

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

DISEÑO Y COMPARACIÓN DE DOS ESTRUCTURAS TÍPICAS DE ACERO USANDO PERFILES DOBLE “T” EN UNA Y PERFILES TUBULARES EN LA OTRA

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
para optar al Título de Ingeniero Civil
Por el Br. Bonilla V. Davir F.

Caracas, Mayo de 2005

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

DISEÑO Y COMPARACIÓN DE DOS ESTRUCTURAS TÍPICAS DE ACERO USANDO PERFILES DOBLE “T” EN UNA Y PERFILES TUBULARES EN LA OTRA

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Velásquez José Manuel.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
para optar al Título de Ingeniero Civil
Por el Br. Bonilla V. Davir F.

Caracas, Mayo de 2005

ACTA

El día, 24 de Mayo del 2005 se reunió el jurado formado por los profesores:

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **DISEÑO Y COMPARACIÓN DE DOS ESTRUCTURAS TÍPICAS DE ACERO USANDO PERFILES DOBLE “T” EN UNA Y PERFILES TUBULARES EN LA OTRA.**

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al título de Ingeniero Civil.

Una vez oída la defensa que el bachiller hiciera de su Trabajo Especial, este jurado decidió la siguiente calificación:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	NÚMERO	LETRAS
Bonilla, Davir		

RECOMENDACIONES (si las hubiera)

Firmas del Jurado:

Caracas, 30 de Mayo del 2005

Bonilla V. Davir F.

**DISEÑO Y COMPARACIÓN DE DOS ESTRUCTURAS TÍPICAS
DE ACERO USANDO PERFILES DOBLE “T” EN UNA Y
PERFILES TUBULARES EN LA OTRA**

TUTOR ACADÉMICO: Prof. José Manuel Velásquez

**Trabajo Especial de Grado. Caracas, UCV. Facultad de Ingeniería.
Escuela de Ingeniería Civil. 2005, 155 páginas.**

Palabras Claves: Acero, perfil Doble “T”, perfil Tubular, losa, estructura.

Resumen.

El presente Trabajo Especial de Grado aborda el tema del costo de dos estructuras de acero con las mismas disposiciones arquitectónicas, de cinco niveles, para uso habitacional, con un área aproximada por planta de 194 m^2 , usando perfiles Doble “T” en una estructura y perfiles Tubulares en la otra.

El uso de perfiles Doble “T” tiene un excelente comportamiento a flexión pero no ofrece una estética adecuada, una obra limpia ni un acabado deseable entre los elementos estructurales y la tabiquería, características que están presentes cuando se usan perfiles Tubulares. Por esto se propone obtener una comparación de los costos de los materiales de ambas estructuras y las ventajas que ofrece el uso de perfiles Tubulares con respecto a los perfiles Doble “T”. Dichos costos se estimaron únicamente del valor de los perfiles usados, sin considerar gastos por transporte, suministro ni conexiones.

La metodología empleada fue a través del diseño completo de ambas estructuras, empezando por el sistema de losas, proponiendo el uso de tabelones y el uso de láminas acanaladas de acero. Luego se realizó el diseño del techo con machihembrado de madera y tejas curvas de arcilla en dos vertientes a 29° . Se estudiaron los beneficios de usar arriostramientos en la dirección más corta y débil de la estructura, con los diferentes tipos ofrecidos en la norma tanto concéntricos como excéntricos, diseñando una estructura por cada tipo de arriostramiento con sus debidos ajustes. Se realizó el análisis dinámico a través de fuerzas estáticas aplicando el Método Estático Equivalente y el Método de Torsión Estática Equivalente, bajo el

programa SAP2000, donde se logró una deriva similar entre las dos estructuras para poder establecer una comparación adecuada. Por último se analizaron las características fundamentales, los pesos, comportamientos y los costos de materiales en ambas estructuras.

Del estudio analizado puede concluirse que los sistemas de losas con tabelones es 24,3% más económico que los sistemas de losa con lámina acanalada de acero, además proporciona un piso firme, seguro y con un excelente aislamiento acústico y térmico, con el beneficio de usar materiales tradicionales de fácil acceso en todo el país. En cuanto a los tipos de arriostramientos, se estableció el uso de arriostramiento concéntrico en forma de V para lograr la mayor disminución del peso de la estructura y proporcionar una mejor disipación de energía mediante su deriva.

En definitiva el uso de perfiles Tubulares en vez de perfiles Doble “T” incrementa 22,1% el costo de los elementos estructurales (vigas, columnas y arriostramientos) y cuando se considera la construcción de las losas, éste incremento es de 10,4%. El uso de perfiles Tubulares ofrece un acabado y una estética de mejor calidad, entre otras ventajas no presentes al usar perfiles Doble “T”.

En anexo se presenta el diseño analítico de un elemento típico de cada estructura según lo estipula la norma venezolana COVENIN 1618-1998 “*Estructuras de acero para edificaciones*”, donde se comprobó el diseño realizado por el programa comercial. Se presenta todos los índices de eficiencia que arrojó el programa para detectar los elementos que proporcionan debilidad al momento de ocurrir un sismo con las condiciones establecidas. Se anexan diferentes fotos de la estructura ya construida con perfiles Doble “T” y los planos correspondientes a los dos sistemas de pisos, el techo y la planta arquitectónica usando perfiles Doble “T” y perfiles Tubulares.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por cuidarme en los momentos más difíciles y por haberme tenido tanta paciencia, en fin a ellos le agradezco todo lo que han hecho por mí.

Al profesor Antonio Güell porque a través de su cátedra despertó en mí los deseos de trabajar en el área del acero.

