máximas entre correas por etapa de montaje según la condición mas crítica, flecha o tensión admisible. Para los perfiles IPE IPN y VP con una altura desde 100mm. hasta 240mm. Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-1.** Separación máxima entre correas en metros (m.), para perfiles IPE100 e IPN 100 usando láminas 1,5" y 3" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"								Lámina de 3"	
	IPE 100				IPN 100				IPE 100	IPN 100
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)	
	9	10	12	14	9	10	12	14	14	
3,0	1,90	1,74	1,49	1,31	1,90	1,74	1,49	1,31	1,61	1,61
3,2	1,67	1,53	1,31	1,15	1,67	1,53	1,31	1,15	1,42	1,42
3,4	1,48	1,36	1,16	1,02	1,48	1,36	1,16	1,02	1,25	1,25
3,6	1,25	1,14	0,98	*	1,24	1,14	0,98	*	1,06	1,06
3,8	1,00	*	*	*	1,00	*	*	*		

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-2.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE100 e IPN 100 usando láminas 6cm. y 2,5" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	lámina de 6 cm.				Lámina de 2,5"			
	IPE 100		IPN 100		IPE 100		IPN 100	
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	12	14	12	14	12	14	12	14
3,0	1,73	1,48	1,73	1,48	1,63	1,36	1,63	1,36
3,2	1,52	1,31	1,52	1,30	1,43	1,20	1,43	1,20
3,4	1,35	1,15	1,34	1,15	1,27	1,06	1,26	1,06
3,6	1,13	0,97	1,13	0,97	1,07	*	1,07	*

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-3.** Separación máxima entre correas en metros (m.), para perfiles IPE120, IPN 120 y VP 120x9,7 usando láminas 1,5" y 3" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"											Lámina de 3"			
	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7			IPE 120	IPN 120	VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)											espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14		
3,0	2,92	2,68	2,30	2,01	3,01	2,76	2,37	2,08	3,08	2,82	2,42	2,12	2,48	2,56	2,62
3,2	2,57	2,36	2,02	1,77	2,64	2,43	2,08	1,82	2,71	2,48	2,13	1,86	2,18	2,25	2,30
3,4	2,28	2,09	1,79	1,57	2,34	2,15	1,84	1,62	2,40	2,20	1,89	1,65	1,93	1,99	2,04
3,6	2,03	1,86	1,60	1,40	2,09	1,92	1,65	1,44	2,14	1,96	1,68	1,47	1,72	1,78	1,82
3,8	1,82	1,67	1,43	1,26	1,88	1,72	1,48	1,29	1,92	1,76	1,51	1,32	1,55	1,59	1,63
4,0	1,51	1,38	1,19	1,04	1,55	1,42	1,22	1,07	1,59	1,46	1,25	1,10	1,28	1,32	1,35
4,2	1,24	1,14	0,98	*	1,28	1,17	1,00	*	1,31	1,20	1,03	*	1,05	1,08	1,11
4,4	1,03	*	*	*	1,06	0,97	*	*	1,09	1,00	*	*			

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-4.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE120, IPN 120 y VP 120x9,7 usando láminas 6cm. y 2,5" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.						Lámina de 2,5"					
	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7		IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
3,0	2,66	2,29	2,74	2,35	2,80	2,41	2,50	2,10	2,58	2,16	2,64	2,21
3,2	2,34	2,01	2,41	2,07	2,46	2,12	2,20	1,84	2,27	1,90	2,32	1,94
3,4	2,07	1,78	2,13	1,83	2,18	1,87	1,95	1,63	2,01	1,68	2,05	1,72
3,6	1,85	1,59	1,90	1,63	1,95	1,67	1,74	1,46	1,79	1,50	1,83	1,53
3,8	1,66	1,42	1,71	1,47	1,75	1,50	1,56	1,31	1,61	1,35	1,64	1,38
4,0	1,37	1,18	1,41	1,21	1,45	1,24	1,29	1,08	1,33	1,11	1,36	1,14
4,2	1,13	0,97	1,16	1,00	1,19	1,02	1,06	*	1,09	*	1,12	*
4,4	*	*	0,96	*	0,99	*						

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-5.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE140, IPN 140 y VP 140x12,4 usando láminas 1,5" y 3" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"									Lámina de 3"					
	IPE 140			IPN 140			VP 140x12,4			IPE 140	IPN 140	VP 140x12,4			
	espesor de concreto (cm)									espesor de concreto (cm)					
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14		
3,0	4,22	3,88	3,33	2,92	4,45	4,09	3,51	3,08	4,63	4,25	3,65	3,19	3,59	3,79	3,93
3,2	3,71	3,41	2,93	2,57	3,91	3,59	3,09	2,71	4,07	3,73	3,20	2,81	3,16	3,33	3,46
3,4	3,29	3,02	2,59	2,27	3,47	3,18	2,74	2,40	3,60	3,31	2,84	2,49	2,80	2,95	3,06
3,6	2,93	2,69	2,31	2,03	3,09	2,84	2,44	2,14	3,21	2,95	2,53	2,22	2,50	2,63	2,73
3,8	2,63	2,42	2,08	1,82	2,77	2,55	2,19	1,92	2,88	2,65	2,27	1,99	2,24	2,36	2,45
4,0	2,38	2,18	1,87	1,64	2,50	2,30	1,98	1,73	2,60	2,39	2,05	1,80	2,02	2,13	2,21
4,2	2,09	1,92	1,65	1,44	2,20	2,02	1,74	1,52	2,29	2,10	1,81	1,58	1,78	1,87	1,95
4,4	1,73	1,59	1,37	1,20	1,83	1,68	1,44	1,26	1,90	1,75	1,50	1,31	1,48	1,56	1,62
4,6	1,46	1,33	1,14	1,00	1,53	1,40	1,21	1,06	1,59	1,46	1,25	1,10	1,24	1,30	1,35
4,8	1,22	1,12	0,97	*	1,29	1,19	1,02	*	1,34	1,23	1,06	*	1,04	1,10	1,14
5,0	1,04	0,95	*	*	1,10	1,01	*	*	1,14	1,05	*	*	*	*	0,97
5,2	*	*	*	*	*	*	*	*	0,97	*	*	*			

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-6.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE140, IPN 140 y VP 140x12,4 usando láminas 6cm. y 2,5" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.						Lámina de 2,5"					
	IPE 140		IPN 140		VP 140x12,4		IPE 140		IPN 140		VP 140x12,4	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
3,0	3,85	3,31	4,06	3,49	4,21	3,62	3,62	3,04	3,82	3,21	3,97	3,33
3,2	3,38	2,91	3,57	3,07	3,70	3,18	3,19	2,67	3,36	2,82	3,49	2,93
3,4	3,00	2,58	3,16	2,72	3,28	2,82	2,82	2,37	2,98	2,50	3,09	2,59
3,6	2,67	2,30	2,82	2,43	2,93	2,52	2,52	2,11	2,65	2,23	2,76	2,31
3,8	2,40	2,06	2,53	2,18	2,63	2,26	2,26	1,90	2,38	2,00	2,47	2,07
4,0	2,16	1,86	2,28	1,96	2,37	2,04	2,04	1,71	2,15	1,81	2,23	1,87
4,2	1,90	1,64	2,01	1,73	2,09	1,79	1,79	1,50	1,89	1,59	1,96	1,65
4,4	1,68	1,36	1,67	1,43	1,73	1,49	1,49	1,25	1,57	1,32	1,63	1,37
4,6	1,32	1,14	1,39	1,20	1,45	1,25	1,25	1,05	1,31	1,10	1,37	1,15
4,8	1,12	0,96	1,18	1,01	1,22	1,05	1,05	*	1,11	*	1,15	0,97
5,0	*	*	1,00	*	1,04	*	*	*	*	*	0,98	*

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-7.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE160, IPN 160 y VP 160x16,4 usando láminas 1,5" y 3" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"												lámina de 3"		
	IPE 160				IPN 160				VP 160x16,4				IPE 160	IPN 160	VP 160x16,4
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14		
3,0	5,89	5,41	4,66	4,09	6,28	5,77	4,97	4,36	5,88	5,40	4,65	4,08	5,02	5,35	5,01
3,2	5,18	4,76	4,09	3,59	5,52	5,07	4,37	3,83	5,17	4,75	4,09	3,59	4,41	4,71	4,41
3,4	4,59	4,21	3,63	3,18	4,89	4,49	3,87	3,40	4,58	4,21	3,62	3,18	3,91	4,17	3,90
3,6	4,09	3,76	3,23	2,84	4,36	4,01	3,45	3,03	4,08	3,75	3,23	2,83	3,49	3,72	3,48
3,8	3,67	3,37	2,90	2,55	3,91	3,60	3,10	2,72	3,66	3,37	2,90	2,54	3,13	3,34	3,12
4,0	3,31	3,05	2,62	2,30	3,53	3,25	2,79	2,45	3,31	3,04	2,61	2,29	2,82	3,01	2,82
4,2	3,01	2,76	2,38	2,08	3,20	2,94	2,53	2,23	3,00	2,76	2,37	2,08	2,56	2,73	2,56
4,4	2,74	2,52	2,16	1,90	2,92	2,68	2,31	2,03	2,73	2,51	2,16	1,90	2,33	2,49	2,33
4,6	2,31	2,12	1,82	1,60	2,46	2,26	1,95	1,71	2,32	2,13	1,83	1,61	1,97	2,10	1,97
4,8	1,95	1,79	1,54	1,35	2,08	1,91	1,64	1,44	1,95	1,79	1,54	1,36	1,66	1,77	1,67
5,0	1,65	1,52	1,31	1,15	1,76	1,62	1,40	1,23	1,66	1,52	1,31	1,15	1,41	1,51	1,41
5,2	1,41	1,30	1,12	0,98	1,51	1,39	1,19	1,05	1,42	1,30	1,12	0,98	1,20	1,29	1,21
5,4	1,21	1,12	0,96	*	1,30	1,19	1,03	*	1,22	1,12	0,96	*	1,04	1,11	1,04
5,6	1,05	0,97	*	*	1,12	1,03	*	*	1,05	0,97	*	*	*	0,96	*
5,8	*	*	*	*	0,97	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-8.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE160, IPN 160 y VP 160x16,4 usando láminas 6cm. y 2,5" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.						Lámina de 2,5"					
	IPE 160		IPN 160		VP 160x16,4		IPE 160		IPN 160		VP 160x16,4	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
3,0	5,37	4,63	5,73	4,94	5,36	4,62	5,06	4,25	5,40	4,54	5,05	4,25
3,2	4,72	4,07	5,03	4,34	4,71	4,06	4,45	3,74	4,75	3,99	4,44	3,73
3,4	4,18	3,60	4,46	3,84	4,18	3,60	3,94	3,31	4,20	3,54	3,93	3,31
3,6	3,73	3,21	3,98	3,43	3,72	3,21	3,52	2,95	3,75	3,15	3,51	2,95
3,8	3,35	2,88	3,57	3,08	3,34	2,88	3,16	2,65	3,37	2,83	3,15	2,65
4,0	3,02	2,60	3,22	2,78	3,02	2,60	2,85	2,39	3,04	2,55	2,84	2,39
4,2	2,74	2,36	2,92	2,52	2,74	2,36	2,58	2,17	2,75	2,32	2,58	2,17
4,4	2,50	2,15	2,66	2,30	2,49	2,15	2,35	1,98	2,51	2,11	2,35	1,97
4,6	2,10	1,81	2,25	1,94	2,11	1,82	1,98	1,67	2,12	1,78	1,99	1,67
4,8	1,78	1,53	1,90	1,63	1,78	1,53	1,67	1,41	1,79	1,50	1,68	1,41
5,0	1,51	1,30	1,61	1,39	1,51	1,30	1,42	1,19	1,52	1,28	1,43	1,20
5,2	1,29	1,11	1,38	1,19	1,29	1,11	1,21	1,02	1,30	1,09	1,22	1,02
5,4	1,11	0,95	1,18	1,02	1,11	0,96	1,04	*	1,12	*	1,05	*
5,6	0,96	*	1,02	*	0,96	*	*	*	0,96	*	*	*

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.



**Tabla B-9.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE180, IPN 180 y VP 180x17,7 usando láminas 1,5" y 3" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 180				IPN 180				VP 180x17,7				IPE 180	IPN 180	VP 180x17,7
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14		
3,0	7,81	7,18	6,18	5,43	8,51	7,83	6,76	5,94	7,84	7,20	6,20	5,46	6,66	7,28	6,69
3,2	6,86	6,31	5,43	4,77	7,48	6,89	5,94	5,22	6,89	6,33	5,46	4,79	5,86	6,40	5,88
3,4	6,08	5,59	4,81	4,23	6,63	6,10	5,26	4,63	6,10	5,61	4,83	4,24	5,19	5,67	5,21
3,6	5,42	4,98	4,29	3,77	5,91	5,44	4,69	4,13	5,44	5,00	4,31	3,78	4,63	5,05	4,64
3,8	4,87	4,47	3,85	3,38	5,31	4,88	4,21	3,70	4,88	4,49	3,87	3,39	4,15	4,54	4,17
4,0	4,39	4,04	3,48	3,05	4,79	4,41	3,80	3,34	4,41	4,05	3,49	3,06	3,75	4,09	3,76
4,2	3,98	3,66	3,15	2,77	4,34	4,00	3,45	3,03	4,00	3,68	3,16	2,78	3,40	3,71	3,41
4,4	3,63	3,34	2,87	2,52	3,96	3,64	3,14	2,76	3,64	3,35	2,88	2,53	3,10	3,38	3,11
4,6	3,32	3,05	2,63	2,31	3,62	3,33	2,87	2,53	3,33	3,06	2,64	2,32	2,83	3,10	2,84
4,8	2,92	2,69	2,32	2,03	3,18	2,92	2,52	2,22	2,91	2,68	2,31	2,02	2,50	2,72	2,49
5,0	2,48	2,28	1,97	1,73	2,70	2,48	2,14	1,88	2,47	2,27	1,96	1,72	2,12	2,31	2,11
5,2	2,12	1,95	1,68	1,48	2,31	2,12	1,83	1,61	2,12	1,94	1,67	1,47	1,81	1,97	1,80
5,4	1,83	1,68	1,46	1,27	1,98	1,82	1,57	1,38	1,82	1,67	1,44	1,26	1,56	1,70	1,55
5,6	1,58	1,46	1,25	1,10	1,71	1,58	1,36	1,20	1,57	1,46	1,24	1,09	1,35	1,47	1,34
5,8	1,37	1,26	1,09	0,95	1,49	1,37	1,18	1,04	1,37	1,26	1,08	*	1,17	1,27	1,17
6,0	1,20	1,10	*	*	1,30	1,20	1,03	*	1,19	1,10	*	*	1,02	1,11	1,02
6,2	1,05	0,97	*	*	1,14	1,05	*	*	1,05	0,96	*	*	*	0,98	*
6,4	*	*	*	*	1,00	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Nota: Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-10.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE180, IPN 180 y VP 180x17,7 usando láminas 6cm. y 2,5" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.						Lámina de 2,5"					
	IPE 180		IPN 180		VP 180x17,7		IPE 180		IPN 180		VP 180x17,7	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
3,0	7,13	6,14	7,78	6,72	7,15	6,16	6,72	5,65	7,34	6,18	6,74	5,67
3,2	6,26	5,40	6,84	5,90	6,29	5,42	5,90	4,97	6,45	5,44	5,93	4,98
3,4	5,55	4,78	6,06	5,23	5,57	4,80	5,23	4,40	5,71	4,81	5,25	4,41
3,6	4,95	4,27	5,40	4,66	4,97	4,28	4,67	3,93	5,10	4,29	4,68	3,94
3,8	4,44	3,83	4,85	4,19	4,46	3,84	4,19	3,52	4,57	3,85	4,20	3,53
4,0	4,01	3,46	4,38	3,78	4,02	3,47	3,78	3,18	4,13	3,48	3,79	3,19
4,2	3,64	3,14	3,97	3,43	3,65	3,15	3,43	2,88	3,74	3,16	3,44	2,89
4,4	3,31	2,86	3,62	3,12	3,33	2,87	3,12	2,63	3,41	2,87	3,13	2,64
4,6	3,03	2,61	3,31	2,86	3,04	2,62	2,86	2,40	3,12	2,63	2,87	2,41
4,8	2,67	2,30	2,90	2,51	2,66	2,29	2,52	2,12	2,74	2,31	2,51	2,11
5,0	2,27	1,95	2,47	2,13	2,26	1,95	2,14	1,80	2,33	1,96	2,13	1,79
5,2	1,94	1,67	2,11	1,82	1,93	1,66	1,83	1,54	1,99	1,68	1,82	1,53
5,4	1,67	1,44	1,81	1,56	1,66	1,43	1,57	1,32	1,71	1,44	1,56	1,32
5,6	1,44	1,24	1,57	1,35	1,44	1,24	1,36	1,14	1,48	1,25	1,35	1,14
5,8	1,25	1,08	1,36	1,18	1,25	1,07	1,18	0,99	1,28	1,08	1,18	0,99
6,0	1,09	*	1,19	1,03	1,09	*	1,03	*	1,12	*	1,03	*
6,2	0,96	*	1,04	*	0,96	*	*	*	0,98	*	*	*

Nota: Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-11.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE200, IPN 200 y VP 200x24,1 usando láminas 1,5" y 3" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 200				IPN 200				VP 200x24,1				IPE 200	IPN 200	VP 200x24,1
	espesor de concreto (cm)												espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14		
3,0	10,24	9,42	8,13	7,15	11,14	10,27	8,87	7,81	11,96	11,01	9,51	8,37	8,76	9,55	10,24
3,2	9,00	8,28	7,15	6,28	9,79	9,02	7,80	6,87	10,51	9,68	8,36	7,35	7,70	8,39	9,00
3,4	7,97	7,34	6,33	5,57	8,67	7,99	6,91	6,08	9,31	8,57	7,40	6,51	6,82	7,43	7,97
3,6	7,11	6,54	5,65	4,97	7,74	7,13	6,16	5,43	8,30	7,65	6,60	5,81	6,08	6,63	7,11
3,8	6,38	5,87	5,07	4,46	6,94	6,40	5,53	4,87	7,45	6,86	5,93	5,22	5,46	5,95	6,38
4,0	5,76	5,30	4,57	4,02	6,27	5,77	4,99	4,39	6,73	6,20	5,35	4,71	4,93	5,37	5,76
4,2	5,22	4,81	4,15	3,65	5,68	5,24	4,53	3,99	6,10	5,62	4,85	4,27	4,47	4,87	5,22
4,4	4,76	4,38	3,78	3,32	5,18	4,77	4,12	3,63	5,56	5,12	4,42	3,89	4,07	4,44	4,76
4,6	4,35	4,01	3,46	3,04	4,74	4,37	3,77	3,32	5,09	4,68	4,05	3,56	3,72	4,06	4,35
4,8	4,00	3,68	3,18	2,79	4,35	4,01	3,47	3,05	4,67	4,30	3,71	3,27	3,42	3,73	4,00
5,0	3,60	3,32	2,86	2,52	3,92	3,61	3,12	2,75	4,21	3,88	3,35	2,94	3,08	3,36	3,60
5,2	3,08	2,83	2,46	2,15	3,35	3,09	2,67	2,35	3,60	3,31	2,86	2,52	2,63	2,87	3,08
5,4	2,85	2,44	2,10	1,85	2,88	2,66	2,30	2,02	3,09	2,85	2,46	2,16	2,26	2,47	2,65
5,6	2,29	2,11	1,82	1,60	2,49	2,30	1,98	1,75	2,67	2,46	2,13	1,87	1,96	2,13	2,29
5,8	1,99	1,83	1,58	1,39	2,17	2,00	1,72	1,52	2,32	2,14	1,85	1,63	1,70	1,86	1,99
6,0	1,74	1,60	1,38	1,21	1,89	1,74	1,51	1,33	2,03	1,87	1,61	1,42	1,49	1,62	1,74
6,2	1,52	1,40	1,21	1,06	1,66	1,53	1,32	1,16	1,78	1,64	1,42	1,25	1,30	1,42	1,52
6,4	1,34	1,24	1,07	*	1,46	1,35	1,16	1,02	1,57	1,44	1,25	1,10	1,15	1,25	1,34
6,6	1,19	1,09	*	*	1,29	1,19	1,03	*	1,39	1,28	1,10	0,97	1,01	1,11	1,19
6,8	1,05	0,97	*	*	1,15	1,06	*	*	1,23	1,13	0,98	*	*	0,98	1,05
7,0	*	*	*	*	1,02	*	*	*	1,10	1,01	*	*			
7,2	*	*	*	*	*	*	*	*	0,98	*	*	*			

Nota: Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-12.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE200, IPN 200 y VP 200x24,1 usando láminas 6cm. y 2,5" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.						Lámina de 2,5"					
	IPE 200		IPN 200		VP 200x24,1		IPE 200		IPN 200		VP 200x24,1	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
3,0	9,36	8,08	10,19	8,82	10,94	9,45	8,83	7,44	9,62	8,13	10,32	8,71
3,2	8,22	7,10	8,96	7,75	9,61	8,31	7,76	6,54	8,46	7,14	9,07	7,65
3,4	7,29	6,29	7,94	6,87	8,51	7,36	6,87	5,79	7,49	6,33	8,03	6,78
3,6	6,50	5,61	7,08	6,12	7,59	6,56	6,13	5,17	6,68	5,64	7,17	6,05
3,8	5,83	5,04	6,35	5,50	6,82	5,89	5,50	4,64	6,00	5,07	6,43	5,43
4,0	5,26	4,55	5,73	4,96	6,15	5,32	4,97	4,19	5,41	4,57	5,81	4,90
4,2	4,77	4,12	5,20	4,50	5,58	4,82	4,50	3,80	4,91	4,15	5,27	4,44
4,4	4,35	3,76	4,74	4,10	5,08	4,39	4,10	3,46	4,47	3,78	4,80	4,05
4,6	3,98	3,44	4,34	3,75	4,65	4,02	3,75	3,17	4,09	3,46	4,39	3,70
4,8	3,66	3,16	3,98	3,45	4,27	3,69	3,45	2,91	3,76	3,18	4,03	3,40
5,0	3,29	2,84	3,59	3,10	3,85	3,33	3,11	2,62	3,39	2,86	3,63	3,06
5,2	2,81	2,43	3,07	2,65	3,29	2,84	2,66	2,24	2,89	2,45	3,10	2,62
5,4	2,42	2,09	2,64	2,28	2,83	2,44	2,28	1,92	2,49	2,10	2,67	2,25
5,6	2,09	1,81	2,28	1,97	2,45	2,11	1,97	1,66	2,15	1,82	2,31	1,95
5,8	1,82	1,57	1,98	1,71	2,13	1,84	1,72	1,45	1,87	1,58	2,01	1,69
6,0	1,59	1,37	1,73	1,50	1,86	1,60	1,50	1,26	1,63	1,38	1,75	1,48
6,2	1,39	1,20	1,52	1,31	1,63	1,41	1,31	1,11	1,43	1,21	1,54	1,30
6,4	1,23	1,06	1,34	1,16	1,43	1,24	1,16	0,98	1,26	1,07	1,35	1,14
6,6	1,08	*	1,18	1,02	1,27	1,10	1,02	*	1,12	*	1,20	1,01
6,8	0,96	*	1,05	*	1,12	0,97	*	*	0,99	*	1,06	*
7,0	*	*	*	*	1,00	*						