Y por si fuera poco, al profesor José Manuel Velásquez por darme la oportunidad y aceptar ser mi Tutor, ofreciéndome su tiempo para que éste trabajo quedará lo mejor posible.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	12
OBJETIVOS.....	14
I. INFORMACIÓN GENERAL.....	15
I.1. Marco Teórico.....	15
I.2. Método	43
II. DISEÑO DEL SISTEMA DE PISOS.....	47
II.1. Análisis de carga permanente producto de la tabiquería.....	47
II.2. Uso de tabelones	48
II.3. Uso de lámina acanalada de acero	55
II.4. Análisis de costos de los sistemas de pisos.....	62
III. DISEÑO DEL TECHO.....	66
III.1. Análisis de cargas.....	66
III.2. Análisis del machihembrado	67
III.3. Análisis de las correas.....	67
III.4. Análisis de las vigas	68
IV. CÁLCULOS PREVIOS AL ANÁLISIS DINÁMICO.....	71
IV.1. Peso de la edificación.....	71
IV.2. Cálculo de rigidez	74
IV.3. Respuesta sísmica. Espectro de diseño.	79
V. USO DE ARRIOSTRAMIENTOS EN LA ESTRUCTURA	82
V.1. Análisis de los diferentes tipos de arriostramientos.....	87

VI. DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS	90
VI.1. Estructura con perfiles Doble “T”	90
VI.2. Estructura con perfiles Tubulares.....	100
VII. COMPARACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	111
VII.1. Costos de los materiales de las estructuras	111
VII.2. Índices de eficiencias “IPMM” e “IV” del diseño.....	116
CONCLUSIONES.....	120
BIBLIOGRAFÍA.....	124
APÉNDICE A. DISEÑO DE ELEMENTOS TÍPICOS	125
APÉNDICE B. TABLA DE ÍNDICES “IPMM” E “IV” DEL DISEÑO	140
ANEXOS	145

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA I.1	Constante de torsión de diferentes perfiles con pesos similares.....	19
TABLA II.1	Carga equivalente uniforme producto de la tabiquería en los paneles de losa.....	48
TABLA II.2	Costo constructivo del sistema de pisos usando tabelón.....	63
TABLA II.3	Costo constructivo del sistema de pisos usando lámina acanalada de acero	64
TABLA IV.1	Peso del Techo.....	72
TABLA IV.2	Peso del último nivel	72
TABLA IV.3	Peso del nivel tipo, niveles 1 al 4	74
TABLA IV.4	Rigidez del pórtico 1.....	76
TABLA IV.5	Rigidez del pórtico 2.....	76
TABLA IV.6	Rigidez del pórtico 3.....	76
TABLA IV.7	Rigidez del pórtico $A = G$	77
TABLA IV.8	Rigidez del pórtico $B = D = F$	77
TABLA IV.9	Rigidez del pórtico $C = E$	77
TABLA IV.10	Variación porcentual promedio entre la rigidez de Wilbur y del SAP2000	78
TABLA IV.11	Parámetros para el diseño del espectro.....	79
TABLA V.1	Comparación de los diferentes tipos de arriostramientos concéntricos y excéntricos	88
TABLA VI.1	Análisis del período fundamental en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.....	90
TABLA VI.2	Análisis del período fundamental en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.....	91

TABLA VI.3	Distribución vertical de las fuerzas de diseño debido a los efectos traslacionales. Perfiles Doble “T”.....	92
TABLA VI.4	Peso, masa, centros de masa, de rigidez y de cortante de todos los niveles. Perfiles Doble “T”.....	93
TABLA VI.5	Parámetros para la T.E.E. en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.....	93
TABLA VI.6	T.E.E. del nivel 5 en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.....	94
TABLA VI.7	T.E.E. del nivel 4 en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.....	94
TABLA VI.8	T.E.E. del nivel 3 en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.....	95
TABLA VI.9	T.E.E. del nivel 2 en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.....	95
TABLA VI.10	T.E.E. del nivel 1 en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.....	96
TABLA VI.11	Parámetros para la T.E.E. en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.....	96
TABLA VI.12	T.E.E. del nivel 5 en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.....	97
TABLA VI.13	T.E.E. del nivel 4 en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.....	97
TABLA VI.14	T.E.E. del nivel 3 en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.....	98
TABLA VI.15	T.E.E. del nivel 2 en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.....	98
TABLA VI.16	T.E.E. del nivel 1 en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.....	99
TABLA VI.17	Deriva por nivel en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.....	99
TABLA VI.18	Deriva por nivel en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.....	100
TABLA VI.19	Análisis del período fundamental en dirección “X”. Perfiles Tubulares.....	101
TABLA VI.20	Análisis del período fundamental en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.....	101
TABLA VI.21	Distribución vertical de las fuerzas de diseño debido a los efectos traslacionales. Perfiles Tubulares.	103
TABLA VI.22	Peso, masa, centros de masa, de rigidez y de cortante de todos los niveles. Perfiles Tubulares.	103
TABLA VI.23	Parámetros para la T.E.E. en dirección “X”. Perfiles Tubulares...	104
TABLA VI.24	T.E.E. del nivel 5 en dirección “X”. Perfiles Tubulares.....	104

TABLA VI.25	T.E.E. del nivel 4 en dirección “X”. Perfiles Tubulares.....	105
TABLA VI.26	T.E.E. del nivel 3 en dirección “X”. Perfiles Tubulares.....	105
TABLA VI.27	T.E.E. del nivel 2 en dirección “X”. Perfiles Tubulares.....	106
TABLA VI.28	T.E.E. del nivel 1 en dirección “X”. Perfiles Tubulares.....	106
TABLA VI.29	Parámetros para la T.E.E. en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.....	107
TABLA VI.30	T.E.E. del nivel 5 en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.....	107
TABLA VI.31	T.E.E. del nivel 4 en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.....	108
TABLA VI.32	T.E.E. del nivel 3 en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.....	108
TABLA VI.33	T.E.E. del nivel 2 en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.....	109
TABLA VI.34	T.E.E. del nivel 1 en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.....	109
TABLA VI.35	Deriva por nivel en dirección “X”. Perfiles Tubulares.....	110
TABLA VI.36	Deriva por nivel en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.....	110
TABLA VII.1	Costo de la estructura con perfiles Doble “T”	111
TABLA VII.2	Costo de la estructura con perfiles Tubulares	112
TABLA VII.3	Comparación general entre ambas estructuras	113

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA I.1	Sección transversal de los perfiles Doble “T” y perfiles Tubulares.....	18
FIGURA I.2	Distribución plástica para momento positivo en correas y vigas usando tabelones	29
FIGURA I.3	Distribución plástica para momento positivo en correas y vigas usando lámina acanalada de acero	29
FIGURA I.4	Arriostramientos concéntricos	35
FIGURA I.5	Arriostramientos excéntricos	36
FIGURA IV.1	Variación porcentual promedio entre la rigidez de Wilbur y del SAP2000	78
FIGURA IV.2	Espectro de respuesta y espectro de diseño	81
FIGURA VII.1	IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Doble “T” (3D)	117
FIGURA VII.2	IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Tubulares (3D)	117
FIGURA VII.3	IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Doble “T” (En X).....	118
FIGURA VII.4	IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Tubulares (En X).....	118
FIGURA VII.5	IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Doble “T” (En Y).....	119
FIGURA VII.6	IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Tubulares (En Y).....	119

INTRODUCCIÓN

En Venezuela antes de la década de 1970, el sistema constructivo implementado era el convencional con concreto armado; debido a la necesidad de usar sistemas industrializados se empleó el uso de encofrados tipo túnel y tipo mesa, así como también los elementos prefabricados. Hoy en día con el objetivo de minimizar los costos y tiempo de construcción se emplean mucho las estructuras de acero.

En este Trabajo Especial de Grado se propone entonces diseñar dos estructuras de acero, una con perfiles Doble “T” diseñada y construida por el Instituto Nacional de la Vivienda “INAVI” y otra con perfiles Tubulares, con las mismas disposiciones arquitectónicas, para así establecer una comparación entre los costos de ambos edificios considerando únicamente sus elementos estructurales (vigas, columnas, arriostramientos) y las losas.

El trabajo posee siete Capítulos, dos Apéndices y varios Anexos, conformados por; Capítulo I donde se presenta el Marco Teórico y el Método usado para la obtención de los objetivos.

El Capítulo II trata el diseño del sistema de pisos usando dos soluciones, una a través de losas de tabelones y otra a través de lámina acanalada de acero. Luego se realiza el análisis de costo para seleccionar el más económico entre los dos y tomarlo como solución definitiva.

En el Capítulo III se realiza el diseño del techo de la estructura a base de dos vertientes, usando como acabado tejas curvas de arcilla y machihembrado de madera, con una inclinación de 29°.

El Capítulo IV se fundamenta en los cálculos previos necesarios para el estudio dinámico del edificio, el análisis de la rigidez calculada analíticamente a través de las

expresiones de Wilbur, la rigidez determinada por el programa y los factores para obtener el espectro de diseño sísmico.

En el Capítulo V se estudia el uso de los diferentes arriostramientos existentes, bien sean concéntricos o excéntricos, comparando el beneficio y características que generan en la estructura. Se fija el arriostramiento a usar para el diseño definitivo de la estructura.

El Capítulo VI ofrece todos los cálculos relacionados con el análisis estructural de ambos edificios, presentando los resultados de los métodos de análisis (Método Estático Equivalente y Método de Torsión Estática Equivalente) en tablas.

En el último, Capítulo VII se presenta la comparación entre ambas estructuras mediante una tabla que abarca todas las características esenciales de cada edificio, como los perfiles usados, el peso de cada uno de ellos, el costo, los períodos, las derivas, los índices de eficiencias "IPMM" e "IV", entre otros; y los gráficos de los coeficientes de eficiencia de los elementos arrojados por el programa.

También se presenta el Apéndice A, donde podrá verificarse el diseño analítico de un ejemplo tipo de cada elemento de ambas estructuras, como lo estipula la norma COVENIN 1618-1998 "*Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites*". Se logra verificar el resultado obtenido por el programa con el diseño analítico, en una viga de cada dirección, una columna y un arriostramiento.

En el Apéndice B, se ofrece las tablas de índices de eficiencia "IPMM" e "IV" del diseño arrojados por el programa de manera organizada, para verificar el comportamiento individual de cada elemento y establecer los puntos de posible debilidad en las estructuras.

Por último, en los Anexos se presentan los planos de los dos sistemas de pisos propuestos, tabelones y lámina acanalada de acero, el sistema del Techo y los planos de Arquitectura de la planta usando perfiles doble "T" y usando perfiles Tubulares.

OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES

1. Diseñar dos edificios de acero estructural con las mismas disposiciones arquitectónicas, usando en uno perfiles Doble “T” y en otro perfiles Tubulares.
2. Analizar y comparar, el costo de vigas, columnas, arriostramientos y losas de ambos edificios considerando su acabado arquitectónico.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Diseñar el sistema de pisos considerando dos posibles soluciones, una usando tabelones y otra usando lámina acanalada de acero.
2. Diseñar el techo de la edificación en de dos vertientes, usando como acabado tejas curvas de arcilla y machihembrado.
3. Estudiar el uso de posibles arriostramientos.
4. Realizar el análisis estático y el dinámico aplicando la norma COVENIN 1756-2001: “*Edificaciones Sismorresistentes*” con ayuda del programa SAP2000, considerando un análisis estático lineal.
5. Ajustar, de ser necesario, los elementos estructurales viga-columna para cumplir con dicha norma optimizando la eficiencia de los elementos estructurales.
6. Establecer los costos de los materiales de ambas estructuras, tomando en consideración sólo los elementos estructurales viga, columna, arriostramiento y losas.