Nota: Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-13.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE2020 e IPN 220 usando láminas 1,5" y 3" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"								Lámina de 3"	
	IPE 220				IPN 220				IPE 220	IPN 220
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)	
	9	10	12	14	9	10	12	14	14	
3,0	13,12	12,09	10,45	9,20	14,23	13,13	11,37	10,03	11,24	12,22
3,2	11,53	10,63	9,18	8,09	12,51	11,54	10,00	8,82	9,88	10,74
3,4	10,21	9,41	8,13	7,16	11,08	10,22	8,85	7,81	8,75	9,52
3,6	9,11	8,40	7,26	6,39	9,88	9,12	7,90	6,97	7,81	8,49
3,8	8,18	7,54	6,51	5,73	8,87	8,18	7,09	6,25	7,01	7,62
4,0	7,38	6,80	5,88	5,18	8,00	7,39	6,40	5,64	6,32	6,88
4,2	6,69	6,17	5,33	4,69	7,26	6,70	5,80	5,12	5,74	6,24
4,4	6,10	5,62	4,86	4,28	6,62	6,10	5,29	4,66	5,23	5,68
4,6	5,58	5,14	4,44	3,91	6,05	5,58	4,84	4,27	4,78	5,20
4,8	5,12	4,72	4,08	3,59	5,56	5,13	4,44	3,92	4,39	4,77
5,0	4,72	4,35	3,76	3,31	5,12	4,73	4,09	3,61	4,05	4,40
5,2	4,34	4,00	3,45	3,04	4,71	4,35	3,77	3,32	3,72	4,05
5,4	3,97	3,64	2,97	2,62	4,35	4,00	3,44	3,00	3,39	3,68
5,6	3,62	3,30	2,67	2,26	4,00	3,66	3,12	2,68	3,07	3,36
5,8	3,28	2,97	2,23	1,97	3,66	3,32	2,78	2,34	2,73	2,92
6,0	2,95	2,66	1,95	1,72	3,32	3,00	2,44	2,00	2,39	2,58
6,2	2,63	2,35	1,71	1,51	2,98	2,66	2,10	1,66	2,05	2,24
6,4	2,31	2,04	1,51	1,33	2,64	2,32	1,74	1,30	1,69	1,88
6,6	2,00	1,74	1,33	1,17	2,30	2,00	1,42	1,00	1,39	1,58
6,8	1,70	1,45	1,18	1,04	1,96	1,66	1,04	0,62	1,01	1,20
7,0	1,40	1,16	1,05	*	1,62	1,32	0,66	0,24	0,63	0,82
7,2	1,10	0,87	*	*	1,28	1,02	*	*	0,41	0,60
7,4	0,80	0,57	*	*	0,94	0,68	*	*	0,07	0,26
7,6	0,50	0,27	*	*	0,60	0,34	*	*	0,07	0,06

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-14.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE220 e IPN 220 usando láminas 6cm. y 2,5" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.				Lámina de 2,5"			
	IPE 220		IPN 220		IPE 220		IPN 220	
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	12	14	12	14	12	14	12	14
3,0	12,00	10,39	13,04	11,30	11,33	9,57	12,32	10,43
3,2	10,55	9,13	11,46	9,94	9,96	8,41	10,83	9,17
3,4	9,35	8,09	10,15	8,80	8,82	7,45	9,59	8,12
3,6	8,34	7,21	9,06	7,85	7,87	6,65	8,56	7,24
3,8	7,48	6,47	8,13	7,05	7,06	5,97	7,68	6,50
4,0	6,75	5,84	7,33	6,36	6,37	5,38	6,93	5,87
4,2	6,12	5,30	6,65	5,77	5,78	4,88	6,29	5,32
4,4	5,58	4,83	6,06	5,26	5,27	4,45	5,73	4,85
4,6	5,11	4,42	5,55	4,81	4,82	4,07	5,24	4,44
4,8	4,69	4,06	5,09	4,42	4,43	3,74	4,81	4,07
5,0	4,32	3,74	4,69	4,07	4,08	3,45	4,44	3,75
5,2	3,97	3,43	4,32	3,74	3,75	3,16	4,08	3,45
5,4	3,61	2,95	3,71	3,22	3,22	2,72	3,51	2,97
5,6	3,26	2,55	3,21	2,78	2,79	2,35	3,03	2,57
5,8	2,92	2,22	2,79	2,42	2,42	2,04	2,64	2,23
6,0	2,58	1,94	2,44	2,11	2,11	1,79	2,30	1,95
6,2	2,24	1,70	2,14	1,85	1,85	1,57	2,02	1,71
6,4	1,90	1,50	1,88	1,63	1,63	1,38	1,78	1,50
6,6	1,56	1,32	1,66	1,44	1,44	1,22	1,57	1,33
6,8	1,22	1,17	1,48	1,28	1,28	1,08	1,39	1,18
7,0	0,88	1,05	1,31	1,14	1,14	0,96	1,24	1,05
7,2	0,54	*	1,17	1,02	1,02	*	1,11	*
7,4	0,20	*	1,05	*	*	*	0,99	*

**Nota:** Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-15.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE240, IPN 240 y VP 250x29,1 usando láminas 1,5" y 3" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 240				IPN 240				VP 250x29,1				IPE 240	IPN 240	VP 250x29,1
	espesor de concreto (cm)												espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14		
3,0	16,80	15,32	13,27	11,70	17,80	16,44	14,27	12,61	18,09	16,68	14,44	12,72	14,26	15,33	15,52
3,2	14,59	13,46	11,66	10,28	15,64	14,45	12,55	11,08	15,90	14,66	12,69	11,18	12,53	13,47	13,64
3,4	12,93	11,93	10,33	9,11	13,86	12,80	11,11	9,82	14,08	12,99	11,24	9,91	11,10	11,93	12,08
3,6	11,53	10,64	9,21	8,12	12,36	11,42	9,91	8,76	12,56	11,58	10,02	8,84	9,90	10,64	10,78
3,8	10,35	9,55	8,27	7,29	11,09	10,25	8,90	7,86	11,27	10,40	9,00	7,93	8,89	9,55	9,67
4,0	9,34	8,62	7,46	6,58	10,01	9,25	8,03	7,09	10,17	9,38	8,12	7,16	8,02	8,62	8,73
4,2	8,47	7,82	6,77	5,97	9,08	8,39	7,28	6,43	9,23	8,51	7,37	6,49	7,28	7,82	7,92
4,4	7,72	7,12	6,17	5,44	8,27	7,64	6,64	5,86	8,41	7,75	6,71	5,91	6,63	7,12	7,22
4,6	7,06	6,52	5,64	4,98	7,57	6,99	6,07	5,36	7,69	7,09	6,14	5,41	6,06	6,52	6,60
4,8	6,49	5,98	5,18	4,57	6,95	6,42	5,58	4,93	7,07	6,52	5,64	4,97	5,57	5,99	6,06
5,0	5,98	5,51	4,78	4,21	6,41	5,92	5,14	4,54	6,51	6,01	5,20	4,58	5,13	5,52	5,59
5,2	5,53	5,10	4,42	3,89	5,92	5,47	4,75	4,20	6,02	5,55	4,80	4,23	4,75	5,10	5,17
5,4	5,12	4,73	4,09	3,61	5,49	5,08	4,41	3,89	5,58	5,15	4,46	3,93	4,40	4,73	4,79
5,6	4,76	4,41	3,86	3,14	4,78	4,42	3,83	3,39	5,06	4,67	4,04	3,56	3,83	4,11	4,34
5,8	4,44	4,11	3,56	2,73	4,15	3,84	3,33	2,94	4,40	4,05	3,51	3,09	3,33	3,58	3,77
6,0	4,16	3,84	3,27	2,38	3,63	3,35	2,91	2,57	3,84	3,54	3,06	2,70	2,91	3,12	3,29
6,2	3,92	3,61	3,03	2,09	3,18	2,94	2,55	2,25	3,37	3,11	2,69	2,37	2,55	2,74	2,89
6,4	3,69	3,41	2,81	1,84	2,80	2,59	2,25	1,98	2,97	2,73	2,37	2,09	2,24	2,41	2,54
6,6	3,51	3,24	2,63	1,63	2,48	2,29	1,99	1,75	2,62	2,42	2,09	1,84	1,98	2,13	2,25
6,8	3,36	3,10	2,48	1,44	2,20	2,03	1,76	1,56	2,33	2,15	1,86	1,64	1,76	1,89	2,00
7,0	3,23	2,98	2,35	1,29	1,96	1,81	1,57	1,39	2,07	1,91	1,65	1,46	1,57	1,69	1,78
7,2	3,11	2,87	2,23	1,15	1,75	1,62	1,40	1,24	1,85	1,71	1,48	1,30	1,40	1,51	1,59
7,4	3,00	2,77	2,11	1,03	1,57	1,45	1,26	1,11	1,66	1,53	1,32	1,17	1,26	1,35	1,42
7,6	2,90	2,67	2,00	0,91	1,41	1,30	1,13	1,00	1,49	1,38	1,19	1,05	1,13	1,21	1,28
7,8	2,81	2,58	1,90	0,80	1,27	1,17	1,02	0,89	1,34	1,24	1,07	0,94	1,02	1,09	1,15
8,0	2,73	2,51	1,82	0,70	1,15	1,06	0,91	0,78	1,21	1,12	0,97	0,84	0,91	0,99	1,04
8,2	2,66	2,44	1,74	0,61	1,04	0,96	0,81	0,69	1,10	1,01	0,86	0,74	0,81	0,88	0,93
8,4	2,60	2,38	1,66	0,52	0,93	0,85	0,70	0,59	1,00	0,91	0,76	0,64	0,71	0,78	0,83

Nota: Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

**Tabla B-16.** Separación máxima en metros (m.) entre correas, para perfiles IPE240, IPN 240 y VP 250x29,1 usando láminas 6cm. y 2,5" por la condición más crítica en su montaje.

Luz de la correa (m)	Lámina de 6 cm.						2,5"					
	IPE 240		IPN 240		VP 250x29,1		IPE 240		IPN 240		VP 250x29,1	
	espesor de concreto (cm)											
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
3,0	15,21	13,19	16,33	14,19	16,56	14,35	14,37	12,17	15,46	13,11	15,65	13,23
3,2	13,37	11,59	14,36	12,47	14,56	12,61	12,63	10,69	13,58	11,52	13,75	11,63
3,4	11,84	10,27	12,72	11,05	12,90	11,17	11,19	9,47	12,03	10,20	12,18	10,30
3,6	10,56	9,16	11,34	9,85	11,50	9,96	9,98	8,45	10,73	9,10	10,87	9,19
3,8	9,48	8,22	10,18	8,84	10,32	8,94	8,96	7,58	9,63	8,17	9,75	8,25
4,0	8,56	7,42	9,19	7,98	9,32	8,07	8,08	6,84	8,69	7,37	8,80	7,44
4,2	7,76	6,73	8,33	7,24	8,45	7,32	7,33	6,21	7,88	6,69	7,98	6,75
4,4	7,07	6,13	7,59	6,60	7,70	6,67	6,68	5,66	7,18	6,09	7,27	6,15
4,6	6,47	5,61	6,95	6,04	7,05	6,10	6,11	5,17	6,57	5,57	6,65	5,63
4,8	5,94	5,15	6,38	5,54	6,47	5,60	5,61	4,75	6,03	5,12	6,11	5,17
5,0	5,48	4,75	5,88	5,11	5,96	5,17	5,17	4,38	5,56	4,72	5,63	4,76
5,2	5,06	4,39	5,44	4,72	5,51	4,78	4,78	4,05	5,14	4,36	5,21	4,40
5,4	4,70	4,07	5,04	4,38	5,11	4,43	4,44	3,75	4,77	4,05	4,83	4,08
5,6	4,38	3,74	4,73	4,07	4,83	4,01	3,86	3,27	4,15	3,52	4,38	3,70
5,8	4,08	3,44	4,39	3,81	4,03	3,49	3,35	2,84	3,60	3,06	3,80	3,22
6,0	3,10	2,69	3,33	2,89	3,52	3,05	2,93	2,48	3,15	2,67	3,32	2,81
6,2	2,72	2,36	2,92	2,54	3,08	2,67	2,57	2,17	2,76	2,34	2,91	2,46
6,4	2,39	2,08	2,57	2,23	2,72	2,35	2,26	1,91	2,43	2,06	2,57	2,17
6,6	2,12	1,83	2,27	1,97	2,40	2,08	2,00	1,69	2,15	1,82	2,27	1,92
6,8	1,88	1,63	2,02	1,75	2,13	1,85	1,77	1,50	1,91	1,62	2,01	1,70
7,0	1,67	1,45	1,80	1,56	1,90	1,64	1,58	1,34	1,70	1,44	1,79	1,52
7,2	1,49	1,30	1,60	1,39	1,70	1,47	1,41	1,20	1,52	1,29	1,60	1,35
7,4	1,34	1,16	1,44	1,25	1,52	1,32	1,27	1,07	1,36	1,15	1,44	1,21
7,6	1,20	1,04	1,29	1,12	1,37	1,18	1,14	0,96	1,22	1,04	1,29	1,09
7,8	1,09	0,94	1,17	1,01	1,23	1,07	1,03	0,86	1,10	0,94	1,16	0,98
8,0	0,98	0,83	1,05	0,89	1,11	0,96	0,92	0,76	1,00	0,84	1,05	0,87
8,2	0,88	0,74	0,95	0,79	1,01	0,86	0,82	0,67	0,91	0,75	0,95	0,77

Nota: Los valores sombreados representan aquellos donde predomina el criterio de tensión admisible.

## APÉNDICE C

A continuación se presentan las tablas de momentos de inercia para la sección transformada ( $\text{cm}^4$ ), para los perfiles IPE IPN y VP variando los anchos efectivos en un rango entre 70cm. y 300cm. Se utilizó una razón modular de  $n = 10$ .

**Tabla C-1.** Momentos de inercia de la sección transformada ( $\text{cm}^4$ ), para perfiles IPE100 e IPN 100 usando láminas 1,5" y 3".

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"								Lámina de 3"	
	IPE 100				IPN 100				IPE 100	IPN 100
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)	
	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14
70	1296	1489	1946	2528	1320	1516	1981	2573	2415	2464
80	1338	1538	2020	2644	1363	1567	2057	2690	2486	2538
90	1374	1581	2088	2755	1400	1611	2126	2802	2549	2602
100	1405	1620	2153	2861	1432	1651	2192	2909	2604	2659
110	1434	1656	2214	2965	1462	1688	2254	3013	2654	2711
120	1460	1690	2273	3066	1489	1723	2314	3115	2700	2758
130	1485	1722	2330	3165	1514	1755	2372	3215	2742	2802
140	1508	1752	2386	3263	1537	1786	2428	3313	2782	2842
150	1529	1782	2440	3359	1559	1816	2483	3410	2820	2881
160	1549	1810	2494	3455	1580	1844	2537	3506	2856	2918
170	1569	1837	2546	3550	1600	1872	2590	3601	2890	2953
180	1587	1863	2598	3644	1619	1899	2642	3696	2923	2986
190	1605	1889	2650	3737	1637	1925	2694	3789	2955	3019
200	1623	1914	2700	3830	1655	1950	2745	3883	2986	3050
210	1640	1939	2751	3923	1672	1975	2795	3975	3016	3081
220	1656	1963	2801	4015	1689	2000	2845	4068	3046	3111

**Tabla C-2.** Momentos de inercia de la sección transformada ( $\text{cm}^4$ ), para perfiles IPE 100 e IPN 100 usando láminas 6cm. y 2,5".

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm				Lámina de 2,5"			
	IPE 100		IPN 100		IPE 100		IPN 100	
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	12	14	12	14	12	14	12	14
70	1918	2427	1956	2475	1918	2421	1956	2470
80	1977	2509	2017	2558	1977	2500	2017	2550
90	2028	2582	2070	2634	2027	2570	2069	2622
100	2074	2651	2117	2704	2072	2635	2115	2688
110	2115	2715	2159	2769	2112	2695	2156	2749
120	2153	2776	2198	2831	2148	2751	2193	2807
130	2188	2834	2234	2890	2181	2805	2228	2862
140	2221	2891	2268	2947	2213	2857	2260	2914
150	2252	2945	2300	3002	2242	2907	2290	2965
160	2282	2999	2330	3056	2269	2956	2318	3014
170	2311	3051	2359	3109	2296	3003	2345	3062
180	2338	3102	2387	3160	2321	3049	2370	3109
190	2365	3152	2414	3211	2345	3095	2395	3155
200	2390	3202	2440	3261	2368	3139	2419	3200
210	2415	3251	2465	3310	2391	3183	2442	3244
220	2440	3299	2490	3359	2413	3227	2464	3288

**Tabla C-3.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 120, IPN 120 y VP 120x9,7 usando láminas 1,5" y 3".

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7				IPE 120	IPN 120	VP 120x9,7
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
70	1889	2141	2713	3410	1981	2247	2849	3576	1831	2069	2614	3283	3349	3524	3212
80	1952	2212	2808	3547	2049	2324	2951	3720	1888	2134	2704	3415	3455	3640	3309
90	2007	2273	2895	3675	2109	2390	3042	3853	1938	2191	2785	3538	3546	3740	3392
100	2054	2328	2974	3796	2160	2449	3126	3979	1982	2242	2860	3655	3625	3826	3465
110	2096	2377	3048	3911	2206	2502	3203	4098	2020	2287	2931	3767	3696	3903	3530
120	2134	2422	3117	4023	2247	2550	3276	4213	2055	2330	2998	3876	3759	3972	3589
130	2168	2463	3184	4131	2285	2595	3346	4324	2087	2369	3062	3982	3817	4035	3643
140	2200	2502	3248	4237	2319	2637	3412	4432	2117	2406	3124	4085	3871	4093	3693
150	2230	2539	3309	4340	2351	2676	3476	4537	2144	2440	3183	4187	3921	4147	3739
160	2257	2574	3369	4442	2380	2713	3538	4641	2170	2473	3242	4287	3967	4197	3783
170	2283	2607	3427	4542	2408	2748	3598	4743	2194	2505	3298	4385	4011	4244	3825
180	2307	2639	3484	4641	2435	2781	3656	4843	2217	2536	3354	4483	4053	4289	3864
190	2331	2670	3540	4739	2459	2814	3714	4942	2239	2565	3409	4580	4093	4331	3902
200	2353	2700	3595	4836	2483	2845	3770	5041	2260	2594	3463	4676	4131	4372	3938
210	2374	2729	3650	4932	2506	2875	3826	5138	2280	2621	3516	4771	4168	4411	3973
220	2395	2757	3703	5027	2528	2904	3880	5235	2300	2649	3568	4865	4203	4448	4007

**Tabla C-4.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 120, IPN 120 y VP 120x9,7 usando láminas 6cm. y 2,5".

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7		IPE 120		IPN 120		VP 120x9,7	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
70	2704	3351	2842	3527	2602	3215	2702	3350	2839	3526	2601	3213
80	2791	3461	2938	3644	2682	3318	2791	3457	2937	3642	2682	3313
90	2867	3558	3020	3748	2751	3408	2867	3552	3019	3744	2751	3401
100	2932	3645	3092	3842	2812	3491	2932	3636	3092	3835	2811	3480
110	2991	3726	3155	3927	2866	3567	2991	3714	3155	3917	2865	3553
120	3044	3801	3213	4007	2915	3638	3043	3785	3212	3993	2913	3621
130	3092	3871	3265	4081	2960	3705	3090	3852	3264	4064	2957	3684
140	3137	3938	3313	4152	3001	3770	3133	3915	3311	4131	2997	3744
150	3178	4002	3358	4219	3040	3831	3174	3975	3354	4194	3034	3801
160	3217	4064	3399	4283	3076	3890	3211	4032	3395	4254	3069	3856
170	3254	4124	3439	4345	3111	3948	3246	4088	3432	4312	3101	3909
180	3289	4181	3476	4405	3144	4004	3279	4141	3468	4367	3132	3961
190	3322	4238	3511	4463	3175	4059	3310	4193	3502	4421	3162	4011
200	3354	4293	3545	4520	3205	4112	3340	4243	3534	4474	3190	4060
210	3384	4347	3577	4576	3234	4165	3369	4293	3564	4525	3217	4108
220	3414	4400	3609	4630	3263	4217	3397	4341	3593	4575	3243	4155

**Tabla C-5.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 140, IPN 140 y VP 140x12,4 usando láminas 1,5" y 3".

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 140				IPN 140				VP 140x12,4				IPE 140	IPN 140	VP 140x12,4
	espesor de concreto (cm)												espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
70	2653	2980	3694	4531	2833	3189	3962	4858	2652	2969	3664	4481	4497	4826	4445
80	2747	3081	3821	4700	2940	3304	4104	5042	2742	3066	3786	4645	4651	5002	4592
90	2827	3169	3933	4854	3031	3403	4228	5208	2818	3150	3895	4795	4782	5151	4717
100	2897	3245	4034	4996	3111	3490	4339	5361	2885	3223	3992	4934	4896	5281	4825
110	2958	3314	4127	5130	3181	3567	4440	5504	2944	3289	4082	5065	4996	5395	4921
120	3014	3376	4213	5257	3244	3637	4534	5639	2996	3348	4165	5190	5085	5497	5006
130	3063	3432	4293	5379	3300	3700	4621	5767	3044	3402	4244	5309	5166	5588	5083
140	3108	3484	4369	5496	3351	3758	4703	5891	3087	3453	4318	5425	5239	5672	5153
150	3150	3532	4442	5610	3398	3812	4781	6010	3127	3499	4389	5537	5307	5748	5218
160	3188	3578	4512	5721	3442	3862	4856	6125	3164	3543	4457	5647	5369	5819	5278
170	3224	3620	4579	5830	3482	3909	4927	6238	3198	3584	4523	5754	5428	5884	5334
180	3258	3661	4644	5936	3520	3954	4996	6349	3230	3623	4586	5859	5483	5946	5387
190	3289	3699	4707	6041	3555	3996	5063	6457	3260	3661	4648	5963	5534	6004	5437
200	3319	3736	4768	6144	3589	4036	5128	6563	3289	3696	4709	6065	5583	6058	5484
210	3347	3772	4829	6246	3620	4075	5191	6668	3316	3731	4768	6166	5630	6110	5529
220	3374	3806	4888	6347	3650	4112	5252	6771	3342	3764	4826	6266	5675	6159	5573



**Tabla C-6.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 140, IPN 140 y VP 140x12,4 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 140		IPN 140		VP 140x12,4		IPE 140		IPN 140		VP 140x12,4	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
70	3686	4506	3950	4841	3657	4452	3679	4506	3939	4841	3651	4452
80	3814	4655	4095	5010	3779	4595	3810	4655	4088	5010	3775	4595
90	3923	4785	4220	5156	3883	4720	3921	4784	4215	5155	3881	4719
100	4018	4901	4328	5285	3974	4832	4017	4898	4325	5283	3973	4828
110	4102	5005	4423	5401	4054	4932	4101	5000	4421	5397	4053	4926
120	4177	5101	4508	5507	4125	5025	4176	5093	4507	5501	4125	5016
130	4244	5190	4585	5604	4189	5111	4244	5179	4584	5596	4189	5099
140	4306	5273	4654	5695	4248	5191	4305	5259	4654	5684	4248	5176
150	4362	5351	4718	5780	4303	5267	4362	5333	4718	5766	4302	5248
160	4415	5425	4778	5861	4353	5339	4413	5404	4777	5844	4351	5317
170	4464	5496	4833	5937	4400	5408	4461	5471	4832	5917	4397	5382
180	4510	5564	4884	6011	4445	5475	4506	5535	4882	5986	4440	5445
190	4553	5630	4933	6081	4486	5539	4549	5597	4930	6053	4481	5505
200	4595	5693	4979	6149	4526	5601	4589	5656	4975	6117	4519	5563
210	4634	5755	5022	6215	4564	5662	4626	5714	5017	6179	4556	5619
220	4671	5815	5064	6279	4600	5721	4662	5770	5057	6239	4590	5673

**Tabla C-7.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 160, IPN 160 y VP 160x16,4 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 160				IPN 160				VP 160x16,4				IPE 160	IPN 160	VP 160x16,4
	espesor de concreto (cm)												espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
70	3636	4058	4954	5968	3923	4392	5382	6490	3709	4145	5069	6111	5925	6427	6063
80	3773	4203	5126	6182	4082	4561	5580	6732	3852	4297	5249	6333	6144	6684	6294
90	3890	4328	5276	6374	4219	4707	5752	6947	3975	4428	5405	6532	6331	6904	6490
100	3992	4437	5409	6549	4339	4834	5904	7141	4082	4543	5544	6712	6493	7095	6660
110	4082	4534	5530	6710	4444	4947	6041	7319	4177	4644	5669	6878	6635	7262	6810
120	4162	4621	5640	6860	4538	5048	6166	7485	4261	4735	5783	7033	6762	7411	6943
130	4234	4699	5741	7003	4623	5139	6281	7640	4337	4817	5889	7179	6875	7544	7062
140	4299	4770	5836	7138	4699	5222	6387	7787	4405	4892	5987	7318	6977	7665	7170
150	4359	4836	5925	7268	4769	5298	6487	7928	4468	4960	6079	7451	7071	7774	7268
160	4413	4897	6010	7394	4833	5369	6580	8062	4525	5024	6166	7579	7157	7875	7358
170	4464	4954	6090	7515	4893	5434	6669	8192	4578	5084	6249	7703	7237	7969	7442
180	4511	5008	6168	7633	4948	5496	6754	8318	4628	5140	6329	7823	7311	8055	7520
190	4555	5058	6242	7748	4999	5553	6835	8440	4674	5192	6405	7940	7380	8136	7592
200	4596	5106	6314	7861	5047	5608	6914	8559	4717	5242	6478	8055	7446	8212	7661
210	4635	5151	6383	7972	5092	5659	6989	8675	4758	5289	6550	8167	7507	8283	7725
220	4672	5195	6451	8080	5135	5709	7062	8789	4796	5334	6619	8277	7566	8351	7786

**Tabla C-8.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 160, IPN 160 y VP 160x6,7 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 160		IPN 160		VP 160x16,4		IPE 160		IPN 160		VP 160x16,4	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
70	4924	5960	5332	6483	5033	6104	4905	5958	5306	6479	5013	6101
80	5107	6166	5546	6723	5226	6320	5093	6166	5526	6721	5210	6319
90	5264	6344	5730	6930	5391	6506	5254	6344	5714	6929	5379	6506
100	5400	6500	5890	7110	5534	6670	5393	6500	5877	7110	5525	6670
110	5520	6640	6030	7271	5659	6815	5515	6639	6021	7271	5653	6815
120	5626	6766	6155	7416	5771	6947	5623	6764	6148	7416	5767	6945
130	5722	6881	6268	7549	5872	7067	5720	6877	6263	7547	5869	7064
140	5808	6988	6370	7670	5963	7178	5807	6982	6366	7667	5961	7173
150	5887	7087	6462	7783	6046	7281	5887	7079	6460	7778	6045	7274
160	5960	7180	6548	7888	6122	7378	5960	7169	6546	7881	6122	7368
170	6028	7268	6626	7987	6193	7469	6028	7254	6626	7977	6193	7456
180	6090	7352	6700	8080	6259	7555	6090	7334	6699	8068	6259	7540
190	6149	7431	6768	8169	6320	7638	6149	7411	6768	8154	6320	7619
200	6205	7508	6832	8254	6378	7717	6203	7484	6832	8236	6377	7694
210	6257	7581	6893	8335	6433	7792	6255	7554	6892	8314	6431	7767
220	6306	7653	6950	8414	6484	7865	6303	7621	6949	8389	6482	7836

**Tabla C-9.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 180, IPN 180 y VP 180x17,7 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 180				IPN 180				VP 180x17,7				IPE 180	IPN 180	VP 180x17,7
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
70	4823	5355	6461	7676	5277	5882	7134	8497	4698	5206	6263	7429	7581	8340	7350
80	5013	5556	6691	7950	5503	6123	7408	8819	4876	5394	6478	7688	7881	8702	7630
90	5177	5729	6890	8192	5700	6331	7646	9102	5029	5555	6665	7916	8137	9013	7869
100	5320	5879	7065	8408	5873	6513	7855	9354	5163	5696	6830	8122	8360	9284	8076
110	5446	6013	7222	8605	6026	6674	8041	9582	5280	5820	6977	8310	8555	9522	8257
120	5559	6131	7363	8787	6162	6818	8210	9791	5385	5931	7110	8483	8728	9734	8417
130	5660	6238	7493	8957	6286	6948	8363	9985	5479	6030	7233	8646	8882	9924	8561
140	5751	6336	7613	9117	6397	7066	8504	10166	5564	6121	7346	8799	9022	10096	8691
150	5834	6425	7724	9269	6499	7174	8634	10336	5641	6204	7452	8945	9150	10252	8809
160	5911	6507	7829	9413	6592	7273	8756	10498	5712	6281	7551	9084	9266	10395	8918
170	5981	6583	7928	9552	6678	7365	8870	10653	5778	6352	7645	9218	9374	10527	9018
180	6046	6654	8021	9686	6758	7450	8978	10801	5838	6419	7734	9348	9473	10648	9110
190	6107	6720	8111	9815	6832	7530	9081	10943	5895	6481	7819	9473	9566	10762	9197
200	6163	6783	8196	9941	6901	7605	9178	11081	5947	6540	7901	9596	9652	10867	9277
210	6216	6842	8278	10064	6966	7676	9272	11214	5997	6595	7980	9715	9734	10966	9353
220	6266	6898	8357	10184	7027	7743	9361	11344	6043	6648	8056	9832	9811	11060	9425

**Tabla C-10.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 180, IPN 180 y VP 180x17,7 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 180		IPN 180		VP 180x17,7		IPE 180		IPN 180		VP 180x17,7	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
70	6381	7666	7008	8471	6197	7421	6346	7657	6959	8456	6166	7415
80	6634	7943	7311	8805	6432	7681	6604	7938	7269	8795	6407	7677
90	6850	8182	7572	9093	6634	7904	6826	8179	7536	9086	6614	7902
100	7038	8390	7800	9344	6809	8098	7018	8389	7770	9340	6793	8098
110	7203	8574	8002	9567	6963	8271	7187	8574	7976	9564	6950	8271
120	7350	8740	8181	9766	7099	8426	7338	8740	8160	9765	7089	8426
130	7481	8890	8342	9946	7221	8567	7472	8890	8325	9946	7214	8566
140	7600	9028	8488	10111	7332	8696	7593	9027	8474	10111	7327	8694
150	7709	9155	8620	10262	7433	8816	7704	9152	8609	10262	7429	8812
160	7808	9273	8742	10402	7525	8927	7805	9269	8733	10401	7523	8921
170	7900	9384	8854	10533	7610	9031	7897	9378	8847	10531	7609	9024
180	7984	9488	8958	10655	7689	9130	7983	9479	8953	10652	7689	9120
190	8064	9586	9054	10771	7763	9223	8063	9576	9051	10765	7763	9210
200	8137	9680	9144	10880	7832	9312	8137	9666	9142	10872	7832	9296
210	8207	9769	9229	10983	7897	9397	8207	9753	9227	10974	7897	9378
220	8272	9855	9308	11082	7958	9479	8272	9836	9307	11070	7958	9457

**Tabla C-11.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 200, IPN 200 y VP 200x24,1 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 200				IPN 200				VP 200x24,1				IPE 200	IPN 200	VP 200x24,1
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
70	6320	6991	8363	9835	6905	7668	9226	10887	6840	7553	9010	10568	9526	10567	10310
80	6581	7268	8673	10193	7215	7998	9598	11313	7123	7854	9348	10956	10033	11056	10755
90	6808	7506	8941	10505	7486	8285	9921	11684	7370	8114	9640	11294	10383	11480	11138
100	7008	7715	9176	10781	7726	8537	10204	12012	7588	8342	9896	11594	10688	11850	11472
110	7184	7899	9385	11031	7939	8761	10455	12307	7781	8544	10124	11863	10956	12178	11767
120	7342	8063	9572	11259	8131	8962	10681	12574	7954	8725	10329	12108	11194	12470	12029
130	7484	8211	9743	11469	8304	9142	10886	12820	8110	8888	10514	12334	11407	12733	12265
140	7612	8346	9899	11664	8461	9306	11073	13047	8251	9035	10684	12544	11600	12970	12477
150	7729	8468	10043	11848	8605	9456	11245	13259	8380	9170	10841	12740	11775	13187	12670
160	7837	8581	10177	12021	8737	9594	11405	13458	8498	9294	10986	12924	11935	13384	12847
170	7935	8685	10303	12186	8858	9721	11554	13647	8607	9408	11122	13099	12082	13567	13010
180	8027	8781	10421	12343	8971	9839	11694	13825	8708	9514	11250	13266	12218	13735	13160
190	8112	8872	10532	12494	9076	9949	11825	13996	8802	9613	11370	13426	12344	13891	13299
200	8191	8956	10638	12640	9174	10052	11950	14160	8889	9705	11484	13579	12462	14036	13429
210	8265	9035	10739	12780	9265	10149	12068	14317	8971	9792	11593	13727	12572	14172	13551
220	8334	9110	10836	12917	9351	10240	12180	14469	9048	9874	11696	13870	12675	14300	13665



**Tabla C-12.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 200, IPN 200 y VP 200x24,1 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 200		IPN 200		VP 200x24,1		IPE 200		IPN 200		VP 200x24,1	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
70	8195	9794	8982	10807	8809	10510	8135	9772	8903	10774	8740	10484
80	8540	10169	9394	11260	9183	10920	8487	10153	9322	11233	9122	10900
90	8836	10491	9752	11650	9508	11273	8790	10480	9687	11630	9454	11258
100	9095	10772	10066	11992	9791	11581	9056	10765	10008	11976	9744	11570
110	9324	11020	10344	12294	10042	11853	9290	11016	10293	12282	10001	11846
120	9527	11242	10593	12564	10266	12096	9498	11240	10548	12556	10230	12092
130	9709	11443	10816	12807	10467	12316	9685	11441	10777	12802	10436	12313
140	9874	11625	11019	13028	10648	12515	9854	11625	10985	13025	10622	12514
150	10024	11792	11204	13231	10814	12698	10007	11792	11174	13230	10792	12698
160	10161	11947	11373	13418	10965	12867	10148	11946	11348	13417	10947	12867
170	10288	12090	11529	13591	11105	13024	10277	12089	11507	13591	11089	13024
180	10404	12225	11673	13753	11234	13170	10396	12223	11655	13753	11221	13169
190	10513	12351	11807	13904	11353	13307	10506	12348	11792	13903	11343	13306
200	10614	12470	11932	14046	11465	13436	10609	12465	11919	14045	11457	13434
210	10709	12583	12049	14180	11569	13559	10705	12576	12039	14178	11563	13554
220	10798	12690	12159	14308	11667	13675	10795	12681	12150	14304	11663	13669

**Tabla C-13.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 220 e IPN 220 usando láminas 1,5" y 3”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"								3"	
	IPE 220				IPN 220				IPE 220	IPN 220
	espesor de concreto (cm)								espesor de concreto (cm)	
	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14
100	9043	9923	11707	13618	9971	10988	13042	15220	13415	14881
110	9282	10171	11982	13935	10261	11292	13378	15602	13773	15321
120	9496	10394	12229	14222	10522	11564	13679	15947	14091	15714
130	9689	10594	12452	14485	10759	11811	13952	16262	14378	16069
140	9865	10776	12655	14727	10975	12035	14201	16551	14637	16391
150	10025	10941	12842	14953	11173	12240	14429	16819	14872	16684
160	10172	11094	13015	15164	11355	12429	14640	17069	15087	16953
170	10308	11234	13176	15363	11524	12603	14836	17303	15285	17201
180	10433	11364	13326	15552	11680	12765	15018	17524	15467	17430
190	10549	11485	13468	15732	11825	12915	15189	17734	15637	17643
200	10658	11598	13601	15903	11961	13055	15350	17933	15794	17841
210	10759	11704	13727	16068	12087	13187	15502	18123	15942	18026
220	10854	11804	13848	16227	12207	13311	15646	18306	16080	18199
230	10944	11898	13962	16381	12319	13428	15783	18481	16210	18362
240	11028	11987	14072	16529	12425	13538	15914	18650	16332	18516
250	11108	12071	14177	16674	12525	13642	16039	18814	16448	18661

**Tabla C-14.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 220 e IPN 220 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm				Lámina de 2,5"			
	IPE 220		IPN 220		IPE 220		IPN 220	
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	12	14	12	14	12	14	12	14
100	11532	13588	12768	15148	11464	13568	12673	15113
110	11839	13916	13142	15552	11778	13901	13055	15524
120	12112	14210	13479	15913	12058	14198	13399	15891
130	12358	14474	13783	16239	12311	14466	13711	16221
140	12581	14713	14059	16535	12539	14708	13993	16521
150	12784	14932	14311	16806	12747	14929	14252	16795
160	12970	15134	14542	17054	12938	15132	14489	17047
170	13140	15321	14755	17284	13113	15320	14708	17279
180	13298	15494	14953	17498	13274	15494	14911	17495
190	13445	15657	15136	17697	13424	15656	15099	17695
200	13581	15809	15307	17884	13564	15809	15274	17883
210	13709	15953	15467	18059	13694	15952	15438	18059
220	13828	16089	15617	18225	13816	16087	15591	18225
230	13941	16218	15758	18382	13931	16215	15736	18382
240	14047	16341	15891	18531	14039	16336	15872	18531
250	14147	16458	16017	18673	14141	16452	16000	18672

**Tabla C-15.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 240, IPN 240 y VP 250x29,1 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 240				IPN 240				VP 250x29,1				IPE 240	IPN 240	VP 250x29,1
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
100	11560	12652	14834	17121	12637	13891	16395	19003	12275	13367	15538	17807	16720	18391	17418
110	11879	12984	15197	17528	13018	14292	16836	19495	12594	13698	15897	18209	17193	18964	17885
120	12166	13282	15522	17895	13364	14654	17233	19939	12881	13994	16219	18570	17616	19481	18302
130	12427	13552	15816	18230	13679	14982	17591	20342	13141	14262	16509	18899	17997	19948	18677
140	12664	13796	16083	18536	13967	15282	17918	20711	13378	14504	16773	19201	18343	20373	19017
150	12881	14020	16328	18819	14233	15556	18218	21051	13594	14726	17014	19480	18657	20762	19326
160	13081	14225	16554	19083	14478	15809	18494	21367	13792	14929	17237	19739	18946	21120	19609
170	13266	14415	16763	19330	14705	16043	18750	21661	13976	15116	17443	19982	19211	21449	19869
180	13437	14590	16958	19562	14916	16260	18988	21937	14145	15290	17635	20211	19456	21755	20109
190	13596	14753	17141	19782	15113	16462	19211	22197	14302	15451	17814	20427	19683	22038	20331
200	13744	14905	17312	19990	15297	16651	19419	22444	14449	15601	17983	20632	19895	22303	20538
210	13883	15048	17474	20189	15469	16828	19616	22677	14586	15742	18142	20828	20092	22550	20731
220	14013	15182	17627	20380	15631	16994	19801	22900	14715	15874	18292	21016	20277	22782	20912
230	14135	15308	17772	20562	15783	17151	19977	23113	14836	15998	18435	21196	20451	22999	21082
240	14250	15427	17910	20738	15927	17299	20144	23317	14950	16115	18571	21369	20615	23205	21242
250	14359	15540	18042	20908	16064	17439	20303	23514	15057	16226	18701	21536	20769	23399	21393

**Tabla C-16.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 240, IPN 240 y VP 250x29,1 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 240		IPN 240		VP 250x29,1		IPE 240		IPN 240		VP 250x29,1	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
100	14510	17028	15927	18832	15220	17719	14402	16987	15783	18768	15113	17678
110	14916	17462	16418	19361	15623	18146	14817	17428	16283	19306	15525	18113
120	15281	17849	16860	19836	15984	18527	15190	17821	16735	19788	15894	18501
130	15610	18198	17262	20264	16309	18870	15527	18176	17145	20224	16228	18849
140	15908	18515	17628	20654	16604	19181	15833	18497	17520	20620	16530	19165
150	16181	18804	17964	21010	16873	19465	16112	18790	17863	20981	16806	19452
160	16431	19069	18273	21337	17119	19725	16369	19059	18180	21314	17059	19716
170	16661	19314	18558	21639	17346	19965	16605	19307	18472	21620	17292	19959
180	16874	19541	18822	21920	17555	20188	16824	19536	18744	21905	17507	20184
190	17071	19753	19068	22181	17749	20396	17027	19750	18996	22169	17706	20393
200	17255	19951	19298	22425	17930	20590	17215	19949	19232	22416	17892	20588
210	17427	20138	19512	22654	18099	20772	17392	20137	19452	22648	18065	20772
220	17589	20313	19714	22870	18257	20944	17557	20313	19659	22865	18227	20944
230	17740	20479	19903	23073	18406	21107	17712	20479	19853	23071	18380	21107
240	17883	20637	20082	23266	18546	21261	17859	20636	20037	23265	18523	21261
250	18018	20786	20251	23449	18678	21408	17997	20786	20210	23449	18658	21407

**Tabla C-17.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE270, IPN 260 y IPN 280 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 270				IPN 260				IPN 280				IPE 270	IPN 260	IPN 280
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
100	15557	16961	19725	22557	15758	17285	20308	23414	19382	21214	24823	28491	21782	22419	27001
110	15999	17423	20226	23107	16248	17803	20878	24043	19997	21869	25546	29284	22428	23152	27916
120	16400	17839	20675	23601	16695	18273	21392	24609	20561	22465	26199	30000	23008	23814	28747
130	16764	18217	21080	24048	17104	18701	21858	25123	21080	23010	26793	30649	23533	24417	29507
140	17098	18560	21449	24457	17481	19092	22282	25593	21560	23512	27336	31242	24011	24967	30204
150	17405	18875	21787	24832	17828	19453	22672	26025	22005	23975	27835	31787	24448	25472	30846
160	17689	19165	22097	25180	18151	19786	23031	26425	22419	24404	28295	32290	24848	25938	31439
170	17951	19433	22384	25504	18450	20094	23363	26796	22804	24802	28721	32757	25218	26368	31990
180	18194	19681	22651	25806	18729	20380	23672	27144	23165	25173	29117	33193	25559	26768	32502
190	18421	19912	22900	26091	18990	20648	23960	27469	23503	25519	29487	33601	25877	27139	32979
200	18633	20127	23133	26359	19234	20898	24230	27776	23820	25844	29833	33984	26172	27486	33426
210	18831	20329	23351	26613	19463	21132	24484	28067	24119	26149	30158	34346	26449	27811	33845
220	19018	20518	23558	26855	19679	21352	24723	28342	24401	26436	30464	34687	26707	28116	34239
230	19193	20696	23753	27086	19883	21560	24949	28604	24667	26707	30753	35012	26950	28403	34610
240	19359	20865	23938	27306	20075	21756	25163	28855	24919	26963	31026	35320	27179	28674	34960
250	19515	21023	24114	27518	20258	21942	25366	29094	25157	27205	31286	35615	27395	28929	35291

**Tabla C-18.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE270, IPN 260 y IPN 280 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 270		IPN 260		IPN 280		IPE 270		IPN 260		IPN 280	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
100	19135	22324	19581	23088	23771	27952	18962	22243	19377	22985	23494	27798
110	19693	22918	20210	23769	24558	28811	19530	22847	20015	23676	24289	28668
120	20196	23451	20780	24382	25275	29586	20043	23389	20594	24299	25016	29456
130	20653	23931	21299	24936	25932	30291	20509	23878	21123	24863	25683	30172
140	21068	24367	21775	25441	26536	30934	20934	24321	21609	25376	26298	30826
150	21449	24765	22212	25904	27093	31525	21324	24726	22056	25847	26866	31426
160	21799	25130	22616	26329	27609	32068	21683	25098	22468	26279	27392	31980
170	22121	25467	22989	26722	28089	32572	22014	25440	22851	26679	27882	32492
180	22421	25779	23337	27087	28536	33039	22321	25757	23207	27050	28339	32967
190	22699	26070	23660	27426	28953	33474	22607	26052	23539	27394	28767	33410
200	22958	26341	23963	27743	29344	33881	22873	26326	23850	27717	29167	33824
210	23200	26595	24247	28041	29711	34263	23122	26584	24141	28018	29543	34212
220	23428	26834	24513	28320	30056	34621	23356	26825	24414	28302	29897	34577
230	23641	27059	24764	28584	30381	34959	23575	27052	24672	28569	30232	34921
240	23842	27272	25000	28833	30689	35278	23782	27267	24915	28821	30547	35245
250	24032	27473	25224	29069	30980	35581	23977	27470	25145	29060	30846	35552

**Tabla C-19.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 300, IPN 300 y VP 300x41,3 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"			
	IPE 300				IPN 300				VP 300x41,3				IPE 300	IPN 300	VP 300x41,3	
	espesor de concreto (cm)												espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14	
100	20580	22369	25853	29363	23488	25654	29905	34192	20606	22362	25782	29227	28020	32099	27942	
110	21179	22998	26536	30103	24242	26462	30803	35176	21191	22977	26447	29948	28885	33215	28787	
120	21725	23568	27150	30768	24938	27201	31618	36065	21725	23533	27045	30595	29668	34236	29550	
130	22226	24088	27706	31371	25581	27881	32360	36872	22214	24039	27586	31181	30380	35172	30243	
140	22686	24564	28212	31919	26178	28509	33041	37610	22663	24503	28079	31715	31030	36035	30876	
150	23111	25001	28676	32423	26734	29090	33667	38289	23077	24928	28529	32205	31626	36833	31456	
160	23505	25404	29103	32887	27253	29630	34246	38916	23461	25320	28944	32657	32176	37573	31991	
170	23871	25778	29497	33317	27738	30132	34783	39497	23817	25684	29327	33076	32684	38261	32484	
180	24211	26125	29863	33719	28193	30602	35283	40039	24148	26021	29683	33467	33155	38903	32942	
190	24530	26448	30204	34094	28621	31042	35749	40545	24458	26335	30014	33832	33594	39503	33368	
200	24828	26750	30523	34447	29023	31455	36186	41020	24748	26628	30324	34175	34003	40066	33765	
210	25108	27033	30822	34779	29403	31843	36597	41468	25020	26903	30614	34499	34386	40594	34136	
220	25371	27299	31103	35094	29762	32209	36983	41890	25275	27161	30887	34806	34745	41092	34484	
230	25620	27550	31368	35392	30102	32555	37348	42290	25517	27404	31145	35097	35082	41562	34812	
240	25854	27786	31619	35676	30424	32882	37693	42669	25744	27634	31389	35374	35400	42006	35120	
250	26076	28009	31857	35948	30730	33192	38020	43031	25959	27851	31620	35638	35701	42426	35411	

**Tabla C-20.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 300, IPN 300 y VP 300x41,3 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 300		IPN 300		VP 300x41,3		IPE 300		IPN 300		VP 300x41,3	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
100	24879	28891	28466	33381	24844	28781	24616	28752	28105	33166	24590	28647
110	25630	29697	29428	34441	25578	29565	25379	29570	29075	34239	25335	29444
120	26312	30421	30311	35403	26243	30270	26072	30306	29966	35213	26011	30161
130	26933	31076	31123	36280	26849	30907	26704	30972	30788	36103	26628	30809
140	27502	31671	31872	37082	27403	31487	27284	31579	31548	36918	27194	31399
150	28025	32216	32567	37821	27912	32016	27819	32133	32254	37669	27714	31938
160	28507	32717	33212	38503	28381	32503	28312	32643	32910	38363	28194	32434
170	28954	33179	33813	39135	28815	32952	28769	33114	33523	39006	28639	32891
180	29369	33607	34375	39723	29218	33367	29194	33550	34096	39604	29052	33314
190	29755	34005	34901	40271	29594	33754	29591	33955	34633	40163	29437	33707
200	30116	34377	35394	40784	29944	34115	29961	34333	35138	40685	29797	34074
210	30454	34725	35859	41266	30273	34452	30309	34687	35613	41175	30134	34417
220	30772	35051	36297	41718	30581	34769	30635	35019	36062	41636	30451	34740
230	31070	35359	36710	42145	30870	35068	30942	35331	36486	42070	30749	35043
240	31352	35649	37101	42548	31144	35349	31232	35626	36887	42481	31030	35328
250	31618	35924	37472	42930	31402	35616	31505	35904	37267	42869	31295	35599

**Tabla C-21.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 330, IPN 320 y VP 350x48,3 usando láminas 1,5" y 3".

Ancho efectivo (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 330				IPN 320				VP 350x48,3				IPE 330	IPN 320	VP 350x48,3
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
100	26773	29017	33360	37679	28236	30773	35743	40726	28603	30659	34589	38465	35553	37898	36780
110	27563	29854	34272	38664	29148	31756	36844	41933	29316	31401	35379	39306	36685	39242	37770
120	28289	30616	35096	39551	29994	32661	37846	43027	29966	32072	36087	40059	37716	40478	38664
130	28957	31314	35845	40353	30779	33496	38764	44023	30560	32683	36727	40738	38659	41617	39476
140	29576	31957	36528	41085	31511	34270	39607	44935	31105	33240	37308	41355	39524	42670	40215
150	30149	32549	37156	41756	32196	34989	40386	45774	31608	33751	37839	41919	40321	43648	40893
160	30682	33098	37734	42375	32836	35659	41106	46550	32073	34222	38327	42439	41058	44558	41516
170	31180	33607	38269	42947	33438	36286	41776	47270	32504	34657	38776	42919	41741	45406	42091
180	31645	34082	38765	43479	34003	36872	42400	47940	32905	35081	39193	43365	42377	46200	42624
190	32081	34525	39228	43977	34536	37423	42984	48567	33279	35437	39580	43781	42970	46945	43119
200	32490	34941	39661	44442	35040	37941	43531	49155	33629	35787	39941	44172	43525	47645	43580
210	32875	35331	40067	44880	35515	38429	44046	49708	33957	36115	40279	44539	44046	48303	44011
220	33239	35697	40448	45293	35966	38890	44530	50229	34265	36423	40596	44885	44535	48925	44415
230	33582	36043	40808	45684	36394	39326	44988	50723	34555	36712	40895	45213	44995	49512	44794
240	33907	36370	41147	46055	36800	39740	45421	51190	34829	36985	41177	45525	45430	50068	45151
250	34215	36679	41469	46407	37186	40132	45832	51635	35088	37242	41444	45821	45841	50595	45488

**Tabla C-22.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 330, IPN 320 y VP 350x48,3 usando láminas 6cm. y 2,5".