I. INFORMACIÓN GENERAL

I.1. MARCO TEÓRICO

I.1.1. ESTRUCTURAS DE ACERO

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente una cantidad menor del 1%; de acuerdo con el Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI) actualmente estos dos materiales y sus aleaciones comprenden casi el 95% en peso de todos los metales producidos en el mundo. El primer uso del metal para una estructura tuvo lugar en Shropshire, Inglaterra en 1779 donde fue construido con hierro fundido el puente Coalbrookdale en arco de 31 metros de luz y 7,5 metros de ancho sobre el río Severn, estructura aun de pie y en servicio.

La arquitectura en acero siempre ha estado asociada a la modernidad, la innovación y la vanguardia, traducidas en grandes obras de increíble expresión arquitectónica y de ingeniería civil; además, las grandes ventajas del uso de sistemas de construcción en acero, van de la mano con la perfecta estética de estas obras. La reducción del tiempo de ejecución, el ahorro en materiales y mano de obra en

aumento de la productividad, se han vuelto factores claves para el éxito de cualquier construcción.

Hoy en día, la economía y la rapidez en ejecución de las edificaciones son dos valores agregados que pesan a la hora de construir, por ello el aumento en la implementación del sistema constructivo a través del acero estructural; cuyo material posee excelentes ventajas derivadas de su mayor resistencia y calidad controlada, entre otras ventajas se tienen:

- **Secciones reducidas:** el uso de perfiles abiertos y perfiles huecos proporcionan secciones de menor área, en comparación con los sistemas tradicionales de construcción como los de concreto armado.
- **Luz entre tramos:** utilizando vigas de acero se puede realizar un diseño con luces mayores, gracias a que posee un peso propio bajo.
- **Flexibilidad del proyecto:** las secciones de acero al ser sustancialmente más esbeltas que las equivalentes en concreto, proporciona un mejor aprovechamiento del espacio interno y un aumento en el área útil de cada piso.
- **Limpieza y facilidad en ejecución:** se elimina la colocación de encofrados, disminuye la cantidad de mezclas y simplifica el montaje de las estructuras.
- **Menor tiempo de ejecución:** con la fabricación simultánea de la estructura y las fundaciones, la edificación podrá estar totalmente concluida en un tiempo hasta 40% menor que en los procesos convencionales; además, el montaje de las estructuras metálicas hace posible su manejo organizado y rápido.
- **Menor peso y fácil ampliación:** el acero es el material que posee la mayor relación resistencia-peso propio, por tanto, las estructuras resultan más livianas. También se logra una facilidad de montaje, ideal para las remodelaciones y las ampliaciones.

- **Cambios de uso del inmueble:** cuando el uso del inmueble cambia, el acero estructural puede ser modificado y reforzado rápidamente permitiendo el ajuste del edificio a los nuevos requerimientos. En caso del concreto, la mayoría de las veces hay que demoler y volver a construir.
- **Disminución de las cargas en las fundaciones:** las estructuras de acero al ser más livianas demandan fundaciones de menor costo con una economía que puede llegar al 30%.
- **Ductilidad en zonas sísmicas:** entre sus propiedades intrínsecas, la alta ductilidad del acero resulta muy conveniente en zonas sísmicas.

Pero existen también consideraciones adicionales que posee el acero estructural con respecto al concreto, como lo son:

- **Costo de mantenimiento:** debido al desgaste producto de los efectos climáticos y del tiempo, el acero debe ser tratado con un mantenimiento en lapsos adecuados y periódicos.
- **Costo de protección contra el fuego:** se debe proteger el acero para efectos de altas temperaturas, ya que en presencia de un incendio el acero baja considerablemente su resistencia.
- **Susceptibles al pandeo:** debido a sus pequeñas secciones transversales, los elementos son más propensos al pandeo lateral.
- **Fatiga:** en el acero es importante considerar el efecto de las cargas cíclicas para evitar una ruptura de los elementos por fatiga.

Los elementos más usados para el diseño de estructuras de acero son los perfiles abiertos Doble “T”, sin embargo existe un aumento en el uso de perfiles Tubulares debido a las ventajas que ellos presentan, por tal razón a continuación se presentan esas características resaltantes.

I.1.2. COMPARACIÓN ENTRE PERFILES DOBLE “T” Y PERFILES TUBULARES

En general, los perfiles Doble “T” debido a que concentran su mayor masa en las alas, ofrecen un eficiente comportamiento a flexión, sólo en aquellos casos en los que la tensión de cálculo se ve muy reducida por el pandeo lateral los perfiles Tubulares ofrecen una ventaja.



FIGURA I.1 Sección transversal de los perfiles Doble “T” y perfiles Tubulares

Para elementos solicitados a compresión, la carga crítica de pandeo depende de la esbeltez y de la forma de la sección; esta esbeltez se obtiene mediante la relación entre la longitud de pandeo y el radio de giro; por consiguiente, para un perfil Tubular es generalmente mucho mayor que el correspondiente al eje menor de un perfil Doble “T”. Para una longitud dada, esta diferencia se traduce en una esbeltez menor para los perfiles Tubulares y una masa también menor al compararla con los perfiles Doble “T”.