Ancho efectivo (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 330		IPN 320		VP 350x48,3		IPE 330		IPN 320		VP 350x48,3	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
100	31871	36859	33840	39572	33362	37849	31497	36640	33383	39283	33041	37674
110	32859	37927	35002	40864	34235	38768	32494	37723	34550	40588	33926	38609
120	33760	38891	36073	42041	35024	39592	33406	38701	35627	41779	34729	39448
130	34586	39767	37062	43119	35743	40337	34244	39591	36625	42870	35461	40205
140	35346	40567	37979	44109	36399	41012	35016	40404	37553	43874	36131	40893
150	36047	41300	38832	45022	37001	41628	35730	41150	38416	44801	36747	41521
160	36697	41975	39627	45867	37556	42194	36393	41838	39223	45660	37315	42098
170	37301	42599	40371	46653	38069	42715	37009	42474	39978	46459	37840	42629
180	37863	43179	41067	47385	38545	43196	37584	43064	40687	47203	38328	43120
190	38389	43718	41721	48068	38987	43643	38122	43613	41353	47899	38783	43575
200	38881	44221	42336	48709	39400	44060	38626	44126	41981	48551	39207	44000
210	39343	44693	42917	49311	39786	44449	39099	44607	42573	49164	39604	44396
220	39777	45136	43465	49877	40148	44814	39545	45058	43133	49741	39976	44768
230	40187	45553	43983	50412	40488	45157	39966	45482	43664	50285	40326	45117
240	40574	45946	44475	50917	40809	45481	40363	45883	44167	50800	40656	45446
250	40940	46318	44941	51395	41111	45786	40740	46262	44645	51288	40988	45756

**Tabla C-23.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 360, IPN 340 y VP 400x55,4 usando láminas 1,5" y 3".

Ancho efectivo (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 360				IPN 340				VP 400x55,4				IPE 360	IPN 340	VP 400x55,4
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
150	38836	41857	47606	53256	38344	41617	47913	54147	46689	50028	56299	62372	50886	51206	59591
160	39544	42591	48381	54077	39121	42434	48796	55094	47491	50853	57159	63273	51859	52304	60664
170	40208	43274	49099	54838	39853	43200	49618	55974	48242	51622	57957	64106	52765	53333	61662
180	40830	43914	49768	55545	40543	43919	50386	56794	48946	52339	58697	64879	53610	54297	62592
190	41416	44513	50392	56205	41194	44596	51105	57561	49607	53011	59387	65600	54401	55204	63463
200	41968	45075	50975	56823	41811	45234	51780	58281	50230	53641	60033	66273	55143	56058	64278
210	42489	45604	51523	57403	42396	45836	52415	58957	50818	54234	60638	66905	55841	56864	65044
220	42982	46103	52038	57949	42952	46407	53014	59595	51373	54792	61206	67499	56498	57626	65765
230	43449	46575	52524	58465	43480	46947	53579	60199	51898	55319	61741	68059	57119	58347	66445
240	43892	47021	52983	58953	43982	47460	54115	60770	52397	55817	62246	68589	57705	59032	67088
250	44312	47444	53418	59416	44461	47948	54624	61313	52870	56289	62724	69091	58261	59681	67896
260	44713	47846	53830	59857	44918	48413	55107	61829	53319	56737	63177	69568	58787	60300	68272
270	45094	48227	54222	60277	45355	48855	55566	62321	53747	57162	63607	70022	59288	60888	68820
280	45458	48591	54595	60679	45773	49278	56005	62791	54155	57567	64016	70455	59764	61450	69340
290	45805	48938	54951	61062	46173	49682	56423	63241	54545	57953	64406	70868	60218	61986	69835
300	46137	49269	55291	61430	46556	50068	56823	63672	54917	58321	64778	71265	60651	62498	70308

**Tabla C-24.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 360, IPN 340 y VP 400x55,4 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5”					
	IPE 360		IPN 340		VP 400x55,4		IPE 360		IPN 340		VP 400x55,4	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
150	45857	52404	45822	53033	54243	61344	45394	52158	45288	52730	53709	61057
160	46717	53303	46784	54064	55201	62335	46267	53073	46261	53776	54682	62065
170	47519	54137	47687	55023	56094	63252	47084	53922	47175	54750	55591	62999
180	48270	54913	48534	55919	56928	64104	47848	54712	48036	55660	56441	63867
190	48973	55637	49333	56758	57709	64898	48565	55449	48847	56513	57237	64676
200	49634	56313	50086	57545	58442	65640	49240	56138	49612	57314	57986	65433
210	50255	56948	50797	58286	59131	66335	49876	56785	50337	58068	58691	66141
220	50842	57544	51471	58983	59780	66988	50476	57393	51024	58778	59356	66807
230	51396	58106	52109	59643	60393	67602	51043	57966	51675	59449	59984	67434
240	51920	58637	52715	60266	60973	68181	51580	58507	52294	60065	60579	68025
250	52417	59139	53291	60858	61523	68729	52090	59019	52884	60687	61143	68584
260	52889	59614	53840	61419	62044	69248	52575	59504	53445	61260	61678	69113
270	53338	60066	54363	61953	62539	69740	53036	59964	53981	61804	62187	69615
280	53765	60496	54863	62462	63010	70207	53475	60402	54492	62323	62701	70093
290	54172	60905	55340	62947	63459	70653	53893	60819	54982	62817	63133	70547
300	54561	61296	55796	63411	63887	71077	54293	61217	55450	63290	63574	70980

**Tabla C-25.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 400, IPN 360 y VP 420x65,7 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5”												Lámina de 3”		
	IPE 400				IPN 360				VP 420x65,7				IPE 400	IPN 360	VP 420x65,7
	espesor de concreto (cm)												espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
150	51556	55450	62801	69918	45498	49321	56660	63879	55050	59152	66850	74253	66053	59909	70075
160	52517	56453	63866	71041	46433	50312	57738	65035	56074	60217	67975	75433	67361	61229	71452
170	53422	57392	64856	72082	47317	51243	58743	66111	57037	61214	69021	76527	68584	62469	72739
180	54274	58272	65779	73050	48153	52120	59685	67115	57944	62148	69996	77544	69730	63635	73945
190	55079	59100	66643	73954	48946	52947	60568	68055	58801	63026	70907	78492	70806	64735	75076
200	55840	59879	67452	74801	49698	53729	61399	68937	59610	63853	71761	79380	71819	65773	76141
210	56561	60615	68213	75595	50413	54470	62182	69767	60377	64634	72563	80213	72774	66755	77144
220	57245	61311	68930	76343	51093	55172	62921	70550	61103	65371	73318	80996	73675	67686	78092
230	57894	61970	69606	77049	51741	55839	63621	71290	61794	66069	74030	81735	74529	68569	78988
240	58512	62595	70246	77716	52360	56473	64284	71992	62450	66731	74704	82434	75337	69407	79837
250	59100	63188	70851	78349	52950	57077	64913	72657	63075	67360	75342	83096	76105	70206	80643
260	59662	63753	71427	78950	53515	57654	65512	73291	63671	67957	75947	83724	76834	70966	81409
270	60198	64291	71973	79522	54055	58204	66082	73894	64240	68527	76522	84322	77529	71692	82137
280	60710	64804	72494	80067	54573	58729	66626	74470	64783	69069	77069	84891	78190	72385	82831
290	61200	65293	72990	80588	55070	59232	67146	75021	65303	69587	77591	85435	78822	73047	83493
300	61669	65762	73464	81086	55546	59714	67643	75548	65801	70083	78089	85954	79425	73682	84126

**Tabla C-26.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 400, IPN 360 y VP 420x65,7 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5”					
	IPE 400		IPN 360		VP 420x65,7		IPE 400		IPN 360		VP 420x65,7	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
150	60052	68396	53903	62294	63877	72591	59371	68000	53228	61888	63146	72164
160	61214	69622	55061	63546	65105	73881	60546	69244	54395	63155	64388	73473
170	62302	70761	56151	64714	66256	75080	61648	70402	55496	64339	65553	74691
180	63324	71824	57178	65807	67335	76198	62685	71482	56534	65449	66648	75827
190	64285	72818	58147	66834	68350	77243	63661	72493	57516	66491	67680	76890
200	65190	73750	59064	67798	69306	78222	64582	73442	58446	67471	68652	77887
210	66045	74626	59932	68708	70208	79141	65453	74333	59328	68396	69572	78823
220	66854	75450	60756	69566	71061	80006	66278	75173	60165	69269	70442	79705
230	67620	76228	61539	70378	71869	80822	67060	75966	60962	70095	71267	80537
240	68347	76963	62284	71147	72636	81594	67802	76715	61721	70878	72050	81324
250	69037	77659	62993	71877	73363	82324	68509	77425	62444	71622	72794	82069
260	69694	78319	63670	72572	74056	83016	69181	78099	63135	72329	73503	82775
270	70320	78947	64316	73232	74715	83674	69822	78739	63795	73003	74179	83446
280	70917	79544	64933	73862	75344	84299	70434	79349	64426	73645	74823	84085
290	71487	80113	65524	74464	75944	84896	71019	79930	65031	74258	75439	84694
300	72031	80657	66091	75039	76518	85464	71578	80484	65611	74844	76028	85274



**Tabla C-27.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 450, IPN 380 y IPN 400 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 450				IPN 380				IPN 400				IPN 400	IPN 380	IPN 450
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
150	70294	75424	85050	94249	53259	57657	66085	74333	62078	67111	76754	86160	88003	69216	79686
160	71623	76822	86547	95826	54363	58831	67371	75716	63369	68494	78281	87805	89793	70770	81501
170	72879	78136	87944	97292	55408	59939	68575	77005	64596	69802	79713	89342	91475	72232	83215
180	74068	79374	89251	98658	56400	60984	69704	78209	65763	71040	81059	90780	93057	73612	84836
190	75195	80542	90476	99935	57342	61974	70766	79338	66875	72214	82328	92131	94549	74915	86371
200	76265	81646	91628	101132	58238	62911	71766	80398	67936	73329	83525	93401	95957	76149	87828
210	77282	82692	92713	102256	59092	63800	72710	81397	68948	74389	84658	94599	97290	77319	89212
220	78250	83684	93737	103315	59907	64645	73603	82340	69916	75398	85730	95731	98553	78430	90529
230	79173	84625	94706	104315	60684	65449	74449	83232	70842	76361	86748	96802	99751	79486	91784
240	80053	85521	95623	105261	61428	66215	75252	84077	71728	77280	87715	97818	100890	80491	92980
250	80894	86374	96493	106157	62139	66946	76015	84879	72578	78158	88636	98783	101974	81449	94123
260	81698	87187	97320	107008	62820	67644	76741	85643	73394	78997	89513	99702	103006	82363	95215
270	82468	87963	98107	107818	63473	68311	77434	86370	74177	79802	90350	100578	103991	83236	96260
280	83205	88705	98856	108589	64100	68950	78095	87064	74930	80572	91150	101413	104932	84072	97261
290	83912	89414	99572	109325	64702	69562	78726	87728	75655	81312	91915	102212	105831	84872	98221
300	84591	90094	100256	110028	65280	70148	79331	88363	76352	82022	92647	102977	106691	85638	99142

**Tabla C-28.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 450, IPN 380 y IPN 400 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						Lámina de 2,5"					
	IPE 450		IPN 380		IPN 400		IPE 450		IPN 380		IPN 400	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
150	80742	91614	62594	72210	72410	83386	79735	90981	61767	71689	71409	82731
160	82341	93319	63959	73697	74006	85141	81343	92706	63139	73192	73009	84501
170	83844	94911	65247	75088	75516	86788	82859	94318	64435	74600	74525	86165
180	85262	96400	66463	76394	76947	88337	84291	95829	65662	75923	75964	87732
190	86600	97798	67615	77622	78306	89797	85644	97247	66825	77168	77332	89209
200	87867	99111	68706	78778	79596	91176	86927	98581	67929	78341	78633	90606
210	89066	100348	69742	79870	80824	92479	88143	99839	68978	79450	79873	91927
220	90204	101516	70727	80902	81994	93714	89299	101027	69977	80499	81056	93180
230	91285	102620	71665	81880	83109	94886	90398	102150	70929	81493	82186	94370
240	92314	103666	72559	82808	84175	95999	91445	103215	71837	82437	83266	95501
250	93294	104658	73412	83690	85194	97059	92444	104226	72705	83335	84299	96579
260	94229	105600	74227	84529	86168	98069	93397	105186	73535	84189	85289	97606
270	95122	106497	75006	85329	87102	99032	94308	106101	74329	85004	86239	98586
280	95975	107351	75752	86092	87998	99953	95180	106972	75090	85781	87150	99523
290	96791	108166	76467	86821	88857	100833	96014	107804	75820	86524	88025	100419
300	97573	108945	77153	87519	89682	101676	96815	108599	76521	87235	88866	101278

**Tabla C-29.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE 500, IPN 425 y IPN 450 usando láminas 1,5” y 3”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 1,5"												Lámina de 3"		
	IPE 500				IPN 425				IPN 450				IPN 450	IPN 425	IPN 500
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)		
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14	14	14	14
150	94321	100992	113487	125335	74596	80475	91743	102701	88548	95351	108404	121078	115769	94318	110489
160	96118	102900	115555	127524	76141	82141	93599	104710	90371	97330	110630	123502	118175	96483	113041
170	97824	104702	117493	129566	77613	83721	95345	106591	92115	99214	112732	125778	120446	98535	115467
180	99446	106407	119313	131474	79017	85221	96991	108356	93783	101008	114719	127918	122592	100481	117775
190	100990	108022	121027	133262	80360	86648	98546	110016	95382	102719	116601	129936	124624	102331	119975
200	102462	109556	122643	134942	81643	88007	100018	111581	96915	104353	118387	131842	126551	104091	122074
210	103866	111013	124169	136524	82872	89302	101412	113059	98386	105914	120083	133645	128381	105767	124078
220	105208	112399	125614	138016	84049	90539	102736	114457	99799	107409	121696	135354	130120	107366	125994
230	106491	113720	126983	139427	85178	91720	103995	115783	101157	108840	123233	136977	131776	108893	127828
240	107719	114980	128284	140763	86263	92851	105193	117041	102464	110212	124699	138519	133355	110352	129585
250	108896	116184	129519	142030	87304	93933	106335	118238	103723	111528	126098	139988	134861	111748	131269
260	110024	117334	130696	143235	88306	94971	107425	119378	104935	112793	127436	141388	136301	113086	132886
270	111108	118435	131818	144381	89269	95966	108467	120465	106104	114008	128717	142725	137677	114368	134439
280	112148	119490	132889	145473	90197	96922	109463	121503	107232	115177	129944	144003	138995	115599	135932
290	113149	120502	133912	146516	91092	97841	110418	122497	108322	116303	131120	145227	140258	116781	137389
300	114112	121472	134891	147512	91954	98725	111333	123448	109374	117387	132249	146399	141469	117917	138752

**Tabla C-30.** Momentos de inercia de la sección trasformada (cm<sup>4</sup>), para perfiles IPE500, IPN 425 y IPN 450 usando láminas 6cm. y 2,5”.

Ancho efectivo be (cm)	Lámina de 6 cm						lámina de 2,5"					
	IPE 500		IPN 425		IPN 450		IPE 500		IPN 425		IPN 450	
	espesor de concreto (cm)						espesor de concreto (cm)					
	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14	12	14
150	107056	121094	86208	98994	101510	116274	105621	120133	84972	98150	100010	115214
160	109211	123427	88116	101114	103762	118803	107779	122486	86878	100284	102252	117754
170	111248	125614	89927	103110	105906	121192	109822	124694	88689	102296	104390	120156
180	113177	127670	91649	104993	107950	123452	111761	126772	90414	104196	106431	122431
190	115007	129605	93287	106773	109901	125593	113602	128730	92058	105993	108383	124589
200	116744	131430	94848	108457	111765	127625	115353	130579	93628	107696	110250	126638
210	118397	133155	96338	110054	113548	129556	117021	132328	95127	109311	112039	128588
220	119970	134788	97760	111569	115255	131393	118610	133984	96560	110846	113753	130445
230	121469	136336	99120	113011	116891	133144	120128	135556	97932	112307	115399	132215
240	122901	137806	100422	114383	118461	134814	121578	137050	99248	113699	116979	133906
250	124268	139203	101669	115691	119967	136409	122965	138471	100509	115026	118498	135521
260	125576	140534	102865	116940	121415	137934	124293	139824	101720	116294	119959	137067
270	126828	141803	104013	118133	122807	139393	125565	141116	102883	117507	121365	138548
280	128028	143013	105115	119274	124146	140792	126786	142349	104002	118667	122720	139967
290	129180	144171	106176	120367	125437	142133	127958	143528	105078	119779	124026	141329
300	130285	145278	107196	121415	126680	143421	129085	144656	106115	120845	125286	142637

## APÉNDICE D

A continuación se presentan las tablas de capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para los perfiles IPE, IPN y VP variando los anchos efectivos en un rango entre 70cm. y 300cm. Se utilizó un  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y un factor de minoración  $\emptyset = 0,85$ . Los valores sombreados en azul representan aquellos donde el eje neutro corta el ala del perfil y los sombreados en verde los que cortan el alma.

**Tabla D-1.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE100 e IPN 100 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 100				IPN 100			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14
70	2827	3046	3484	3922	2903	3128	3578	4029
80	2857	3076	3514	3951	2934	3159	3610	4060
90	2880	3099	3537	3974	2958	3184	3634	4085
100	2898	3117	3555	3993	2978	3203	3654	4104
110	2914	3132	3570	4008	2994	3219	3670	4120
120	2926	3145	3583	4020	3007	3232	3683	4133
130	2937	3156	3593	4031	3018	3244	3694	4145
140	2946	3165	3602	4040	3028	3253	3704	4154
150	2954	3173	3610	4048	3036	3262	3712	4163
160	2961	3180	3617	4055	3044	3269	3720	4170
170	2967	3186	3623	4061	3050	3275	3726	4176
180	2972	3191	3629	4067	3056	3281	3732	4182
190	2977	3196	3634	4071	3061	3286	3737	4187
200	2981	3200	3638	4076	3066	3291	3741	4192
210	2985	3204	3642	4080	3070	3295	3746	4196
220	2989	3208	3646	4083	3074	3299	3749	4200

**Tabla D-2.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 120, IPN 120 y VP 120x9,7 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 120				IPN 120				VP 120x9,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
70	3819	4099	4660	5221	4076	4378	4981	5585	3583	3844	4367	4890
80	3867	4148	4709	5270	4132	4434	5038	5641	3625	3887	4409	4932
90	3905	4186	4747	5308	4176	4478	5081	5685	3658	3919	4442	4965
100	3935	4216	4777	5338	4211	4513	5116	5720	3684	3946	4468	4991
110	3960	4241	4802	5363	4240	4542	5145	5749	3706	3967	4490	5013
120	3981	4261	4822	5383	4264	4565	5169	5772	3724	3985	4508	5031
130	3998	4279	4840	5401	4284	4586	5189	5793	3739	4000	4523	5046
140	4013	4294	4855	5416	4301	4603	5206	5810	3752	4013	4536	5059
150	4026	4307	4868	5429	4316	4618	5221	5825	3763	4024	4547	5070
160	4037	4318	4879	5440	4329	4631	5235	5838	3773	4034	4557	5080
170	4047	4328	4889	5450	4341	4643	5246	5850	3782	4043	4566	5088
180	4056	4337	4898	5459	4351	4653	5256	5860	3789	4051	4573	5096
190	4064	4345	4906	5467	4360	4662	5266	5869	3796	4058	4580	5103
200	4071	4352	4913	5474	4369	4670	5274	5877	3802	4064	4587	5109
210	4078	4358	4919	5480	4376	4678	5281	5885	3808	4069	4592	5115
220	4084	4364	4925	5486	4383	4685	5288	5892	3813	4075	4597	5120



**Tabla D-3.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 140, IPN 140 y VP 140x12,4 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 140				IPN 140				VP 140x12,4			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
70	4976	5324	6021	6718	5449	5835	6609	7382	4815	5151	5822	6494
80	5051	5399	6096	6793	5541	5928	6701	7475	4884	5220	5892	6563
90	5109	5458	6155	6852	5613	6000	6773	7547	4939	5274	5946	6617
100	5156	5504	6201	6898	5670	6057	6831	7604	4982	5318	5989	6661
110	5194	5542	6239	6936	5717	6104	6878	7651	5017	5353	6025	6696
120	5226	5574	6271	6968	5757	6143	6917	7690	5047	5383	6054	6726
130	5253	5601	6298	6995	5790	6177	6950	7724	5072	5408	6079	6751
140	5276	5624	6321	7018	5818	6205	6979	7752	5093	5429	6101	6772
150	5296	5644	6341	7038	5843	6230	7003	7777	5112	5448	6119	6791
160	5313	5662	6359	7056	5865	6251	7025	7798	5128	5464	6135	6807
170	5329	5677	6374	7071	5884	6270	7044	7817	5143	5478	6150	6821
180	5343	5691	6388	7085	5900	6287	7061	7834	5155	5491	6163	6834
190	5355	5703	6400	7097	5916	6302	7076	7849	5167	5502	6174	6845
200	5366	5714	6411	7108	5929	6316	7089	7863	5177	5513	6184	6856
210	5376	5724	6421	7118	5942	6328	7102	7875	5186	5522	6194	6865
220	5385	5733	6430	7127	5953	6339	7113	7886	5195	5530	6202	6873