Los perfiles Tubulares poseen secciones transversales más eficaces para resistir los momentos torsores, puesto que el material se distribuye de manera uniforme respecto a su eje polar, lo que prácticamente elimina el peligro de volcamiento que es determinante en los perfiles Doble “T” esbeltos que requieren arriostramientos laterales para evitar su colapso por inestabilidad lateral; por otro lado los perfiles Tubulares poseen una alta resistencia y rigidez lateral lo que reduce las exigencias de arriostramientos laterales.

En los valores que se presentan a continuación se hace una comparación entre los perfiles Doble “T” más usados y un perfil Tubular de pesos casi idénticos, muestra que la constante de torsión de los perfiles Tubulares es aproximadamente 200 veces mayor que la de los perfiles Doble “T”:

Perfil	Peso (Kgf/m)	Constante de torsión (cm ⁴)
IPN200	26,2	13,5
HEB120	26,7	13,8
HEA140	24,7	8,1
Sección Hueca Cuadrada 140x140x6	24,9	1475

TABLA I.1 Constante de torsión de diferentes perfiles con pesos similares

Las estructuras construidas con perfiles Tubulares ofrecen ventajas en la protección contra la corrosión, porque poseen esquinas redondeadas y no esquinas vivas y proporcionan también caras lisas longitudinalmente, característica no presente en los perfiles Doble “T”. También tienen una superficie a proteger entre un 20% y un 50% menor que los perfiles Doble “T”.

Algunas ventajas adicionales presentes en los perfiles Tubulares con respecto a los perfiles Doble “T”:

- **Rellenos con concreto:** si los espesores de pared normalmente disponibles no son suficientes para satisfacer los requisitos de capacidad portante, se puede rellenar el interior del perfil tubular con concreto, aumentando significativamente dicha resistencia y mejorando la duración de resistencia frente al fuego.

- **Protección contra fuego mediante circulación de agua:** uno de los métodos modernos de protección de edificios contra el fuego, es utilizando las columnas de perfiles Tubulares rellenos de agua.
- **Calefacción y ventilación:** el hueco interno de los perfiles Tubulares se utiliza algunas veces para la circulación de aire y agua de los sistemas de ventilación y calefacción en edificios; ofreciendo una maximización del área útil de la planta a través de la eliminación de los sistemas de aire acondicionado o calefacción.
- **Durabilidad:** la durabilidad de las estructuras Tubulares de acero es inmejorable. Estos carecen de puntos de acumulación de suciedad y humedad que, al pasar el tiempo, generan corrosión. El interior de los perfiles queda perfectamente protegido al cerrar los extremos en las uniones y producir una atmósfera inerte, así la necesidad de mantenimiento se reduce a la mínima posible.
- **Estética:** el uso racional de los perfiles Tubulares conduce, en general, hacia estructuras más limpias y espaciales, proporcionando una facilidad en el remate con la tabiquería, puertas y marcos.

I.1.3. SISTEMA DE PISOS CON LOSA DE TABELONES

Una de las construcciones más usuales en Venezuela son los pisos y techos con losas de tabelones, debido a las facilidades en la obtención de sus componentes y porque constructivamente no requieren de encofrados. Para la construcción de esta losa se requiere: tabelones de arcilla, perfiles IPN, malla electrosoldada como refuerzo de la loseta de concreto, concreto estructural y el acabado de piso.

Su proceso constructivo es sencillo, se comienza por distribuir los perfiles IPN intermedios a una separación de 60 cm. u 80 cm., de manera de ir deslizandolos

tabelones de arcilla entre sus alas (cada 5 tabelones cubren un metro). Colocados todos los tabelones, se procede a fijar a la estructura principal las vigas que actúan como nervios de esta losa mixta. Se coloca la malla electrosoldada sobre los perfiles y los tabelones, a fin de evitar que la loseta se agriete por efecto de la retracción del concreto. Esta superficie permite trabajar en la colocación de las instalaciones y en el vaciado del concreto sobre la losa.

El espesor de la loseta de concreto por encima del ala del perfil no debe ser menor de 3 cm. El concreto además de cubrir el ala del perfil y la malla de repartición, percola dentro de los espacios entre el tabelón y el perfil, de manera que la parte superior del perfil queda embutido dentro del concreto. Posteriormente se colocan los acabados.¹

Además de usar materiales tradicionales que se consiguen en todo el país, el sistema de losas de tabelones suministra un piso firme, seguro y duradero que proporciona buen aislamiento acústico y térmico. Su gran facilidad constructiva al no exigir herramientas ni equipos pesados, proporciona un piso más liviano que los sistemas de construcción convencionales de concreto armado, es 20% más barato por metro cuadrado de construcción y hasta 50% más rápida su ejecución.

I.1.4. SISTEMA DE PISOS CON LÁMINA ACANALADA DE ACERO

En algunos países, desde principios de 1950 se ha venido utilizando el sistema de losa metálica compuesta, siendo una solución segura y económica. En la actualidad la mayoría de los edificios de acero de gran altura utilizan este sistema de pisos.

¹ Información extraída del boletín electrónico: Acero al Día, de SIDETUR Enero de 2002. Referencia [8]

La lámina acanalada de acero tiene tres funciones en sus diferentes etapas constructivas. En la primera etapa, funciona como plataforma al ser colocada y fijada a la estructura de soporte, para que los diferentes frentes de trabajo puedan transitar sobre ella y facilitar su trabajo.