**Tabla D-4.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 160, IPN 160 y VP 160x16,4 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 160				IPN 160				VP 160x16,4			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
70	6359	6786	7641	8495	7076	7561	8530	9499	6575	7019	7907	8796
80	6472	6899	7753	8608	7221	7706	8675	9644	6697	7141	8029	8918
90	6560	6987	7841	8695	7334	7819	8788	9757	6792	7236	8124	9012
100	6630	7057	7911	8765	7424	7909	8878	9847	6868	7312	8200	9088
110	6687	7114	7969	8823	7498	7983	8952	9921	6930	7374	8262	9150
120	6735	7162	8016	8871	7560	8044	9013	9982	6981	7425	8314	9202
130	6776	7203	8057	8911	7612	8096	9065	10034	7025	7469	8357	9246
140	6810	7237	8092	8946	7656	8141	9110	10079	7063	7507	8395	9283
150	6840	7267	8122	8976	7695	8180	9149	10118	7095	7539	8427	9316
160	6867	7294	8148	9002	7729	8213	9182	10151	7124	7568	8456	9344
170	6890	7317	8171	9025	7759	8243	9212	10181	7149	7593	8481	9369
180	6910	7338	8192	9046	7785	8270	9239	10208	7171	7615	8503	9392
190	6929	7356	8210	9065	7809	8294	9263	10232	7191	7635	8523	9412
200	6945	7373	8227	9081	7830	8315	9284	10253	7209	7653	8541	9429
210	6961	7388	8242	9096	7850	8334	9303	10272	7225	7669	8557	9446
220	6974	7401	8256	9110	7867	8352	9321	10290	7240	7684	8572	9461

**Tabla D-5.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 180, IPN 180 y VP 180x17,7 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 180				IPN 180				VP 180x17,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
70	7867	8375	9390	10406	8692	9527	10713	11899	7504	7985	8945	9906
80	8026	8534	9550	10565	9151	9744	10930	12116	7647	8127	9088	10048
90	8150	8658	9674	10689	9320	9913	11099	12285	7758	8238	9199	10159
100	8249	8757	9773	10789	9455	10048	11234	12420	7846	8327	9287	10248
110	8330	8838	9854	10870	9566	10159	11345	12530	7919	8399	9360	10320
120	8398	8906	9922	10937	9658	10251	11437	12623	7979	8460	9420	10381
130	8455	8963	9979	10995	9736	10329	11515	12701	8031	8511	9471	10432
140	8504	9012	10028	11044	9803	10396	11582	12767	8074	8555	9515	10476
150	8547	9055	10070	11086	9861	10454	11640	12825	8112	8593	9553	10514
160	8584	9092	10108	11123	9912	10504	11690	12876	8146	8626	9586	10547
170	8617	9125	10140	11156	9956	10549	11735	12921	8175	8655	9616	10576
180	8646	9154	10170	11185	9996	10589	11775	12960	8201	8681	9642	10602
190	8672	9180	10196	11211	10032	10624	11810	12996	8224	8705	9665	10626
200	8695	9203	10219	11235	10064	10656	11842	13028	8245	8726	9686	10647
210	8717	9225	10240	11256	10093	10685	11871	13057	8264	8745	9705	10666
220	8736	9244	10260	11275	10119	10712	11898	13083	8282	8762	9722	10683

**Tabla D-6.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 200, IPN 200 y VP 200x24,1 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 200				IPN 200				VP 200x24,1			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
70	9411	10299	11511	12722	10415	11412	13124	14544	9871	10846	12248	13553
80	9899	10526	11737	12949	10925	12016	13436	14855	10364	11207	12511	13816
90	10097	10702	11914	13125	11419	12258	13678	15097	10759	11411	12716	14021
100	10238	10843	12055	13266	11742	12452	13871	15291	10922	11575	12880	14184
110	10353	10959	12170	13381	11901	12610	14030	15449	11056	11709	13013	14318
120	10449	11055	12266	13477	12033	12742	14162	15581	11168	11820	13125	14430
130	10531	11136	12347	13559	12144	12854	14274	15693	11262	11915	13219	14524
140	10600	11206	12417	13628	12240	12950	14369	15789	11343	11996	13300	14605
150	10661	11266	12478	13689	12323	13033	14452	15872	11413	12066	13370	14675
160	10714	11319	12531	13742	12396	13106	14525	15945	11475	12127	13432	14737
170	10760	11366	12577	13788	12460	13170	14589	16009	11529	12181	13486	14791
180	10802	11407	12619	13830	12517	13227	14646	16066	11577	12229	13534	14839
190	10839	11445	12656	13867	12568	13278	14697	16117	11620	12272	13577	14882
200	10872	11478	12689	13900	12614	13323	14743	16162	11659	12311	13616	14921
210	10903	11508	12719	13931	12655	13365	14784	16204	11694	12346	13651	14956
220	10930	11536	12747	13958	12693	13403	14822	16242	11726	12378	13683	14988

**Tabla D-7.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 220 e IPN 220 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 220				IPN 220			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14
100	12452	13162	14581	16001	14027	15189	16868	18546
110	12610	13320	14740	16159	14517	15411	17089	18768
120	12742	13452	14872	16291	14756	15595	17274	18953
130	12854	13564	14983	16403	14912	15752	17430	19109
140	12950	13660	15079	16499	15046	15886	17564	19243
150	13033	13743	15162	16582	15162	16002	17680	19359
160	13106	13815	15235	16654	15264	16103	17782	19461
170	13170	13879	15299	16718	15353	16193	17872	19550
180	13227	13936	15356	16775	15433	16272	17951	19630
190	13278	13987	15407	16826	15504	16344	18023	19701
200	13323	14033	15453	16872	15569	16408	18087	19765
210	13365	14075	15494	16914	15627	16466	18145	19823
220	13403	14112	15532	16951	15679	16519	18197	19876
230	13437	14147	15566	16986	15728	16567	18246	19924
240	13469	14178	15598	17017	15772	16611	18290	19969
250	13498	14208	15627	17047	15812	16652	18330	20009

**Tabla D-8.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 240, IPN 240 y VP 250x29,1 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 240				IPN 240				VP 250x29,1			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
100	14768	15890	17552	19214	16500	17924	20190	22150	14736	15696	17286	18875
110	15254	16108	17769	19431	17013	18533	20492	22451	15100	15895	17485	19074
120	15458	16289	17950	19612	17513	18785	20744	22703	15266	16061	17650	19240
130	15611	16442	18103	19765	18000	19597	20957	22916	15406	16201	17790	19380
140	15742	16573	18235	19896	18200	19180	21139	23098	15526	16321	17910	19500
150	15856	16687	18348	20010	18358	19338	21297	23256	15630	16425	18014	19604
160	15955	16786	18448	20110	18497	19476	21436	23395	15721	16516	18105	19695
170	16043	16874	18536	20198	18619	19598	21558	23517	15802	16596	18186	19775
180	16121	16952	18614	20276	18727	19707	21666	23625	15873	16668	18257	19847
190	16191	17022	18684	20346	18824	19804	21763	23723	15937	16732	18321	19911
200	16254	17085	18747	20408	18912	19891	21851	23810	15994	16789	18379	19968
210	16311	17142	18803	20465	18991	19970	21930	23889	16046	16841	18431	20020
220	16363	17193	18855	20517	19063	20042	22002	23961	16094	16888	18478	20067
230	16410	17241	18902	20564	19128	20108	22067	24026	16137	16932	18521	20111
240	16453	17284	18946	20607	19189	20168	22127	24087	16176	16971	18561	20150
250	16493	17324	18985	20647	19244	20223	22183	24142	16213	17008	18597	20187

**Tabla D-9.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE270, IPN 260 y IPN 280 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 270				IPN 260				IPN 280			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
100	17927	19338	21580	23531	19375	20841	23877	26142	22656	24164	27490	30481
110	18432	19929	21879	23830	19909	21495	24280	26546	23212	24845	28417	31009
120	18927	20178	22129	24080	20432	22132	24617	26882	23756	25510	28857	31450
130	19412	20389	22340	24291	20943	22636	24901	27166	24290	26159	29230	31823
140	19595	20570	22521	24471	21442	22880	25145	27410	24812	26792	29550	32142
150	19751	20727	22677	24628	21929	23091	25356	27622	25324	27234	29826	32419
160	19889	20864	22815	24765	22143	23276	25541	27807	25824	27476	30069	32661
170	20010	20985	22936	24886	22307	23439	25705	27970	26313	27690	30282	32875
180	20117	21092	23043	24994	22452	23584	25850	28115	26584	27880	30472	33065
190	20213	21189	23139	25090	22581	23714	25979	28245	26754	28050	30642	33235
200	20300	21275	23226	25177	22698	23831	26096	28361	26907	28203	30795	33388
210	20378	21354	23304	25255	22804	23937	26202	28467	27045	28341	30934	33526
220	20450	21425	23376	25326	22900	24033	26298	28563	27171	28467	31060	33652
230	20515	21490	23441	25392	22988	24120	26386	28651	27286	28582	31175	33767
240	20574	21550	23500	25451	23068	24201	26466	28731	27391	28687	31280	33872
250	20629	21605	23555	25506	23142	24275	26540	28805	27488	28784	31377	33969

**Tabla D-10.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 300, IPN 300 y VP 300x41,3 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 300				IPN 300				VP 300x41,3			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
100	21831	23276	26345	28632	26314	27862	31274	35082	21464	22903	25856	28092
110	22353	23923	26756	29043	26890	28569	32259	35758	21983	23546	26249	28485
120	22866	24556	27099	29385	27456	29260	33218	36322	22493	24176	26577	28812
130	23371	25102	27389	29675	28011	29936	33866	36799	22995	24618	26854	29089
140	23867	25351	27637	29924	28555	30597	34275	37208	23487	24856	27091	29327
150	24354	25566	27853	30139	29089	31243	34629	37562	23944	25062	27297	29533
160	24611	25755	28041	30328	29613	31875	34939	37872	24124	25242	27477	29713
170	24778	25921	28207	30494	30125	32280	35213	38145	24283	25401	27636	29872
180	24925	26069	28355	30642	30627	32523	35456	38388	24424	25542	27778	30013
190	25058	26201	28487	30774	31119	32741	35673	38606	24551	25668	27904	30139
200	25177	26320	28606	30893	31470	32937	35869	38802	24664	25782	28018	30253
210	25284	26428	28714	31001	31648	33114	36046	38979	24767	25885	28121	30356
220	25382	26526	28812	31099	31809	33275	36207	39140	24861	25979	28214	30450
230	25472	26615	28901	31188	31956	33422	36354	39287	24946	26064	28300	30535
240	25554	26697	28983	31270	32090	33557	36489	39422	25025	26142	28378	30613
250	25629	26772	29059	31345	32214	33681	36613	39546	25097	26215	28450	30686

**Tabla D-11.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 330, IPN 320 y VP 350x48,3 usando  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 330				IPN 320				VP 350x48,3			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
100	26505	27986	31288	34450	30492	32080	35577	39502	27501	28968	32252	35305
110	27045	28655	32239	35006	31089	32812	36599	40841	28034	29630	33198	35844
120	27577	29312	32810	35470	31675	33530	37596	41673	28559	30282	33675	36293
130	28101	29958	33202	35863	32252	34233	38568	42277	29077	30922	34055	36673
140	28616	30591	33539	36199	32818	34922	39493	42796	29587	31552	34381	36999
150	29123	31170	33830	36491	33375	35596	39943	43245	30090	32045	34663	37281
160	29622	31425	34085	36746	33921	36256	40336	43638	30585	32292	34910	37528
170	30113	31650	34310	36971	34457	36902	40683	43985	31073	32510	35128	37746
180	30520	31850	34510	37171	34983	37534	40991	44293	31395	32704	35322	37940
190	30699	32029	34689	37350	35499	37964	41267	44569	31568	32877	35495	38113
200	30860	32190	34851	37511	36004	38213	41515	44817	31724	33033	35651	38269
210	31006	32336	34996	37657	36500	38437	41739	45042	31865	33174	35792	38410
220	31138	32468	35129	37789	36986	38641	41944	45246	31994	33303	35921	38539
230	31259	32589	35250	37910	37177	38828	42130	45432	32111	33420	36038	38656
240	31370	32700	35361	38021	37348	38999	42301	45603	32218	33527	36145	38763
250	31472	32802	35463	38123	37505	39156	42458	45760	32317	33626	36244	38862

**Tabla D-12.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 360, IPN 340 y VP 400x55,4 usando  $f'c = 200$  Kg/cm<sup>2</sup> y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 360				IPN 340				VP 400x55,4			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
150	34891	37043	40841	43930	38084	40369	45349	49284	37127	39255	42816	45816
160	35411	37681	41185	44275	38651	41057	46088	49773	37637	39884	43140	46141
170	35923	38307	41488	44578	39210	41731	46520	50205	38141	40426	43427	46427
180	36428	38669	41758	44848	39758	42391	46904	50589	38638	40681	43681	46682
190	36924	38910	42000	45090	40297	43038	47247	50932	39128	40909	43909	46910
200	37413	39127	42217	45307	40827	43670	47556	51241	39612	41113	44114	47114
210	37779	39324	42414	45503	41346	44151	47836	51521	39799	41299	44299	47300
220	37958	39503	42592	45682	41856	44405	48090	51775	39967	41467	44468	47468
230	38121	39666	42756	45845	42356	44638	48322	52007	40121	41621	44622	47622
240	38271	39816	42905	45995	42847	44850	48535	52220	40262	41762	44763	47763
250	38408	39953	43043	46133	43204	45046	48731	52416	40392	41892	44893	47893
260	38535	40080	43170	46260	43384	45227	48912	52596	40512	42012	45013	48013
270	38653	40198	43288	46377	43552	45394	49079	52764	40623	42123	45124	48124
280	38762	40307	43397	46487	43707	45549	49234	52919	40726	42226	45227	48227
290	38864	40409	43499	46588	43852	45694	49379	53064	40822	42322	45322	48323
300	38959	40504	43593	46683	43987	45829	49514	53199	40911	42411	45412	48412

**Tabla D-13.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 400, IPN 360 y VP 420x65,7 usando  $f'c = 200$  Kg/cm<sup>2</sup> y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 400				IPN 360				VP 420x65,7			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
150	42824	45042	49945	53613	43586	45941	51068	56159	44262	46460	51339	54897
160	43366	45708	50487	54078	44178	46658	52048	56772	44796	47118	51799	55352
170	43901	46363	50897	54489	44760	47362	53004	57312	45324	47768	52201	55754
180	44429	47007	51262	54853	45332	48052	53670	57792	45846	48407	52558	56111
190	44949	47641	51588	55179	45896	48730	54100	58222	46360	49038	52877	56430
200	45462	48265	51882	55473	46450	49394	54487	58609	46868	49611	53164	56717
210	45968	48856	52147	55739	46995	50045	54837	58959	47370	49871	53424	56977
220	46466	48798	52389	55980	47531	50683	55155	59277	47865	50108	53661	57214
230	46957	49018	52609	56201	48057	51308	55446	59568	48353	50324	53877	57430
240	47425	49220	52811	56403	48575	51589	55712	59834	48745	50521	54074	57627
250	47610	49406	52997	56589	49083	51834	55957	60079	48927	50703	54256	57809
260	47782	49578	53169	56760	49581	52061	56183	60306	49095	50871	54424	57977
270	47941	49737	53328	56919	50071	52270	56392	60515	49250	51027	54580	58133
280	48089	49884	53475	57067	50403	52464	56587	60709	49395	51171	54724	58277
290	48226	50022	53613	57204	50584	52645	56768	60890	49529	51306	54859	58412
300	48354	50150	53741	57332	50753	52814	56937	61059	49655	51431	54984	58537

**Tabla D-14.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 450, IPN 380 y IPN 400 usando  $f'c = 200$  Kg/cm<sup>2</sup> y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 450				IPN 380				IPN 400			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
150	53856	56147	61206	66464	49364	51780	57038	62866	55904	58383	63776	69751
160	54423	56844	62181	67099	49976	52523	58055	63853	56538	59153	64832	71112
170	54984	57531	63138	67660	50579	53253	59051	64511	57163	59910	65867	72441
180	55537	58208	63959	68158	51174	53971	60024	65095	57779	60656	66881	73168
190	56084	58874	64405	68604	51759	54676	60976	65618	58387	61389	67874	73804
200	56623	59531	64807	69006	52335	55368	61542	66089	58986	62110	68845	74377
210	57156	60179	65170	69369	52903	56048	61968	66515	59577	62820	69796	74895
220	57681	60816	65500	69699	53462	56715	62355	66902	60159	63517	70351	75366
230	58200	61443	65801	70000	54011	57370	62708	67256	60733	64201	70781	75796
240	58711	61879	66078	70277	54552	58011	63032	67580	61298	64874	71175	76190
250	59216	62133	66332	70531	55084	58641	63331	67878	61855	65535	71538	76553
260	59714	62368	66567	70766	55607	59058	63606	68153	62403	66183	71872	76887
270	60205	62585	66784	70983	56122	59313	63861	68408	62943	66819	72182	77197
280	60687	62787	66986	71185	56627	59550	64097	68645	63474	67443	72470	77485
290	60875	62974	67173	71372	57124	59770	64318	68865	63996	67723	72738	77753
300	61050	63150	67349	71548	57611	59976	64523	69071	64510	67973	72988	78003

**Tabla D-15.** Capacidades resistentes minoradas para momentos positivos  $\emptyset Mt$  (Kg-m), para perfiles IPE 500, IPN 425 y IPN 450 usando  $f'c = 200$  Kg/cm<sup>2</sup> y  $\emptyset = 0,85$ .

Ancho efectivo be (cm)	IPE 500				IPN 425				IPN 450			
	espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)				espesor de concreto (cm)			
	9	10	12	14	9	10	12	14	9	10	12	14
150	67774	70147	75378	81255	64722	67325	72874	79018	74336	77346	83059	89373
160	68369	70878	76401	82598	65431	68126	73975	80440	75223	78184	84205	90856
170	68958	71600	77408	83767	66082	68915	75056	81831	76028	79005	85333	92309
180	69540	72312	78398	84454	66724	69693	76117	83191	76751	79816	86441	93731
190	70115	73015	79372	85069	67358	70459	77158	84519	77414	80615	87529	95124
200	70684	73709	80330	85623	67984	71213	78178	85264	78066	81404	88598	96487
210	71246	74393	81193	86123	68601	71957	79178	85912	78711	82181	89648	97819
220	71802	75067	81648	86578	69211	72688	80158	86501	79349	82947	90679	98670
230	72351	75732	82064	86994	69812	73408	81118	87039	79978	83703	91690	99337
240	72893	76388	82445	87375	70405	74116	81923	87533	80600	84447	92681	99949
250	73429	77035	82795	87725	70991	74813	82376	87986	81214	85180	93654	100511
260	73958	77672	83118	88048	71567	75499	82795	88405	81820	85902	94606	101031
270	74480	78299	83418	88348	72136	76172	83183	88793	82418	86613	95264	101512
280	74996	78766	83696	88626	72697	76834	83543	89153	83009	87312	95711	101958
290	75506	79025	83955	88885	73250	77485	83878	89488	83591	88001	96127	102374
300	76008	79267	84197	89127	73794	78124	84191	89801	84166	88679	96515	102762

## APÉNDICE E

Tabla E-1 Propiedades de los perfiles IPE 80 a 600.

Perfil	Num.	Peso	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	A	$r_y$	$r_x$	$I_x$	$S_x$	$Z_x$	$C_1$	$C_2$	Dimensiones						$I_y$	$S_y$	$Z_y$	J	Cw
		$\frac{kgf}{m}$			cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	$\frac{kgf}{cm^2}$	$\frac{cm^4}{kgf^2}$	d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{fl}$	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>
		mm																					
IPE	80	6	4,42	15,8	7,64	1,05	3,24	80,1	20	23,2	334000	0,71069x10-7	80	46	5,2	3,8	10	7	8,5	3,7	5,8	0,698	120
IPE	100	8,1	4,82	18	10,3	1,24	4,07	171	34,2	39,4	302320	0,10267x10-6	100	55	5,7	4,1	13	9	15,9	5,8	9,1	1,24	350
IPE	120	10,4	5,08	21,4	13,2	1,45	4,9	318	53	60,7	261610	0,18278x10-6	120	64	6,3	4,4	13	9	27,7	8,6	13,6	1,74	890
IPE	140	12,9	5,29	23,8	16,4	1,65	5,74	541	77,3	88,3	237240	0,26916x10-6	140	73	6,9	4,7	14	9	44,9	12,3	19,2	2,45	1980
IPE	160	15,8	5,54	25,6	20,1	1,84	6,58	869	109	124	225780	0,32590x10-6	160	82	7,4	5	16	12	68,3	16,7	26,1	3,6	3960
IPE	180	18,8	5,69	27,5	23,9	2,05	7,42	1320	146	166	212020	0,41905x10-6	180	91	8	5,3	17	12	101	22,2	34,6	4,79	7430
IPE	200	22,4	5,88	28,2	28,5	2,24	8,26	1940	194	221	210340	0,43363x10-6	200	100	8,5	5,6	21	15	142	28,5	44,6	6,98	13000
IPE	220	26,2	5,98	30,2	33,4	2,48	9,11	2770	252	285	199820	0,52412x10-6	220	110	9,2	5,9	21	15	205	37,3	58,1	9,07	22700
IPE	240	30,7	6,12	30,6	39,1	2,69	9,97	3890	324	367	200540	0,50937x10-6	240	120	9,8	6,2	25	18	284	47,3	73,9	12,9	37400
IPE	270	36	6,62	33,3	45,9	3,02	11,2	5790	429	484	182190	0,75032x10-6	270	135	10,2	6,6	25	18	420	62,2	97	15,9	70600
IPE	300	42,2	7,01	34,9	53,8	3,35	12,5	8360	557	628	170800	0,98225x10-6	300	150	10,7	7,1	26	19	604	80,5	125	20,1	126000
IPE	330	49,1	6,96	36,3	62,6	3,55	13,7	11770	713	804	170180	0,99692x10-6	330	160	11,5	7,5	29	22	788	98,5	154	28,1	199000
IPE	360	57,1	6,69	37,3	72,7	3,79	15	16270	904	1020	166660	0,10874x10-5	360	170	12,7	8	31	22	1040	123	191	37,3	314000
IPE	400	66,3	6,67	38,4	84,5	3,95	16,5	23130	1160	1310	164450	0,11648x10-5	400	180	13,5	8,6	35	25	1320	146	229	51,1	490000
IPE	450	77,6	6,51	40,2	98,8	4,12	18,5	33740	1500	1700	156800	0,14513x10-5	450	190	14,6	9,4	36	26	1680	176	276	66,9	791000
IPE	500	91,1	6,25	41,8	116	4,31	20,4	48200	1930	2190	152570	0,16716x10-5	500	200	16	10,2	37	26	2140	214	336	89,3	1249000
IPE	550	105	6,1	42,2	134	4,45	22,3	67120	2440	2790	152220	0,17026x10-5	550	210	17,2	11,1	41	30	2670	254	401	123	1884000
IPE	600	122	5,79	42,8	156	4,66	24,3	92100	3070	3510	151190	0,17820x10-5	600	220	19	12	43	30	3390	308	486	165	2846000

**Tabla E-2** Propiedades de los perfiles IPN 80 a 450.

Perfil	Num.	Peso $\frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$b_f$	$\frac{h}{t_w}$	A $\text{cm}^2$	$r_y$ cm	$r_x$ cm	$I_x$ $\text{cm}^4$	$S_x$ $\text{cm}^3$	$Z_x$ $\text{cm}^3$	$C_1$ $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$C_2$ $\frac{\text{cm}^4}{\text{kgf}^2}$	Dimensiones						$I_y$ $\text{cm}^4$	$S_y$ $\text{cm}^3$	$Z_y$ $\text{cm}^3$	J $\text{cm}^4$	Cw $\text{cm}^6$
			$2t_f$	$t_w$									d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{fl}$					
															mm								
IPN	80	6,1	3,56	14,3	7,77	0,9	3,18	78,4	19,6	22	364085	0,48254x10-7	80	42	5,9	4,2	10	6	6,29	2,99	4,68	0,783	79
IPN	100	8,32	3,68	16,9	10,6	1,07	4,01	171	34,2	39,4	337320	0,68712x10-7	100	50	6,8	4,5	12	6	12,2	4,88	8,19	1,5	263
IPN	120	11,1	3,77	18	14,2	1,23	4,81	328	54,7	63,1	318270	0,88316x10-7	120	58	7,7	5,1	14	7	21,5	7,41	12,5	2,55	673
IPN	140	14,3	3,84	19,3	18,2	1,4	5,61	573	81,9	94,5	304030	0,10651x10-7	140	66	8,6	5,7	15	8	35,2	10,7	18	4,07	1510
IPN	160	17,9	3,89	20,3	23	1,55	6,4	935	117	136	302640	0,11162x10-6	160	74	9,5	6,3	16	13	54,7	14,8	24,9	6,57	3140
IPN	180	21,9	3,94	21,2	27,9	1,71	7,2	1450	161	187	293780	0,12610x10-6	180	82	10,4	6,9	17	14	81,3	19,8	33,2	9,58	5920
IPN	200	26,2	3,98	21,6	33,4	1,87	8	2140	214	250	287070	0,13827x10-6	200	90	11,3	7,5	19	15	117	26	43,5	13,5	10500
IPN	220	31	4,02	22,2	39,5	2,02	8,8	3060	278	324	282080	0,15050x10-6	220	98	12,2	8,1	20	16	162	33,1	55,7	18,6	17800
IPN	240	36,2	4,05	22,5	46,1	2,2	9,59	4250	354	412	277450	0,15966x10-6	240	106	13,1	8,7	22	18	221	41,7	70	25	28700
IPN	260	41,8	4,01	22,6	53,3	2,32	10,4	5740	442	514	276590	0,16344x10-6	260	113	14,1	9,4	24	22	288	51	85,9	33,5	44100
IPN	280	47,9	3,91	22,8	61	2,45	11,1	7590	542	632	277170	0,16363x10-6	280	119	15,2	10,1	25	20	364	61,2	103	44,2	64600
IPN	300	54,2	3,86	22,8	69	2,56	11,9	9800	653	762	298530	0,12292x10-6	300	125	16,2	10,8	27	22	451	72,2	121	56,8	91800
IPN	320	61	3,79	22,8	77,7	2,67	12,7	12500	782	914	277680	0,16581x10-6	320	131	17,3	11,5	29	23	555	84,7	143	72,5	129000
IPN	340	68,1	3,74	22,8	86,7	2,8	13,5	15700	923	1080	277500	0,16691x10-6	340	137	18,3	12,2	31	24	674	98,4	166	90,4	176000
IPN	360	76,1	3,67	22,6	97	2,9	14,2	19600	1090	1280	280330	0,16162x10-6	360	143	19,5	13	33	26	818	114	194	115	240000
IPN	380	84	3,63	22,8	107	3,02	15	24000	1260	1480	282000	0,16020x10-6	380	149	20,5	13,7	34	28	975	131	221	141	319000
IPN	400	92,6	3,59	22,8	118	3,13	15,7	29200	1460	1700	280660	0,16374x10-6	400	155	21,6	14,4	36	29	1160	149	253	170	420000
IPN	425	104	3,54	22,8	132	3,3	16,7	36970	1740	2100	254150	0,24175x10-6	425	163	23	15,3	38	31	1440	176	330	177	587500
IPN	450	115	3,5	22,7	147	3,43	17,7	45850	2040	2400	280960	0,16366x10-6	450	170	24,3	16,2	41	32	1730	203	345	267	791000

**Tabla E-3** Propiedades de los perfiles IPN 475 a 600.

Perfil	Num.	Peso $\frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	A cm <sup>2</sup>	r <sub>y</sub> cm	r <sub>x</sub> cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	C <sub>1</sub> $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	C <sub>2</sub> $\frac{\text{cm}^4}{\text{kgf}^2}$	Dimensiones						I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	J cm <sup>4</sup>	C <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>
													d	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d <sub>f</sub>	d <sub>fl</sub>					
													mm										
IPN	475	128	3,48	22,7	163	3,6	18,6	56500	2380	2870	255000	0,24323x10-6	475	178	25,6	17,1	43	34	2090	235	439	270	1067000
IPN	500	141	3,43	22,8	179	3,72	19,6	68700	2750	3240	282200	0,16198x10-6	500	185	27	18	45	36	2480	268	456	402	1400000
IPN	550	166	3,33	23,8	212	4,02	21,6	99180	3600	4240	272920	0,18389x10-6	550	200	30	19	49	40	3490	349	592	544	2390000
IPN	600	199	3,32	22,8	254	4,3	23,4	139000	4630	4920	257200	0,24173x10-6	600	215	32,4	21,6	54	43	4670	434	817	667	3821000

**Tabla E-4** Propiedades de los perfiles VP 120 a 420.

Perfil	Num.	Peso $\frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	A cm <sup>2</sup>	r <sub>y</sub> cm	r <sub>x</sub> cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	C <sub>1</sub> $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	C <sub>2</sub> $\frac{\text{cm}^4}{\text{kgf}^2}$	Dimensiones						I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	J cm <sup>4</sup>	C <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>
													d	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d <sub>f</sub>	d <sub>fl</sub>					
													mm										
VP	120x9,7	9,7	11,1	37	12,3	2,47	5,21	335	55,7	61,2	152000		120	100	4,5	3			75	15	22,7	0,7	2500
VP	140x12,4	12,4	8,33	42,7	15,8	2,51	6,11	592	84,5	92,7	168000		140	100	6	3			100	20	30,3	1,52	4490
VP	160x16,4	16,4	8,33	24,7	20,9	2,19	6,47	874	109	125	192000		160	100	6	6			100	20	31,3	2,52	5930
VP	180x17,7	17,7	10,4	37,3	22,6	2,94	7,43	1310	146	162	143000		180	125	6	4,5			195	31,3	47,7	2,29	14800
VP	200x24,1	24,1	6,94	40,4	30,7	3,09	8,62	2280	228	252	178000		200	125	9	4,5			293	46,9	71,2	6,44	26700
VP	250x29,1	29,1	8,33	51,6	37,4	3,68	10,8	4390	351	386	141000		250	150	9	4,5			506	67,5	102	7,8	73500
VP	300x41,3	41,3	6,25	46	52,6	3,58	12,7	8520	568	633	159000		300	150	12	6			676	90,1	138	18,7	140000
VP	350x48,3	48,3	7,29	54,3	61,6	4,17	14,9	13700	785	869	135000		350	175	12	6			1070	123	187	21,9	306000
VP	400x55,4	55,4	8,33	62,7	70,6	4,76	17,1	20700	1040	1140	118000		400	200	12	6			1600	160	243	25,1	602000
VP	420x65,7	65,7	8,33	44	83,6	4,38	17,2	24600	1170	1330	128000		420	200	12	9			1600	160	248	32,4	666000



**Tabla E-5** Propiedades de los perfiles W 10 a 30.

Perfil	Num.	Peso $\frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	A cm <sup>2</sup>	r <sub>y</sub> cm	r <sub>x</sub> cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	C <sub>1</sub> $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	C <sub>2</sub> $\frac{\text{cm}^4}{\text{kgf}^2}$	Dimensiones						I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	J cm <sup>4</sup>	C <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>
													d	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d <sub>f</sub>	d <sub>fl</sub>					
													mm										
W	10x19	28,7	5,1	34,3	36,5	2,21	10,5	4040	311	357	179500	0,88528x10-6	260	102	10	6,35	21	13	179	35	56,7	10,2	27800
W	10x30	57,3	5,69	28,7	57,3	3,5	11,1	7115	535	603	210330	0,40117x10-6	266	148	13	7,6	24	13	703	95,1	146	26,4	112000
W	10x49	72,9	8,94	22,4	92,9	6,46	11	11280	892	986	237670	0,20813x10-6	253	254	14,2	8,6	30	17	3880	306	463	57,8	553000
W	12x26	38,8	8,51	45,9	49,4	3,84	13,1	8520	550	611	131760	0,25942x10-5	310	165	9,7	5,8	22	13	727	88,1	135	12,7	164000
W	16x36	53,4	8,12	46	68	3,85	16,5	18600	923	1045	123420	0,38503x10-5	403	177	10,9	7,5	29	19	1010	114	177	22,8	387000
W	18x50	74,2	6,55	43,7	94,5	4,19	18,8	33250	1455	1650	139250	0,23544x10-5	457	190	14,5	9	32	21	1660	175	271	51,9	811000
W	18x65	96,6	5,08	34,4	123	4,31	19	44500	1910	2180	179370	0,85832x10-6	466	193	19	11,4	37	22	2280	237	368	114	1137000
W	21x62	92,6	6,7	45,4	118	4,49	21,7	55300	2075	2365	133076	0,29574x10-5	533	209	15,6	10,2	35	22	2380	228	355	77,2	1589000
W	21x73	109	5,61	39,9	139	4,61	21,9	66770	2480	2830	155610	0,15535x10-5	539	211	18,8	11,6	38	24	2950	280	437	128	1991000
W	24x76	114	6,59	50	145	4,87	24,6	87600	2880	3290	128590	0,34667x10-5	608	228	17,3	11,2	37	24	3425	300	469	113	2981000
W	30x116	172	6,18	49,9	221	5,57	30,5	205800	5400	6130	126340	0,39000x10-5	762	267	21,6	14,4	41	25	6870	515	810	246	9390900

**Tabla E-6** Propiedades de los perfiles HEB 100 a 200.

Perfil	Num.	Peso $\frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	A cm <sup>2</sup>	r <sub>y</sub> cm	r <sub>x</sub> cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	C <sub>1</sub> $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	C <sub>2</sub> $\frac{\text{cm}^4}{\text{kgf}^2}$	Dimensiones						I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	J cm <sup>4</sup>	C <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>
													d	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d <sub>f</sub>	d <sub>fl</sub>					
													mm										
HEB	100	20,4	5	9,3	26	2,53	4,16	450	89,9	104	499070	0,11722x10-7	100	100	10	6	22	15	167	33,5	51,4	9,25	3380
HEB	120	26,7	5,45	11,4	34	3,06	5,04	864	144	165	435195	0,19756x10-7	120	120	11	6,5	23	15	318	52,9	81	13,8	9410
HEB	140	33,8	5,83	13,1	43	3,58	5,93	1510	216	245	393770	0,28967x10-7	140	140	12	7	24	16	550	78,5	120	20,1	22500
HEB	160	42,6	6,15	13	54,3	4,05	6,78	2490	311	354	382900	0,32826x10-7	160	160	13	8	28	19	889	111	170	31,2	47900
HEB	180	51,2	6,43	21,2	65,3	4,57	7,66	3830	426	481	356510	0,43049x10-7	180	180	14	8,5	29	19	1360	151	231	42,2	93700
HEB	200	61,3	6,67	14,9	78,1	5,24	8,74	5700	570	621	319390	0,66263x10-7	200	200	15	9	33	23	2000	200	303	50,7	171000

**Tabla E-7** Propiedades de los perfiles HEB 220 a 1000.

Perfil	Num.	Peso	$b_f$	$\frac{h}{t_w}$	A	$r_y$	$r_x$	$I_x$	$S_x$	$Z_x$	$C_1$	$C_2$	Dimensiones						$I_y$	$S_y$	$Z_y$	J	Cw
		$\frac{kgf}{m}$	$2t_f$	d									$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{fl}$						
		$\frac{cm^2}{m}$	$cm^2$															$cm$					
HEB	220	71,4	6,88	16	91	5,59	9,43	8090	736	827	328190	0,58799x10-7	220	220	16	9,5	34	23	2840	258	394	76,6	295000
HEB	240	83,2	7,06	16,4	106	6,08	10,3	11260	938	1050	322280	0,63175x10-7	240	240	17	10	38	26	3920	327	498	103	487000
HEB	260	92,6	7,43	17,8	118	6,58	11,2	14900	1150	1280	304310	0,77437x10-7	260	260	17,5	10	41	29	5135	395	602	124	754000
HEB	280	103	7,78	18,7	131	7,09	12,1	19300	1380	1530	287940	0,96413x10-7	280	280	18	10,5	42	29	6600	471	718	144	1130000
HEB	300	117	7,89	18,9	149	7,58	13	25200	1680	1870	285915	0,99711x10-7	300	300	19	11	46	33	8560	571	870	185	1688000
HEB	320	126	7,32	19,5	161	7,57	13,8	30800	1930	2150	285310	0,10102x10-6	320	300	20,5	11,5	48	33	9240	616	939	225	2069000
HEB	340	134	6,98	20,2	171	7,53	14,6	36700	2160	2400	280790	0,10969x10-6	340	300	21,5	12	49	33	9690	646	986	257	2454000
HEB	360	142	6,67	20,8	181	7,49	15,5	43200	2400	2680	277130	0,11777x10-6	360	300	22,5	12,5	50	33	10140	676	1030	292	2883000
HEB	400	155	6,25	22,1	198	7,4	17,1	57700	2880	3230	266700	0,14182x10-6	400	300	24	13,5	51	34	10800	721	1100	356	3817000
HEB	450	171	5,77	24,6	218	7,33	19,1	79900	3550	3980	252400	0,17937x10-6	450	300	26	14	53	34	11700	781	1200	440	5258000
HEB	500	188	5,36	26,9	239	7,27	21,2	107200	4290	4815	207900	0,29380x10-6	500	300	28	14,5	55	34	12600	842	1290	538	7018000
HEB	550	199	5,17	29,2	254	7,17	23,2	136700	4970	5600	227250	0,28441x10-6	550	300	29	15	56	35	13100	872	1340	600	8856000
HEB	600	212	5	31,4	270	7,08	25,2	171000	5700	6425	215400	0,36386x10-6	600	300	30	15,5	57	35	13500	902	1390	667	10970000
HEB	650	225	4,84	33,4	286	7	27,1	210600	6480	7320	205260	0,44989x10-6	650	300	31	16	58	35	14000	932	1440	739	13360000
HEB	700	240	4,69	34,2	306	6,87	29	256900	7340	8330	198760	0,53351x10-6	700	300	32	17	59	36	14400	963	1500	831	16060000
HEB	800	262	4,55	38,5	334	6,68	32,8	359100	8980	10200	181100	0,80985x10-6	800	300	33	17,5	63	39	14900	994	1550	946	21840000
HEB	900	291	4,29	41,6	371	6,53	36,5	494100	11000	12600	171050	0,10644x10-5	900	300	35	18,5	65	39	15800	1050	1660	1140	29460000
HEB	1000	314	4,17	45,7	400	6,38	40,1	644700	12900	14900	158585	0,15080x10-5	1000	300	36	19	66	40	16300	1085	1720	1250	37640000

**Tabla E-8** Propiedades de los perfiles HEA 100 a 600.

Perfil	Num.	Peso	$b_f$	$\frac{h}{t_w}$	A	$r_y$	$r_x$	$I_x$	$S_x$	$Z_x$	$C_1$	$C_2$	Dimensiones						$I_y$	$S_y$	$Z_y$	J	Cw
		$\frac{kgf}{m}$	$2t_f$	$t_w$									d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{fl}$					
													mm										
HEA	100	16,6	6,25	11,2	21,2	2,51	4,06	349	72,8	83	418860	0,22787x10-7	96	100	8	5	20	15	134	26,8	41,1	5,24	2580
HEA	120	19,9	7,5	14,8	25,3	3,02	4,89	606	106	119	336000	0,53780x10-7	114	120	8	5	20	15	231	38,5	58,9	5,99	6470
HEA	140	24,7	8,24	16,5	31,4	3,52	5,73	1030	155	173	298230	0,86512x10-7	133	140	8,5	5,5	21	15	389	55,6	84,8	8,13	15100
HEA	160	30,5	8,89	17,3	38,8	3,98	6,57	1670	220	245	286115	0,10163x10-6	152	160	9	6	24	18	616	76,9	118	12,2	31400
HEA	180	35,6	9,47	20,2	45,3	4,52	7,45	2510	294	325	254800	0,15747x10-6	171	180	9,5	6	25	18	925	103	156	14,8	60200
HEA	200	42,2	10	20,6	53,8	4,98	8,28	3690	389	429	250000	0,16957x10-6	190	200	10	6,5	28	21	1340	134	204	21	108000
HEA	220	50,5	10	21,7	64,3	5,51	9,17	5400	515	568	240485	0,19816x10-6	210	220	11	7	29	22	1950	178	271	28,5	193000
HEA	240	60,3	10	21,9	76,8	6	10,1	7760	675	745	242265	0,19115x10-6	230	240	12	7,5	33	25	2770	231	352	41,6	328000
HEA	260	68,1	10,4	23,5	86,8	6,5	11	10450	836	920	233390	0,21943x10-6	250	260	12,5	7,5	37	28	3670	282	430	52,4	516000
HEA	280	76,4	10,8	24,5	97,3	7	11,9	13670	1010	1110	222660	0,27263x10-6	270	280	13	8	37	28	4670	340	518	62,1	785000
HEA	300	88,7	10,7	24,5	113	7,49	12,7	18260	1260	1380	225300	0,25502x10-6	290	300	14	8,5	41	31	6310	421	641	85,2	1200000
HEA	320	97,3	9,68	25,1	124	7,49	13,6	22900	1480	1630	226220	0,24925x10-6	310	300	15,5	9	42	31	6985	466	710	108	1512000
HEA	340	104	9,09	28,7	133	7,46	14,4	27690	1680	1850	223810	0,26305x10-6	330	300	16,5	8,5	43	32	7440	496	756	127	1824000
HEA	360	112	8,57	26,2	143	7,43	15,2	33100	1890	2090	223443	0,27221x10-6	350	300	17,5	10	44	32	7890	526	802	149	2177000
HEA	400	125	7,89	27,1	159	7,34	16,8	45100	2310	2560	217110	0,31480x10-6	390	300	19	11	46	33	8560	571	873	189	2942000
HEA	450	140	7,14	29,9	178	7,29	18,9	63700	2900	3220	207910	0,37958x10-6	440	300	21	11,5	48	33	9465	631	966	244	4148000
HEA	500	155	6,52	32,5	198	7,24	21	86970	3550	3950	201580	0,44039x10-6	490	300	23	12	50	33	10370	691	1060	309	5643000
HEA	550	166	6,25	35	212	7,15	23	111900	4150	4620	190440	0,56627x10-6	540	300	24	12,5	51	33	10820	721	1110	352	7189000
HEA	600	177	6	37,4	226	7,05	25	141200	4790	5350	181145	0,70750x10-6	590	300	25	13	52	34	11270	751	1160	398	8978000

**Tabla E-9** Propiedades de los perfiles HEA 650 a 1000.

Perfil	Num.	Peso	$b_f$	$\frac{h}{t_w}$	A	$r_y$	$r_x$	$I_x$	$S_x$	$Z_x$	$C_1$	$C_2$	Dimensiones						$I_y$	$S_y$	$Z_y$	J	$C_w$
		$\frac{kgf}{m}$	$2t_f$	$t_w$	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	$\frac{kgf}{cm^2}$	$\frac{cm^4}{kgf^2}$	d	$b_f$	$t_f$	$t_w$	$d_f$	$d_{fl}$	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>
								mm															
HEA	650	190	5,77	39,6	242	6,97	26,9	175200	5470	6140	174000	0,86153x10-6	640	300	26	13,5	53	34	11720	782	1200	448	11030000
HEA	700	204	5,56	40,1	260	6,84	28,8	215300	6240	7030	169490	0,99048x10-6	690	300	27	14,5	54	34	12180	812	1260	514	13350000
HEA	800	224	5,36	44,9	286	6,65	32,6	303400	7680	8700	155660	0,14683x10-5	790	300	28	15	58	38	12640	843	1310	597	18290000
HEA	900	252	5	48,1	321	6,5	36,3	422100	9485	10800	148360	0,18707x10-5	890	300	30	16	60	38	13550	903	1410	737	24960000
HEA	1000	272	4,84	52,6	347	6,35	40	553800	11190	12800	138080	0,26029x10-5	990	300	31	16,5	61	38	14000	934	1470	822	32070000

## APÉNDICE F

A continuación se presentan las tablas láminas de cargas máximas de servicio para las láminas acanaladas más comunes en Venezuela, LOSACERO, SIGALDECK, PLACACERO, LUVITEC y CORPALOSA con los calibres que se consiguen en el mercado. Tablas elaboradas por Bilbao, Estebeni (2004).

**Tabla F-1.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina LOSACERO 1,5". Calibre 18.

Lámina LOSACERO. Calibre 18																
Espesor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00	1783	4455	3429	3673	2350	5872	4519	4840	3886	9711	7474	8006	6042	15099	11620	12447
1,10	1339	3347	2576	2759	1765	4411	3395	3637	2920	7296	5615	6015	4539	11344	8730	9352
1,20	1032	2578	1984	2125	1360	3398	2615	2801	2249	5620	4325	4633	3497	8738	6724	7203
1,30	811	2028	1561	1672	1069	2673	2057	2203	1769	4420	3402	3644	2750	6873	5289	5666
1,40	650	1624	1249	1338	856	2140	1647	1764	1416	3539	2724	2918	2202	5503	4235	4536
1,50	528	1320	1016	1088	696	1740	1339	1434	1151	2877	2214	2372	1790	4474	3443	3688
1,60	435	1088	837	897	574	1433	1103	1182	949	2371	1825	1955	1475	3686	2837	3039
1,70	363	907	698	748	478	1195	920	985	791	1977	1521	1630	1230	3073	2365	2534
1,80	306	764	588	630	403	1007	775	830	666	1665	1281	1373	1036	2589	1992	2134
1,90	260	650	500	535	343	856	659	706	567	1416	1090	1167	881	2201	1694	1815
2,00	223	557	429	459	294	734	565	605	486	1214	934	1001	755	1887	1452	1556
2,10	193	481	370	397	254	634	488	523	420	1049	807	864	652	1630	1255	1344
2,20	167	418	322	345	221	551	424	455	365	912	702	752	*	1418	1091	1169
2,30	147	366	282	302	193	483	371	398	*	798	614	658		*	955	1023
2,40	129	322	248	266	*	425	327	350		*	541	579			841	*
2,50	*	285	219	235		376	289	310			478	512			*	
2,60		253	195	209		*	257	275			425	*				
2,70		*	174	187			230	246			*					
2,80			156	167			206	*								
2,90			141	*			*									
			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

Apéndice F – Carga de servicio para láminas acanaladas

**Tabla F-2.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina LOSACERO 1,5". Calibre 20.

Lámina LOSACERO. Calibre 20																
Espeor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00	1562	3903	3004	3218	2075	5186	3991	4275	3473	8680	6680	7156	5447	13613	10477	11223
1,10	1173	2932	2257	2417	1559	3896	2998	3212	2610	6521	5019	5376	4093	10228	7871	8432
1,20	904	2259	1738	1862	1201	3001	2309	2474	2010	5023	3866	4141	3152	7878	6063	6495
1,30	711	1777	1367	1465	944	2360	1816	1946	1581	3951	3040	3257	2480	6196	4769	5108
1,40	569	1422	1095	1173	756	1890	1454	1558	1266	3163	2434	2608	1985	4961	3818	4090
1,50	463	1156	890	953	615	1536	1182	1267	1029	2572	1979	2120	1614	4034	3104	3325
1,60	381	953	733	786	507	1266	974	1044	848	2119	1631	1747	1330	3324	2558	2740
1,70	318	794	611	655	422	1055	812	870	707	1767	1360	1456	1109	2771	2132	2284
1,80	268	669	515	552	356	889	684	733	596	1488	1145	1227	934	2334	1796	1924
1,90	228	569	438	469	303	756	582	623	506	1265	974	1043	794	1985	1527	1636
2,00	195	488	375	402	259	648	499	534	434	1085	835	894	*	*	1310	1403
2,10	169	421	324	347	224	560	431	462	*	*	721	773			1131	1212
2,20	147	367	282	302	*	487	375	401			627	672			*	*
2,30	*	321	247	264		*	328	351			549	*				
2,40		*	217	233			289	309			*					
2,50			192	206			255	*								
2,60			171	*			*									
			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-3.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina LOSACERO 1,5". Calibre 22.