En la segunda etapa constructiva se utiliza como encofrado permanente, pues quedará conectada con el concreto. Y finalmente en la última etapa, la lámina acanalada de acero con el concreto ya endurecido funciona como un acero de refuerzo positivo (despreciable para el diseño). El uso de conectores de corte es para que exista una adecuada adherencia y resistencia entre el concreto y la lámina acanalada de acero y así lograr un comportamiento de losa mixta. La presencia de conectores en la losa mixta hacen que el concreto se confine hacia la lámina, asimismo, se evitan los desplazamientos horizontales en los apoyos y como resultado, esta losa presenta un incremento sustancial en la capacidad de carga.

I.1.5. ACCIONES PERMANENTES

Las acciones permanentes son las cargas que actúan continuamente sobre una edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como ejemplo tenemos las cargas del peso propio de los componentes estructurales y no estructurales; pavimentos, rellenos, paredes, tabiques, frisos, instalaciones fijas, entre otros.

I.1.6. PESOS DE LA TABIQUERÍA

Cuando el peso de los tabiques que actúa sobre un panel de losa no excede 900 Kgf/m, se puede estimar su influencia como una carga equivalente uniformemente

distribuida, igual al peso de los tabiques dividido entre el área del panel de losa sobre la cual actúa.

Cuando en los edificios la posición y el tipo de los tabiques no están definidos, se deberá tener en cuenta un valor estimado para la carga producida; calculado en base a una supuesta distribución y peso unitario de los tabiques. La carga distribuida equivalente así estimada no será menor de 150 Kg/m^2 sobre la losa.

I.1.7. ACCIONES VARIABLES

Las acciones variables son aquellas cargas que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se debe a su ocupación y uso habitual, como la generada por personas, objetos, vehículos, ascensores, maquinarias, entre otros.

I.1.8. DEMANDA DE RESISTENCIA. COMBINACIONES DE DISEÑO

La Norma LRFD “*Load and Resistance Factor Design*” o Diseño por factores de carga y resistencia, es un método para dimensionar componentes estructurales basados en verificar que no se exceda ningún estado límite aplicable cuando la estructura se somete a todas las combinaciones de carga de diseño.

La demanda de resistencia de la estructura y de sus elementos tiene que determinarse a partir de la combinación crítica apropiada de las solicitaciones mayoradas. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o más de las solicitaciones no están actuando y cuando una solicitación pueda cambiar de signo.

Para el edificio en estudio se tendrán en cuenta todas las combinaciones posibles mostradas a continuación:

$$\text{Combinación 1: } 1,4 \text{ CP} \quad (1.1)$$

$$\text{Combinación 2: } 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV} \quad (1.2)$$

$$\text{Combinación 3: } 1,2 \text{ CP} + 0,25 \text{ CV} + S_x + 0,30 S_y \quad (1.3)$$

$$\text{Combinación 3.1: } 1,2 \text{ CP} + 0,25 \text{ CV} - S_x + 0,30 S_y \quad (1.4)$$

$$\text{Combinación 3.2: } 1,2 \text{ CP} + 0,25 \text{ CV} - S_x - 0,30 S_y \quad (1.5)$$

$$\text{Combinación 3.3: } 1,2 \text{ CP} + 0,25 \text{ CV} + S_x - 0,30 S_y \quad (1.6)$$

$$\text{Combinación 4: } 1,2 \text{ CP} + 0,25 \text{ CV} + 0,30 S_x + S_y \quad (1.7)$$

$$\text{Combinación 4.1: } 1,2 \text{ CP} + 0,25 \text{ CV} - 0,30 S_x + S_y \quad (1.8)$$

$$\text{Combinación 4.2: } 1,2 \text{ CP} + 0,25 \text{ CV} - 0,30 S_x - S_y \quad (1.9)$$

$$\text{Combinación 4.3: } 1,2 \text{ CP} + 0,25 \text{ CV} + 0,30 S_x - S_y \quad (1.10)$$

$$\text{Combinación 5: } 0,9 \text{ CP} + S_x + 0,30 S_y \quad (1.11)$$

$$\text{Combinación 5.1: } 0,9 \text{ CP} - S_x + 0,30 S_y \quad (1.12)$$

$$\text{Combinación 5.2: } 0,9 \text{ CP} - S_x - 0,30 S_y \quad (1.13)$$

$$\text{Combinación 5.3: } 0,9 \text{ CP} + S_x - 0,30 S_y \quad (1.14)$$

$$\text{Combinación 6: } 0,9 \text{ CP} + 0,30 S_x + S_y \quad (1.15)$$

$$\text{Combinación 6.1: } 0,9 \text{ CP} - 0,30 S_x + S_y \quad (1.16)$$

$$\text{Combinación 6.2: } 0,9 \text{ CP} - 0,30 S_x - S_y \quad (1.17)$$

$$\text{Combinación 6.3: } 0,9 \text{ CP} + 0,30 S_x - S_y \quad (1.18)$$

Donde: **CP** es la carga permanente debida al peso de los elementos estructurales y acabados permanentes de la estructura; **CV** carga variable debida al uso; **S_x** carga por sismo en dirección “X” y **S_y** es la carga por sismo en dirección “Y”.

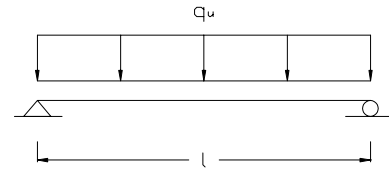
I.1.9. DISEÑO DE CORREAS Y VIGAS PARA EL SISTEMA DE PISOS

I.1.9.1. Análisis Estructural para las correas

$$q_u = q'_u \times a_{\text{correa}} \quad (1.19)$$

$$M_u = \frac{q_u \times l_{\text{correa}}^2}{8} \quad (1.19)$$

$$R_u = \frac{q_u \times l_{\text{correa}}}{2} \quad (1.20)$$



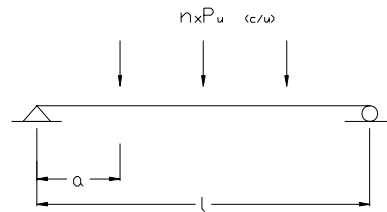
Donde: **a_{correa}** es el área tributaria de corresponde a la correa, **q_u** es la carga al cual esta sometido el elemento y **l_{correa}** es la longitud de la correa.