Lámina LOSACERO. Calibre 22																
Espeor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00	1403	3506	2698	2891	1877	4691	3610	3867	3175	7934	6105	6540	5017	12537	9648	10335
1,10	1054	2634	2027	2172	1410	3524	2712	2905	2385	5961	4587	4914	3769	9420	7249	7765
1,20	812	2029	1562	1673	1086	2715	2089	2238	1837	4591	3533	3785	2903	7255	5584	5981
1,30	639	1596	1228	1316	854	2135	1643	1760	1445	3611	2779	2977	2284	5707	4392	4704
1,40	511	1278	983	1053	684	1710	1316	1409	1157	2891	2225	2383	1828	4569	3516	3767
1,50	416	1039	800	856	556	1390	1070	1146	941	2351	1809	1938	1486	3715	2859	3062
1,60	343	856	659	706	458	1145	881	944	775	1937	1491	1597	1225	3061	2356	2523
1,70	286	714	549	588	382	955	735	787	646	1615	1243	1331	1021	2552	1964	2104
1,80	241	601	463	496	322	804	619	663	544	1360	1047	1121	*	*	1654	1772
1,90	205	511	393	421	274	684	526	564	*	*	890	954			1407	*
2,00	175	438	337	361	235	586	451	483			763	818			*	
2,10	*	*	291	312	*	*	390	418			*	*				
2,20			253	271			339	*								
2,30			222	*			*									
			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

Apéndice F – Carga de servicio para láminas acanaladas

**Tabla F-4.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina SIGALDECK 1,5". Calibre 20.

Lámina SIGALDECK 1,5". Calibre 20																
Esesor de losa(cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00	1611	4025	3097	3318	2141	5351	4118	4411	3581	8950	6888	7378	5607	14013	10784	11551
1,10	1210	3024	2327	2493	1609	4020	3094	3314	2691	6724	5175	5543	4213	10528	8102	8679
1,20	932	2329	1793	1920	1239	3096	2383	2553	2073	5179	3986	4270	3245	8109	6241	6685
1,30	733	1832	1410	1510	975	2435	1874	2008	1630	4074	3135	3358	2552	6378	4908	5258
1,40	587	1467	1129	1209	780	1950	1501	1607	1305	3262	2510	2689	2043	5107	3930	4210
1,50	477	1193	918	983	634	1585	1220	1307	1061	2652	2041	2186	1661	4152	3195	3423
1,60	393	983	756	810	523	1306	1005	1077	874	2185	1682	1801	1369	3421	2633	2820
1,70	328	819	630	675	436	1089	838	898	729	1822	1402	1502	1141	2852	2195	2351
1,80	276	690	531	569	367	917	706	756	614	1535	1181	1265	961	2403	1849	1981
1,90	235	587	452	484	312	780	600	643	522	1305	1004	1076	*	*	1572	1684
2,00	201	503	387	415	268	669	515	551	*	*	861	922			1348	1444
2,10	174	435	334	358	231	578	445	476			744	797			*	*
2,20	*	378	291	312	*	*	387	414			647	*				
2,30		*	255	273			338	363			*					
2,40			224	*			*	*								
			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-5.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina SIGALDECK 1,5". Calibre 22.

Lámina SIGALDECK 1,5". Calibre 22																
Esesor de losa(cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00	1453	3631	2795	2994	3282	4858	3739	4005	3282	8202	6312	6762	5174	12931	9951	10660
1,10	1092	2728	2100	2249	2466	3650	2809	3009	2466	6163	4743	5080	3887	9715	7476	8009
1,20	841	2101	1617	1732	1899	2811	2164	2318	1899	4747	3653	3913	2994	7483	5759	6169
1,30	661	1653	1272	1363	1494	2211	1702	1823	1494	3733	2873	3078	2355	5886	4529	4852
1,40	530	1323	1018	1091	1196	1770	1362	1460	1196	2989	2300	2464	1886	4712	3626	3885
1,50	431	1076	828	887	973	1439	1108	1187	973	2430	1870	2004	1533	3831	2948	3158
1,60	355	887	682	731	801	1186	913	978	801	2003	1541	1651	1263	3157	2429	2602
1,70	296	739	569	609	668	989	761	815	668	1670	1285	1376	*	*	2025	2170
1,80	249	623	479	513	563	833	641	687	*	*	1082	1159			1706	*
1,90	212	529	407	436	479	708	545	584			920	986			*	
2,00	*	*	349	374	*	*	467	501			*	*				
2,10			302	323			404	*								
2,20			262	*			*									
			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

Apéndice F – Carga de servicio para láminas acanaladas

**Tabla F-6.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina SIGALDECK 1,5". Calibre 24.

Lámina SIGALDECK 1,5". Calibre 24																
Espesor de losa (cm)	9				10				12				14			
	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00	1371	3425	2636	2824	1841	4600	3540	3792	3125	7809	6010	6438	4946	12361	9513	10190
1,10	1030	2573	1980	2121	1383	3456	2659	2849	2348	5867	4515	4837	3716	9287	7147	7656
1,20	793	1982	1525	1634	1065	2662	2048	2194	1808	4519	3478	3725	2863	7154	5505	5897
1,30	624	1559	1200	1285	838	2094	1611	1726	1422	3554	2735	2930	2251	5626	4330	4638
1,40	499	1248	961	1029	671	1676	1290	1382	1139	2846	2190	2346	1803	4505	3467	3714
1,50	406	1015	781	837	545	1363	1049	1123	926	2314	1781	1907	1466	3663	2819	3019
1,60	335	836	644	689	449	1123	864	926	763	1907	1467	1572	*	*	2323	2488
1,70	279	697	537	575	375	936	720	772	*	*	1223	1310			1936	*
1,80	235	587	452	484	*	*	607	650			1030	*			*	
1,90	*	*	384	412			516	553			*					
2,00			329	*			*	*								

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-7.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina SIGALDECK 3". Calibre 18, Calibre 20 y Calibre 22.

Lámina SIGALDECK 3".												
Espesor de losa (cm)	Calibre 18				Calibre 20				Calibre 22			
	14				14				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )				Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )				Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )			
1,00	5750	14370	11059	11846	5084	12706	9778	10475	4619	11543	8883	9515
1,10	4320	10796	8309	8900	3820	9546	7347	7870	3470	8672	6674	7149
1,20	3328	8316	6400	6855	2942	7353	5659	6062	2673	6680	5141	5507
1,30	2617	6541	5034	5392	2314	5783	4451	4768	2102	5254	4043	4331
1,40	2096	5237	4030	4317	1853	4631	3564	3817	1683	4207	3237	3468
1,50	1704	4258	3277	3510	1506	3765	2897	3104	1369	3420	2632	2819
1,60	1404	3508	2700	2892	1241	3102	2387	2557	1128	2818	2169	2323
1,70	1170	2925	2251	2411	1035	2586	1990	2132	940	2349	1808	1937
1,80	986	2464	1896	2031	872	2179	1677	1796	792	1979	1523	1632
1,90	838	2095	1612	1727	741	1852	1426	1527	673	1683	1295	1387
2,00	719	1796	1382	1481	636	1588	1222	1309	577	1443	1110	1189
2,10	621	1552	1194	1279	549	1372	1056	1131	499	1246	959	1027
2,20	540	1350	1039	1113	478	1193	918	984	434	1084	834	894
2,30	473	1181	909	974	418	1044	804	861	380	949	730	782
2,40	416	1039	800	857	368	919	707	758	334	835	643	688
2,50	368	920	708	758	325	813	626	670	*	*	569	609
2,60	327	818	629	674	289	723	556	596			505	541
2,70	292	730	562	602	258	646	497	532			451	*
2,80	262	655	504	540	*	*	445	477			*	
2,90	236	589	453	486			401	429				
3,00	213	532	410	439			362	*				
3,10	193	482	371	398			*					
3,20	*	*	337	362								
3,30			308	330								
3,40			281	*								
3,50			258									

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.



Apéndice F – Carga de servicio para láminas acanaladas

**Tabla F-8.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina PLACACERO, 6cm. Calibre 22 y Calibre 24.

Lámina PLACACERO. Calibre 22									Lámina PLACACERO. Calibre 24							
Esesor de losa(cm)	12				14				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )								Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )							
1,00	2950	7373	5674	6078	4493	11227	8640	9255	2794	6982	5373	5756	4493	11227	8640	9255
1,10	2217	5539	4263	4567	3375	8435	6492	6954	2099	5246	4037	4324	3375	8435	6492	6954
1,20	1707	4267	3284	3517	2600	6497	5000	5356	1617	4041	3109	3331	2600	6497	5000	5356
1,30	1343	3356	2583	2767	2045	5110	3933	4213	1272	3178	2446	2620	2045	5110	3933	4213
1,40	1075	2687	2068	2215	1637	4092	3149	3373	1018	2544	1958	2098	1637	4092	3149	3373
1,50	874	2185	1681	1801	1331	3327	2560	2742	828	2069	1592	1705	1331	3327	2560	2742
1,60	720	1800	1385	1484	1097	2741	2109	2260	682	1705	1312	1405	1097	2741	2109	2260
1,70	601	1501	1155	1237	914	2285	1759	1884	569	1421	1094	1172	914	2285	1759	1884
1,80	506	1264	973	1042	770	1925	1482	1587	479	1197	921	987	770	1925	1482	1587
1,90	430	1075	827	886	655	1637	1260	1349	407	1018	783	839	655	1637	1260	1349
2,00	369	922	709	760	562	1403	1080	1157	349	873	672	719	*	*	1080	1157
2,10	319	796	613	656	*	*	933	999	*	*	580	622			933	*
2,20	277	692	533	571			811	869			505	541			*	
2,30	*	*	466	500			*	*			*	*				
2,40			410	*												

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-9.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina PLACACERO, 6cm. Calibre 18 y Calibre 20.

Lámina PLACACERO. Calibre 18									Lámina PLACACERO. Calibre 20							
Esesor de losa(cm)	12				14				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )								Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )							
1,00	3675	9183	7067	7570	5465	13656	10510	11258	3250	8122	6251	6696	4897	12238	9418	10088
1,10	2761	6899	5309	5687	4106	10260	7896	8458	2442	6102	4696	5031	3679	9194	7076	7579
1,20	2126	5314	4090	4381	3162	7903	6082	6515	1881	4700	3617	3875	2834	7082	5450	5838
1,30	1673	4180	3217	3446	2487	6216	4784	5124	1479	3697	2845	3048	2229	5570	4287	4592
1,40	1339	3347	2575	2759	1992	4977	3830	4103	1184	2960	2278	2440	1785	4460	3432	3676
1,50	1089	2721	2094	2243	1619	4046	3114	3336	963	2407	1852	1984	1451	3626	2790	2989
1,60	897	2242	1725	1848	1334	3334	2566	2749	793	1983	1526	1635	1196	2988	2299	2463
1,70	748	1869	1438	1541	1112	2780	2139	2291	662	1653	1272	1363	997	2491	1917	2053
1,80	630	1575	1212	1298	937	2342	1802	1930	557	1393	1072	1148	840	2098	1615	1730
1,90	536	1339	1030	1104	797	1991	1532	1641	474	1184	911	976	714	1784	1373	1471
2,00	459	1148	883	946	683	1707	1314	1407	406	1015	781	837	612	1530	1177	1261
2,10	397	992	763	817	590	1475	1135	1216	351	877	675	723	529	1321	1017	1089
2,20	345	862	664	711	513	1283	987	1057	305	763	587	629	460	1149	884	947
2,30	302	755	581	622	449	1122	864	925	267	668	514	550	*	*	774	829
2,40	266	664	511	548	395	988	760	814	235	588	452	484			681	730
2,50	235	588	452	484	350	874	673	721	*	*	400	429			603	*
2,60	209	522	402	431	311	777	598	641			356	381			*	
2,70	187	467	359	385	*	*	534	572			318	*				
2,80	167	418	322	345			479	513			*					
2,90	*	*	290	310			*	*								
3,00			262	280												
3,10			237	*												

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

Apéndice F – Carga de servicio para láminas acanaladas

**Tabla F-10.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina LUVITEC Sección 36/15, 1,5" Calibre 18.

Lámina LUVITEC Sección 36/15. Calibre 18																
Esesor de losa(cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00	1906	4764	3666	3928	2512	6277	4831	5175	4139	10345	7961	8528	6405	16007	12318	13196
1,10	1432	3579	2755	2951	1887	4716	3629	3888	3110	7772	5981	6407	4812	12026	9255	9914
1,20	1103	2757	2122	2273	1454	3633	2796	2995	2396	5987	4607	4935	3707	9263	7129	7636
1,30	868	2169	1669	1788	1143	2857	2199	2355	1884	4709	3624	3882	2915	7286	5607	6006
1,40	695	1736	1336	1431	915	2288	1760	1886	1509	3770	2901	3108	2334	5833	4489	4809
1,50	565	1412	1086	1164	744	1860	1431	1533	1227	3065	2359	2527	1898	4743	3650	3910
1,60	465	1163	895	959	613	1533	1179	1263	1011	2526	1944	2082	1564	3908	3007	3222
1,70	388	970	746	799	511	1278	983	1053	843	2106	1620	1736	1304	3258	2507	2686
1,80	327	817	629	673	431	1076	828	887	710	1774	1365	1462	1098	2745	2112	2263
1,90	278	695	535	573	366	915	704	754	604	1508	1161	1243	934	2334	1796	1924
2,00	238	596	458	491	314	785	604	647	517	1293	995	1066	801	2001	1540	1649
2,10	206	514	396	424	271	678	522	559	447	1117	860	921	692	1728	1330	1425
2,20	179	447	344	369	236	590	454	486	389	972	748	801	*	1503	1157	1239
2,30	157	392	301	323	206	516	397	425	*	850	654	701		1316	1012	1085
2,40	138	345	265	284	*	454	349	374		748	576	617		*	891	955
2,50	*	305	235	251		402	309	331		*	510	546			788	845
2,60		271	209	223		357	275	294			453	485			*	*
2,70		242	186	200		*	245	263			404	*				
2,80		*	167	179			220	236			*					
2,90			150	161			198	*								
3,00			136	*			*									
			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-11.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina LUVITEC Sección 36/15, 1,5" Calibre 20.

Lámina LUVITEC Sección 36/15. Calibre 20																
Esesor de losa(cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00	1654	4134	3181	3408	2195	5486	4222	4523	3662	9150	7042	7543	5719	14292	10999	11782
1,10	1243	3106	2390	2560	1649	4122	3172	3398	2751	6875	5291	5667	4297	10738	8264	8852
1,20	957	2392	1841	1972	1270	3175	2443	2617	2119	5295	4075	4365	3310	8271	6365	6818
1,30	753	1882	1448	1551	999	2497	1922	2059	1667	4165	3205	3433	2603	6505	5006	5363
1,40	603	1506	1159	1242	800	1999	1539	1648	1334	3335	2566	2749	2084	5209	4008	4294
1,50	490	1225	943	1010	650	1626	1251	1340	1085	2711	2086	2235	1695	4235	3259	3491
1,60	404	1009	777	832	536	1339	1031	1104	894	2234	1719	1842	1396	3489	2685	2876
1,70	337	841	648	694	447	1117	859	921	745	1862	1433	1535	1164	2909	2239	2398
1,80	284	709	545	584	376	941	724	776	628	1569	1207	1293	981	2451	1886	2020
1,90	241	603	464	497	320	800	616	659	534	1334	1027	1100	834	2084	1604	1718
2,00	207	517	398	426	274	686	528	565	458	1144	880	943	*	*	1375	1473
2,10	179	446	344	368	237	592	456	488	*	*	760	815			1188	*
2,20	155	388	299	320	*	515	397	425			661	708			*	
2,30	*	340	261	280		*	347	372			*	*				
2,40		*	230	247			305	*								
2,50			204	218			*									
			*	*												

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

Apéndice F – Carga de servicio para láminas acanaladas

**Tabla F-12.** Carga máxima de servicio en Kgf/m<sup>2</sup> para lámina LUVITEC Sección 36/15, 1,5" Calibre 22.

Lámina LUVITEC Sección 36/15. Calibre 22																
Esesor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kgf/m <sup>2</sup> )															
1,00	1527	3817	2937	3147	2037	5090	3917	4196	3421	8550	6580	7048	5371	13423	10330	11066
1,10	1148	2868	2207	2364	1530	3825	2943	3153	2570	6424	4944	5295	4036	10085	7761	8314
1,20	884	2209	1700	1821	1179	2946	2267	2428	1980	4948	3808	4079	3108	7768	5978	6404
1,30	695	1737	1337	1432	927	2317	1783	1910	1557	3892	2995	3208	2445	6110	4702	5037
1,40	557	1391	1071	1147	742	1855	1428	1529	1247	3116	2398	2569	1958	4892	3765	4033
1,50	453	1131	870	932	604	1508	1161	1243	1014	2533	1950	2088	1592	3977	3061	3279
1,60	373	932	717	768	497	1243	956	1025	835	2087	1606	1721	1311	3277	2522	2702
1,70	311	777	598	640	415	1036	797	854	696	1740	1339	1435	1093	2732	2103	2252
1,80	262	655	504	540	349	873	672	720	587	1466	1128	1209	*	*	1771	1897
1,90	223	557	428	459	297	742	571	612	*	*	959	1028			1506	1613
2,00	191	477	367	393	255	636	490	525			822	881			*	*
2,10	165	412	317	340	*	*	423	453			710	*				
2,20	*	*	276	296			368	394			*					
2,30			241	*			*	*								
			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-13.** Carga máxima de servicio en Kgf/m<sup>2</sup> para lámina LUVITEC Sección 36/15, 1,5" Calibre 24.

Lámina LUVITEC Sección 36/15. Calibre 24																
Esesor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kgf/m <sup>2</sup> )															
1,00	1342	3354	2581	2765	1805	4510	3471	3718	3069	7668	5901	6322	4861	12148	9349	10015
1,10	1008	2520	1939	2077	1356	3389	2608	2793	2305	5761	4434	4749	3652	9127	7024	7524
1,20	777	1941	1494	1600	1044	2610	2009	2152	1776	4438	3415	3658	2813	7030	5410	5795
1,30	611	1527	1175	1259	821	2053	1580	1692	1397	3490	2686	2877	2213	5529	4255	4558
1,40	489	1222	941	1008	658	1644	1265	1355	1118	2795	2151	2304	1772	4427	3407	3650
1,50	398	994	765	819	535	1336	1028	1102	909	2272	1749	1873	1440	3599	2770	2967
1,60	328	819	630	675	441	1101	847	908	749	1872	1441	1543	*	*	2282	2445
1,70	273	683	525	563	367	918	706	757	*	*	1201	1287			*	*
1,80	230	575	443	474	*	*	595	638			1012	*				
1,90	*	*	376	403			506	*			*					
2,00			323	*			*									
2,10			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-15.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina LUVITEC Sección 4, 2,5" Calibre 18 y Calibre 20.

Lámina LUVITEC Sección 4. Calibre 18								Lámina LUVITEC Sección 4. Calibre 20								
Espesor de losa(cm)	12				14				12				14			
	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )								Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )							
1,00	4542	11350	8735	9357	6736	16834	12955	13877	4101	10250	7888	8449	6141	15346	11810	12651
1,10	3412	8528	6563	7030	5061	12647	9733	10426	3081	7701	5926	6348	4614	11530	8873	9505
1,20	2628	6568	5055	5415	3898	9742	7497	8031	2374	5932	4565	4890	3554	8881	6834	7321
1,30	2067	5166	3976	4259	3066	7662	5897	6316	1867	4665	3590	3846	2795	6985	5375	5758
1,40	1655	4136	3183	3410	2455	6135	4721	5057	1495	3735	2875	3079	2238	5593	4304	4610
1,50	1346	3363	2588	2772	1996	4988	3838	4112	1215	3037	2337	2504	1819	4547	3499	3748
1,60	1109	2771	2133	2284	1645	4110	3163	3388	1001	2502	1926	2063	1499	3747	2883	3089
1,70	924	2310	1778	1905	1371	3426	2637	2825	835	2086	1606	1720	1250	3124	2404	2575
1,80	779	1946	1498	1604	1155	2886	2221	2379	703	1757	1353	1449	1053	2631	2025	2169
1,90	662	1655	1273	1364	982	2454	1889	2023	598	1494	1150	1232	895	2237	1722	1844
2,00	568	1419	1092	1170	842	2104	1619	1735	513	1281	986	1056	768	1918	1476	1581
2,10	490	1226	943	1010	727	1818	1399	1498	443	1107	852	912	663	1657	1275	1366
2,20	427	1066	820	879	633	1581	1217	1303	385	963	741	794	577	1441	1109	1188
2,30	373	933	718	769	554	1384	1065	1141	337	842	648	694	505	1261	971	1040
2,40	329	821	632	677	487	1218	937	1004	297	741	571	611	444	1110	854	915
2,50	291	726	559	599	431	1077	829	888	262	656	505	541	393	982	756	810
2,60	258	646	497	532	383	958	737	790	233	583	449	481	349	873	672	720
2,70	231	577	444	475	342	855	658	705	208	521	401	429	312	780	600	643
2,80	207	517	398	426	307	767	590	632	187	467	359	385	280	699	538	576
2,90	186	465	358	384	276	690	531	569	168	420	323	346	*	629	484	519
3,00	168	420	324	347	249	623	480	514	152	380	292	313		*	437	469
3,10	152	381	293	314	226	565	435	466	*	344	265	284			396	425
3,20	139	346	267	286	*	514	395	423		313	241	258			360	386
3,30	*	316	243	260		468	360	386		*	219	235			329	*
3,40		289	222	238		*	330	353			201	215			*	
3,50		265	204	218			302	324			184	*				
3,60		243	187	201			278	297			*					
3,70		*	172	185			256	*								
3,80			159	171			*									
3,90			147	158												
			*	*												

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-16.** Carga máxima de servicio en Kg/m<sup>2</sup> para lámina LUVITEC Sección 4, 2,5” Calibre 22 y Calibre 24.