I.1.9.2. Análisis Estructural para las vigas

$$P_u = n \times R_u^{\text{correa}} \quad (1.21)$$

$$M_u = P_u \times a + \frac{P \times l}{4} \quad (1.22)$$

$$R_u = P + \frac{P}{2} \quad (1.23)$$



Donde: n es el número de correas apoyadas en la viga, R_u^{correa} es la reacción de la correa en la viga y a es la distancia entre el borde y la reacción de cada correa.

I.1.9.3. Selección de los perfiles

La selección del perfil de la correa y de la viga, se hace cumpliendo con la demanda del módulo plástico de la sección a través de la distribución plástica de tensiones ($Z_{\text{requerida}}$):

$$Z_{\text{requerida}} = \frac{M_u}{\phi F_y} \quad (1.24)$$

I.1.9.4. Etapa de construcción

En la etapa de construcción se debe verificar la resistencia de los perfiles y la deflexión producida:

$$q_u' = CP_{pp} + CV_c \quad (1.25)$$

$$q_u = q_u' \times a_{\text{correa}} \quad (1.26)$$

$$M_u^{\text{const.}} = \frac{q_u \times l^2}{8} \quad (1.27)$$

Donde: CP_{pp} es la carga permanente debida a su peso propio (sin tabiquería ni acabado) y CV_c es la carga variable durante la construcción estimada en 100 Kg/m^2 .

✓ Resistencia a flexión del acero solo, para la etapa de construcción

La resistencia a flexión de los elementos se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi M_t = 0,9 \times Z_x \times F_y \quad (1.28)$$

✓ Flecha durante la etapa de construcción

Bajo el peso del concreto fresco, la flecha calculada se limita al menor valor entre $L/180$ y 20 mm. con el análisis de viga simplemente apoyada, en caso de no cumplir con dicha deflexión se tendrá que usar apuntalamiento:

$$\Delta_{\text{voladizo}} = \frac{w_{\text{const.}} \times L^4}{8 \times E \times I_x} \quad (1.29)$$

$$\Delta_{\text{tramo}} = \frac{5 \times w_{\text{const.}} \times L^4}{384 \times E \times I_x} \quad (1.30)$$

Donde: $w_{\text{const.}}$ es la carga permanente uniforme debida a la losa (Kgf/m), L luz de la correa, E módulo de elasticidad del acero e I_x es el momento de inercia del perfil usado.

I.1.9.5. Etapa en Uso

$$q_u' = CP + CV \quad (1.31)$$

Donde: CP es la carga permanente adicional al peso propio; como la tabiquería y el acabado y CV es la carga variable para viviendas habitacionales.

✓ Flecha durante el uso

Bajo la condición de servicio, la flecha calculada se limita al valor $L/360$ por carga adicional al peso propio, considerando la sección mixta de la viga de acero y el concreto:

$$I_t = I_x + A \left(y_i - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_c}{n} y_s^3 - \frac{b_c}{n} (y_s - a)^3 \quad (1.32)$$

$$\Delta_{\text{tramo}} = \frac{5 \times w_{\text{uso}} \times L^4}{384 \times E \times I_t} \quad (1.33)$$

$$\Delta_{\text{voladizo}} = \frac{w_{\text{uso}} \times L^4}{8 \times E \times I_t} \quad (1.34)$$

Donde: w_{uso} es la carga permanente uniforme debida a la condición de servicio. Carga Adicional al peso propio de la losa. (Kgf/m), L luz de la correa, E módulo de elasticidad del acero, I_t momento de inercia transformada, n coeficiente de relación entre los módulos de elasticidad (E_s/E_c), para transformar el área del concreto como acero, I_x momento de inercia del perfil, y_s distancia entre el eje neutro transformado y la fibra superior, y_i distancia entre el eje neutro transformado y la fibra inferior, A área del perfil seleccionado, d altura del perfil y a es el espesor del concreto en compresión.

I.1.9.6. Ancho efectivo de la losa de concreto

$$b_{sl} \leq \frac{l}{8} \quad (1.35)$$

$$b_{ss} \leq \frac{s}{2} \quad (1.36)$$

$$\Rightarrow b_e = 2 \times b_s \quad (1.37)$$

Donde: l es la luz de la viga y s es la distancia al eje baricentro de la viga adyacente.

I.1.9.7. Resistencia a Flexión

Para los casos de elementos de perfiles Tubulares y perfiles Doble “T” se debe cumplir la siguiente condición de resistencia:

$$T = A_s \times F_y \quad (1.38)$$

$$C = T = b_e \times a \times 0,85 \times f'_c \Rightarrow a = \frac{T}{b_e \times 0,85 \times f'_c} \quad (1.39) \quad \Rightarrow a \leq t : [\text{cm}]$$

$$Z = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \quad (1.40) \quad \phi M_t = 0,85 \times Z \times T \quad (1.41)$$