Lámina LUVITEC Sección 4. Calibre 22								Lámina LUVITEC Sección 4. Calibre 24								
Espesor de losa (cm)	12				14				12				14			
	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )								Carga máxima de servicio (Kg/m <sup>2</sup> )							
1,00	3829	9568	7363	7887	5770	14420	11097	11888	3444	8607	6624	7096	5246	13111	10090	10808
1,10	2876	7188	5532	5926	4335	10834	8338	8931	2588	6467	4977	5331	3942	9851	7581	8120
1,20	2216	5537	4261	4564	3339	8345	6422	6879	1993	4981	3833	4106	3036	7587	5839	6255
1,30	1743	4355	3351	3590	2626	6564	5051	5411	1568	3918	3015	3230	2388	5968	4593	4920
1,40	1395	3487	2683	2874	2103	5255	4044	4332	1255	3137	2414	2586	1912	4778	3677	3939
1,50	1134	2835	2182	2337	1710	4273	3288	3522	1021	2550	1963	2102	1554	3885	2990	3202
1,60	935	2336	1798	1926	1409	3521	2709	2902	841	2101	1617	1732	1281	3201	2463	2639
1,70	779	1947	1499	1605	1175	2935	2259	2420	701	1752	1348	1444	1068	2669	2054	2200
1,80	656	1641	1263	1352	989	2473	1903	2038	591	1476	1136	1217	900	2248	1730	1853
1,90	558	1395	1073	1150	841	2102	1618	1733	502	1255	966	1034	765	1912	1471	1576
2,00	479	1196	920	986	721	1803	1387	1486	431	1076	828	887	656	1639	1261	1351
2,10	413	1033	795	852	623	1557	1198	1284	372	929	715	766	567	1416	1090	1167
2,20	360	899	691	741	542	1354	1042	1116	323	808	622	666	493	1231	948	1015
2,30	315	786	605	648	474	1185	912	977	283	707	544	583	431	1078	829	888
2,40	277	692	533	571	417	1043	803	860	249	623	479	513	*	*	730	782
2,50	245	612	471	505	369	923	710	761	*	*	424	454			646	*
2,60	218	544	419	449	328	820	631	676			377	404			*	
2,70	195	486	374	401	293	733	564	604			337	*				
2,80	174	436	335	359	*	*	506	542			*					
2,90	*	392	302	323			455	487								
3,00		*	273	292			411	*								
3,10			247	265			*									
3,20			225	*												
			*													

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

Apéndice F – Carga de servicio para láminas acanaladas

**Tabla F-16.** Carga máxima de servicio en Kgf/m<sup>2</sup> para lámina CORPALOSA, 1,5" Calibre 18.

Lámina CORPALOSA. Calibre 18																
Espeor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kgf/m <sup>2</sup> )															
1,00	1921	4800	3694	3957	2529	6321	4865	5211	4166	10412	8013	8583	6445	16107	12395	13278
1,10	1443	3606	2775	2973	1900	4749	3655	3915	3130	7823	6020	6449	4842	12101	9313	9976
1,20	1111	2778	2138	2290	1464	3658	2815	3016	2411	6026	4637	4967	3730	9321	7173	7684
1,30	874	2185	1681	1801	1151	2877	2214	2372	1896	4739	3647	3907	2934	7331	5642	6044
1,40	700	1749	1346	1442	922	2304	1773	1899	1518	3794	2920	3128	2349	5870	4517	4839
1,50	569	1422	1094	1172	749	1873	1441	1544	1234	3085	2374	2543	1910	4772	3673	3934
1,60	469	1172	902	966	618	1543	1188	1272	1017	2542	1956	2096	1574	3932	3026	3242
1,70	391	977	752	805	515	1287	990	1061	848	2119	1631	1747	1312	3278	2523	2703
1,80	329	823	633	678	434	1084	834	893	714	1785	1374	1472	1105	2762	2125	2277
1,90	280	700	539	577	369	922	709	760	607	1518	1168	1251	940	2348	1807	1936
2,00	240	600	462	495	316	790	608	651	521	1302	1002	1073	806	2013	1549	1660
2,10	207	518	399	427	273	683	525	563	450	1124	865	927	696	1739	1338	1434
2,20	180	451	347	372	238	594	457	489	391	978	753	806	*	1513	1164	1247
2,30	158	394	304	325	208	520	400	428	*	856	659	705		*	1019	1091
2,40	139	347	267	286	*	457	352	377		753	580	621			897	960
2,50	*	307	236	253		405	311	333		*	513	549			793	*
2,60		273	210	225		360	277	296			456	488			*	
2,70		244	188	201		*	247	265			407	*				
2,80		*	168	180			222	237			*					
2,90			151	162			199	*								
3,00			137	*			*									

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla F-17.** Carga máxima de servicio en Kgf/m<sup>2</sup> para lámina CORPALOSA, 1,5" Calibre 20.

Lámina CORPALOSA. Calibre 20																
Espeor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kgf/m <sup>2</sup> )															
1,00	1696	4238	3261	3493	2249	5620	4325	4633	3743	9354	7198	7711	5833	14578	11218	12017
1,10	1274	3184	2450	2625	1690	4223	3250	3481	2812	7028	5408	5793	4383	10952	8429	9029
1,20	981	2452	1887	2022	1302	3253	2503	2681	2166	5413	4166	4462	3376	8436	6492	6954
1,30	772	1929	1484	1590	1024	2558	1969	2109	1704	4258	3276	3510	2655	6635	5106	5470
1,40	618	1544	1188	1273	820	2048	1576	1689	1364	3409	2623	2810	2126	5313	4088	4379
1,50	502	1256	966	1035	666	1665	1282	1373	1109	2771	2133	2285	1728	4319	3324	3561
1,60	414	1035	796	853	549	1372	1056	1131	914	2284	1757	1883	1424	3559	2739	2934
1,70	345	863	664	711	458	1144	880	943	762	1904	1465	1569	1187	2967	2283	2446
1,80	291	727	559	599	386	964	742	794	642	1604	1234	1322	1000	2500	1924	2061
1,90	247	618	475	509	328	819	631	676	546	1364	1049	1124	850	2125	1636	1752
2,00	212	530	408	437	281	703	541	579	468	1169	900	964	729	1822	1402	1502
2,10	183	458	352	377	243	607	467	500	*	1010	777	833	*	*	1211	1298
2,20	159	398	306	328	*	528	406	435		*	676	724			1054	*
2,30	*	348	268	287		462	356	381			592	634			*	
2,40		307	236	253		*	313	335			521	*				
2,50		*	209	224			277	297			*					
2,60			186	199			*	*								
2,70			166	*												

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

Apéndice F – Carga de servicio para láminas acanaladas

**Tabla F-18.** Carga máxima de servicio en Kgf/m<sup>2</sup> para lámina CORPALOSA, 1,5" Calibre 22.

Lámina CORPALOSA. Calibre 22																
Espeor de losa (cm)	9				10				12				14			
Condiciones de apoyos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)	Carga máxima de servicio (Kgf/m <sup>2</sup> )															
1,00	1575	3936	3029	3245	2098	5243	4035	4322	3514	8782	6758	7240	5503	13751	10583	11336
1,10	1183	2957	2276	2438	1576	3939	3032	3247	2640	6598	5078	5439	4134	10332	7951	8517
1,20	911	2278	1753	1878	1214	3034	2335	2501	2034	5082	3911	4190	3184	7958	6124	6560
1,30	717	1792	1379	1477	955	2387	1837	1967	1600	3997	3076	3295	2505	6259	4817	5160
1,40	574	1434	1104	1182	765	1911	1470	1575	1281	3200	2463	2638	2005	5011	3857	4131
1,50	467	1166	897	961	622	1554	1196	1281	1041	2602	2002	2145	1630	4074	3136	3359
1,60	385	961	740	792	512	1280	985	1055	858	2144	1650	1767	1343	3357	2584	2768
1,70	321	801	617	660	427	1067	821	880	715	1788	1376	1474	1120	2799	2154	2307
1,80	270	675	519	556	360	899	692	741	603	1506	1159	1241	944	2358	1815	1944
1,90	230	574	442	473	306	764	588	630	512	1280	985	1055	*	*	1543	1653
2,00	197	492	379	406	262	655	504	540	*	*	845	905			1323	1417
2,10	170	425	327	350	*	566	436	467			730	782			*	*
2,20	*	370	284	305		*	379	406			635	*				
2,30		*	249	267			332	355			*					
2,40			219	235			*	*								
			*	*												

Nota: estas cargas no deben incluir la carga de construcción de la losa (Csp + Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

## APÉNDICE G

A continuación se presentan las tablas de capacidad última para las láminas acanaladas más comunes en Venezuela, LOSACERO, SIGALDECK, PLACACERO, LUVITEC y CORPALOSA con los calibres usuales. Estos valores deben compararse con  $(1,2 C_p + 1,2 C_{sp} + 1,6 C_v)$ . Tablas elaboradas por Bilbao, Estebeni (2004) en su Trabajo Especial de Grado.

**Tabla G-1.** Cargas últimas en  $\text{Kgf/m}^2$  para la lámina LOSACERO con  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

		$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$				LOSACERO							
		Calibre 18				Calibre 20				Calibre 22			
Condiciones de apoyos		Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)		Carga última mayorada ( $\text{Kgf/m}^2$ )											
1,00		5786	10287	9040	9368	5145	9149	8040	8331	4424	7866	6913	7163
1,10		4781	8502	7471	7742	4252	7561	6644	6885	3656	6501	5713	5920
1,20		4018	7144	6278	6505	3573	6353	5583	5786	3072	5463	4800	4975
1,30		3423	6087	5349	5543	3045	5414	4757	4930	2618	4655	4090	4239
1,40		2952	5249	4612	4779	2625	4668	4102	4251	2257	4013	3527	3655
1,50		2571	4572	4018	4163	2287	4066	3573	3703	1966	3496	3072	3184
1,60		2260	4018	3531	3659	2010	3574	3141	3254	1728	3073	2700	2798
1,70		2002	3560	3128	3241	1780	3166	2782	2883	1531	2722	2392	2479
1,80		1786	3175	2790	2891	1588	2824	2481	2571	1365	2428	2134	2211
1,90		1603	2850	2504	2595	1425	2534	2227	2308	1225	2179	1915	1984
2,00		1446	2572	2260	2342	1286	2287	2010	2083	1106	1967	1728	1791
2,10		1312	2333	2050	2124	1167	2075	1823	1889	*	*	1567	1624
2,20		1195	2125	1868	1935	1063	1890	1661	1721			1428	1480
2,30		1094	1945	1709	1771	*	1729	1520	1575			1307	*
2,40		1004	1786	1569	1626		*	1396	1446			*	
2,50		*	1646	1446	1499			1286	1333				
2,60			1522	1337	1386			1189	*				
2,70			*	1240	1285			*					
2,80				1153	1195								
2,90				1075	*								

Nota: estos valores se deben comparar con las cargas mayoradas que soportara la losa  $(1,2 C_p + 1,2 C_{sp} + 1,6 C_v)$ .

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.



**Tabla G-2.** Cargas últimas en Kg/m<sup>2</sup> para la lámina SIGALDECK 1,5" con  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

		$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$											
		SIGALDECK 1,5"											
		Calibre 20				Calibre 22				Calibre 24			
Condiciones de apoyos		Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)		Carga última mayorada (Kg/m <sup>2</sup> )											
1,00		5158	9171	8059	8351	4424	7866	6912	7163	3967	7054	6199	6424
1,10		4263	7579	6660	6902	3656	6501	5712	5920	3279	5830	5123	5309
1,20		3582	6369	5597	5800	3072	5462	4800	4974	2755	4899	4305	4461
1,30		3052	5427	4769	4942	2618	4654	4090	4238	2348	4174	3668	3801
1,40		2632	4679	4112	4261	2257	4013	3527	3654	2024	3599	3163	3277
1,50		2292	4076	3582	3712	1966	3496	3072	3183	1763	3135	2755	2855
1,60		2015	3582	3148	3262	1728	3073	2700	2798	1550	2756	2421	2509
1,70		1785	3173	2789	2890	1531	2722	2392	2478	1373	2441	2145	2223
1,80		1592	2831	2487	2578	1365	2428	2133	2211	1224	2177	1913	1983
1,90		1429	2540	2232	2313	1225	2179	1915	1984	*	*	1717	1779
2,00		1289	2293	2015	2088	*	*	1728	1791			1550	*
2,10		1170	2080	1827	1894			1567	1624			*	
2,20		*	1895	1665	1725			1428	*				
2,30			*	1523	1579			*					
2,40				1399	*								

Nota: estos valores se deben comparar con las cargas mayoradas que soportara la losa (1,2 Cp + 1,2 Csp + 1,6 Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla G-3.** Cargas últimas en Kg/m<sup>2</sup> para la lámina SIGALDECK 3" con  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

		$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$											
		SIGALDECK 3"											
		Calibre 18				Calibre 20				Calibre 22			
Condiciones de apoyos		Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)		Carga última mayorada (Kg/m <sup>2</sup> )											
1,00		16571	29465	25892	26831	13313	23672	20802	21557	10810	19222	16891	17504
1,10		13695	24351	21398	22174	11003	19564	17192	17815	8934	15886	13960	14466
1,20		11508	20462	17981	18633	9245	16439	14446	14970	7507	13348	11730	12155
1,30		9805	17435	15321	15876	7878	14007	12309	12755	6397	11374	9995	10357
1,40		8455	15033	13210	13689	6793	12078	10613	10998	5515	9807	8618	8930
1,50		7365	13095	11508	11925	5917	10521	9245	9581	4805	8543	7507	7779
1,60		6473	11510	10114	10481	5201	9247	8126	8421	4223	7508	6598	6837
1,70		5734	10195	8959	9284	4607	8191	7198	7459	3741	6651	5845	6057
1,80		5114	9094	7991	8281	4109	7306	6420	6653	3337	5933	5213	5402
1,90		4590	8162	7172	7432	3688	6557	5762	5971	2995	5325	4679	4849
2,00		4143	7366	6473	6708	3328	5918	5201	5389	2703	4805	4223	4376
2,10		3758	6681	5871	6084	3019	5368	4717	4888	2451	4359	3830	3969
2,20		3424	6088	5350	5544	2751	4891	4298	4454	2234	3971	3490	3616
2,30		3132	5570	4895	5072	2517	4475	3932	4075	2044	3634	3193	3309
2,40		2877	5115	4495	4658	2311	4110	3611	3742	1877	3337	2932	3039
2,50		2651	4714	4143	4293	2130	3788	3328	3449	*	*	2703	2801
2,60		2451	4359	3830	3969	1969	3502	3077	3189			2499	2589
2,70		2273	4042	3552	3681	1826	3247	2854	2957			2317	*
2,80		2114	3758	3303	3422	*	*	2653	2750			*	
2,90		1970	3504	3079	3190			2474	2563				
3,00		1841	3274	2877	2981			2311	*				
3,10		1724	3066	2694	2792			*					
3,20		*	*	2529	2620								
3,30				2378	2464								
3,40				2240	*								
3,50				2114									

Nota: estos valores se deben comparar con las cargas mayoradas que soportara la losa (1,2 Cp + 1,2 Csp + 1,6 Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

Apéndice G – Cargas últimas para láminas acanaladas

**Tabla G-4.** Cargas últimas en Kg/m<sup>2</sup> para la lámina PLACACERO con  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

		$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$															
		PLACACERO															
		Calibre 18				Calibre 20				Calibre 22				Calibre 24			
Condiciones de apoyos		Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)		Carga última mayorada (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00		11424	20314	17851	18498	9346	16618	14603	15133	7674	13645	11991	12426	6752	12005	10549	10932
1,10		9442	16788	14752	15288	7724	13734	12069	12506	6342	11277	9910	10269	5580	9921	8718	9035
1,20		7934	14107	12396	12846	6490	11540	10141	10509	5329	9476	8327	8629	4689	8337	7326	7592
1,30		6760	12020	10562	10946	5530	9833	8641	8954	4541	8074	7095	7353	3995	7103	6242	6469
1,40		5829	10364	9107	9438	4768	8479	7451	7721	3915	6962	6118	6340	3445	6125	5382	5577
1,50		5077	9028	7934	8221	4154	7386	6490	6726	3411	6065	5329	5523	3001	5335	4689	4859
1,60		4463	7935	6973	7226	3651	6491	5704	5911	2998	5330	4684	4854	2637	4689	4121	4270
1,70		3953	7029	6177	6401	3234	5750	5053	5236	2655	4722	4149	4300	2336	4154	3650	3783
1,80		3526	6270	5509	5709	2885	5129	4507	4671	2369	4212	3701	3835	2084	3705	3256	3374
1,90		3165	5627	4945	5124	2589	4603	4045	4192	2126	3780	3322	3442	1870	3325	2922	3028
2,00		2856	5078	4463	4624	2336	4155	3651	3783	1919	3411	2998	3106	1688	3001	2637	2733
2,10		2591	4606	4048	4195	2119	3768	3311	3431	1740	3094	2719	2818			2392	2479
2,20		2360	4197	3688	3822	1931	3433	3017	3127	1586	2819	2477	2567			2180	2259
2,30		2160	3840	3374	3497	1767	3141	2761	2861				2267				
2,40		1983	3527	3099	3211	1623	2885	2535	2627				2082				
2,50		1828	3250	2856	2960			2336	2421								
2,60		1690	3005	2641	2736			2160	2239								
2,70		1567	2786	2449	2537			2003									
2,80		1457	2591	2277	2359												
2,90				2123	2200												
3,00				1983	2055												
3,10				1857													

Nota: estos valores se deben comparar con las cargas mayoradas que soportara la losa (1,2 Cp + 1,2 Csp + 1,6 Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla G-5.** Cargas últimas en Kg/m<sup>2</sup> para la lámina LUVITEC 36/15 con  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

		$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$															
		LUVITEC Sección 36/15															
		Calibre 18				Calibre 20				Calibre 22				Calibre 24			
Condiciones de apoyos		Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos(m)		Carga última mayorada (Kg/m <sup>2</sup> )															
1,00		5834	10374	9116	9447	5212	9267	8144	8439	4651	8270	7267	7531	3626	6447	5665	5870
1,10		4822	8574	7534	7807	4307	7659	6730	6974	3844	6835	6006	6224	2996	5328	4682	4852
1,20		4052	7204	6331	6560	3619	6436	5655	5860	3230	5743	5047	5230	2518	4477	3934	4077
1,30		3452	6138	5394	5590	3084	5484	4819	4994	2752	4893	4300	4456	2145	3815	3352	3474
1,40		2977	5293	4651	4820	2659	4728	4155	4306	2373	4219	3708	3842	1850	3289	2890	2995
1,50		2593	4611	4052	4199	2316	4119	3619	3751	2067	3676	3230	3347	1611	2865	2518	2609
1,60		2279	4052	3561	3690	2036	3620	3181	3296	1817	3230	2839	2942	1416	2518	2213	2293
1,70		2019	3590	3154	3269	1803	3207	2818	2920	1609	2862	2515	2606	1255	2231	1960	2031
1,80		1801	3202	2814	2916	1609	2860	2513	2605	1435	2552	2243	2324	1119	1990	1748	1812
1,90		1616	2874	2525	2617	1444	2567	2256	2338	1288	2291	2013	2086	*	*	1569	1626
2,00		1459	2593	2279	2362	1303	2317	2036	2110	1163	2067	1817	1883			1416	*
2,10		1323	2352	2067	2142	1182	2101	1847	1914	1055	1875	1648	1708			*	
2,20		1205	2143	1883	1952	1077	1915	1683	1744	*	*	1501	1556				
2,30		1103	1961	1723	1786	*	1752	1539	1595			1374	*				
2,40		1013	1801	1583	1640		*	1414	1465			*					
2,50		*	1660	1459	1511			1303	1350								
2,60			1535	1349	1397			*	*								
2,70			1423	1250	1296												
2,80			*	1163	1205												
2,90				1084	1123												
3,00				1013	*												

Nota: estos valores se deben comparar con las cargas mayoradas que soportara la losa (1,2 Cp + 1,2 Csp + 1,6 Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla G-6. Cargas últimas en Kgf/m<sup>2</sup> para la lámina LUVITEC 4 con  $f^c = 200 \text{ Kg/cm}^2$**

		$f^c = 200 \text{ Kg/cm}^2$															
		LUVITEC Sección 4															
		Calibre 18				Calibre 20				Calibre 22				Calibre 24			
Condiciones de apoyos		Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)		Carga última mayorada (Kgf/m <sup>2</sup> )															
1,00		12321	21908	19252	19950	10130	18012	15828	16402	8637	15358	13495	13985	6423	11421	10036	10400
1,10		10183	18106	15911	16488	8372	14886	13081	13555	7138	12692	11153	11558	5308	9439	8294	8595
1,20		8556	15214	13369	13854	7035	12508	10992	11390	5998	10665	9372	9712	4460	7931	6969	7222
1,30		7291	12963	11392	11805	5994	10658	9366	9705	5111	9087	7985	8275	3801	6758	5938	6154
1,40		6286	11178	9822	10179	5168	9190	8075	8368	4407	7835	6885	7135	3277	5827	5120	5306
1,50		5476	9737	8556	8867	4502	8005	7035	7290	3839	6826	5998	6216	2855	5076	4460	4622
1,60		4813	8558	7520	7793	3957	7036	6183	6407	3374	5999	5272	5463	2509	4461	3920	4063
1,70		4263	7581	6662	6903	3505	6232	5477	5675	2989	5314	4670	4839	2223	3952	3473	3599
1,80		3803	6762	5942	6157	3126	5559	4885	5062	2666	4740	4165	4316	1982	3525	3098	3210
1,90		3413	6069	5333	5526	2806	4989	4384	4543	2393	4254	3738	3874	1779	3164	2780	2881
2,00		3080	5477	4813	4988	2532	4503	3957	4100	2159	3839	3374	3496	1606	2855	2509	2600
2,10		2794	4968	4365	4524	2297	4084	3589	3719	1959	3482	3060	3171	1456	2590	2276	2358
2,20		2546	4526	3978	4122	2093	3721	3270	3389	1785	3173	2788	2889	1327	2360	2074	2149
2,30		2329	4141	3639	3771	1915	3405	2992	3101	1633	2903	2551	2644	1214	2159	1897	1966
2,40		2139	3803	3342	3464	1759	3127	2748	2848	1499	2666	2343	2428	1115	1983	1742	1806
2,50		1971	3505	3080	3192	1621	2882	2532	2624	1382	2457	2159	2238	*	*	1606	1664
2,60		1823	3241	2848	2951	1498	2664	2341	2426	1278	2272	1996	2069			1485	1538
2,70		1690	3005	2641	2737	1390	2471	2171	2250	1185	2107	1851	1918			1377	*
2,80		1572	2794	2456	2545	1292	2297	2019	2092	1102	1959	1721	1784			*	
2,90		1465	2605	2289	2372	1204	2142	1882	1950	*	1826	1605	1663				
3,00		1369	2434	2139	2217	1126	2001	1759	1822		*	1499	1554				
3,10		1282	2280	2003	2076	*	1874	1647	1707			1404	1455				
3,20		1203	2139	1880	1948		1759	1546	1602			1318	*				
3,30		*	2012	1768	1832		*	1453	1506			*					
3,40			1895	1665	1726			1369	1419								
3,50			1788	1572	1629			1292	*								
3,60			1690	1485	1539												
3,70			*	1406	1457												
3,80				1333	1382												
3,90				1266	1312												

Nota: estos valores se deben comparar con las cargas mayoradas que soportara la losa (1,2 Cp + 1,2 Csp + 1,6 Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.

**Tabla G-6. Cargas últimas en Kgf/m<sup>2</sup> para la lámina CORPALOSA con  $f^c = 200 \text{ Kg/cm}^2$**

		$f^c = 200 \text{ Kg/cm}^2$											
		CORPALOSA											
		Calibre 18				Calibre 20				Calibre 22			
Condiciones de apoyos		Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos	Un tramo	Dos tramos	Tres tramos	Cuatro tramos
Longitud entre apoyos (m)		Carga última mayorada (Kgf/m <sup>2</sup> )											
1,00		5848	10399	9138	9469	5269	9369	8233	8532	4762	8467	7441	7710
1,10		4833	8594	7552	7826	4355	7743	6804	7051	3936	6998	6149	6372
1,20		4061	7221	6346	6576	3659	6507	5718	5925	3307	5880	5167	5354
1,30		3460	6153	5407	5603	3118	5544	4872	5049	2818	5010	4403	4562
1,40		2984	5305	4662	4831	2688	4780	4201	4353	2430	4320	3796	3934
1,50		2599	4622	4061	4209	2342	4164	3659	3792	2116	3763	3307	3427
1,60		2284	4062	3569	3699	2058	3660	3216	3333	1860	3308	2906	3012
1,70		2024	3598	3162	3277	1823	3242	2849	2952	1648	2930	2575	2668
1,80		1805	3209	2820	2923	1626	2892	2541	2633	1470	2613	2296	2380
1,90		1620	2881	2531	2623	1460	2595	2281	2363	1319	2345	2061	2136
2,00		1462	2600	2284	2367	1317	2342	2058	2133	1190	2117	1860	1928
2,10		1326	2358	2072	2147	1195	2125	1867	1935	1080	1920	1687	1748
2,20		1208	2148	1888	1956	1089	1936	1701	1763	*	1749	1537	1593
2,30		1106	1966	1727	1790	*	1771	1556	1613		*	1407	1458
2,40		1015	1805	1586	1644		1627	1429	1481			1292	1339
2,50		*	1664	1462	1515		*	1317	1365			*	*
2,60			1538	1352	1401			1218	1262				
2,70			1426	1253	1299			1129	*				
2,80			*	1166	1208			*					
2,90				1087	1126								
3,00				1015	*								

Nota: estos valores se deben comparar con las cargas mayoradas que soportara la losa (1,2 Cp + 1,2 Csp + 1,6 Cv).

\* Máxima longitud permitida entre apoyos en la etapa de montaje.