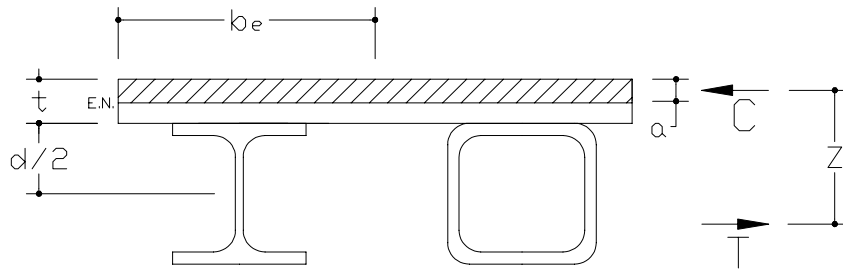


FIGURA I.2 Distribución plástica para momento positivo en correas y vigas usando tabelones

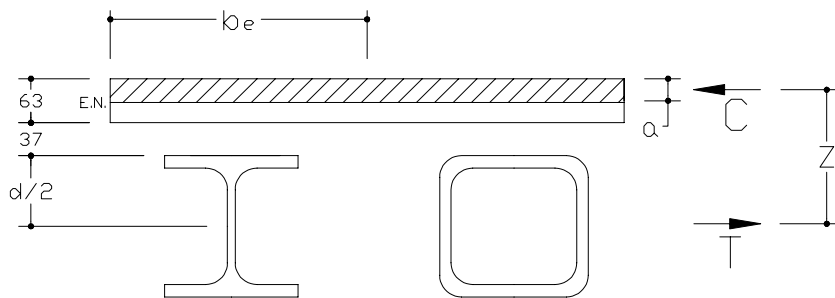


FIGURA I.3 Distribución plástica para momento positivo en correas y vigas usando lámina acanalada de acero

I.1.9.8. Resistencia al Corte

La resistencia al corte del perfil se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$\phi V = 0,90 \times 0,60 \times F_{yw} \times A_w \times C_v \quad (1.42)$$

$$A_w = d \times t_w \quad (1.43)$$

$$C_v = 1 \quad \Leftrightarrow \quad \left(\frac{h}{t_w} \right) \leq 2,42 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70,1$$

$$C_v = \frac{2,4 \times \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}}{h/t_w} \Leftrightarrow 2,42 \times \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 70,1 < \left(\frac{h}{t_w} \right) \leq 3,00 \times \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 86,9$$

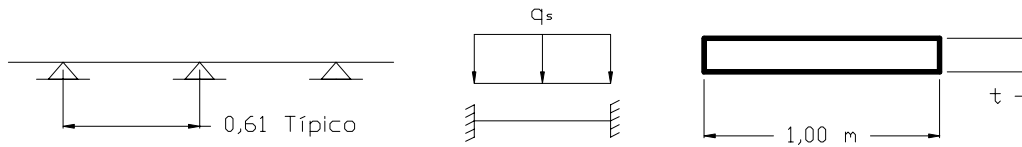
$$C_v = \frac{7,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2} \Leftrightarrow 3,00 \times \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 86,9 < \left(\frac{h}{t_w} \right) \leq 260$$

I.1.10. DISEÑO DE CORREAS Y VIGAS PARA EL TECHO

I.1.10.1. Análisis del Machihembrado

El análisis del machihembrado se hace a través de la técnica de tensiones admisibles:

$$\text{Carga de Servicio: } q_s = q_{CP} + q_{CV} \quad (1.44)$$



$$M = \frac{q_s \times l^2}{12} \Rightarrow S_{\text{requerido}} = \frac{M}{\sigma_s} \quad (1.45)$$

$$S = \frac{bt^2}{6} \Rightarrow t = \sqrt{\frac{S \times 6}{b}} \quad (1.46)$$

Donde: σ_s es el esfuerzo de compresión de la madera, t espesor del machihembrado, q_{ep} carga permanente del techo y q_{cv} es la carga variable del techo.

✓ Revisión de la Flecha

La flecha máxima para sistemas de techo debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{l}{d} \times \frac{Z_{requerida}}{Z_{real}} \leq \frac{70.000}{F_y} = \frac{70.000}{2500} = 28 \quad (1.47)$$

✓ Revisión del Pandeo Local

Para evitar el pandeo local de los perfiles Doble “T” se debe cumplir con las siguientes relaciones de acho-espesor:

$$\text{Ala:} \quad \lambda = \frac{b_f}{2t_t} \leq \lambda_p = 0,376 \times \gamma_y = 0,376 \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2500}} = 10,9 \quad (1.48)$$

$$\text{Alma:} \quad \lambda = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_p = 3,70 \times \gamma_y = 3,70 \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2500}} = 107,2 \quad (1.49)$$

I.1.11. RIGIDEZ DE UN PÓRTICO

La rigidez de un entrepiso es la relación que existe entre la fuerza cortante resistida por un pórtico en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre

los dos niveles consecutivos. La definición de rigidez no es independiente del sistema de fuerzas laterales, por ende para calcularla con rigor debe conocerse la estructura con anterioridad. Para dicho cálculo aproximado se emplea las fórmulas de Wilbur.

Las fórmulas de Wilbur son aplicables a pórticos regulares, formados por elementos de momento de inercia constante, derivando sus criterios del Método de Maney-Goldberg, con las siguientes hipótesis:

1. Las rotaciones en todos los nodos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales (excepto en el nivel base, donde puede suponerse empotramiento o articulación).
2. La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes al analizado son iguales a éste.

A continuación se presentan las expresiones para estimar la rigidez de los entrepisos suponiendo columnas empotradas en el primer nivel:

Para el primer entrepiso:

$$K_1 = \frac{48E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum k_{c,1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k_{v,1} + \frac{\sum k_{c,1}}{12}} \right]} \quad (1.50)$$

Para el segundo entrepiso:

$$K_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum k_{c,2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k_{v,1} + \frac{\sum k_{c,1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{v,2}} \right]} \quad (1.51)$$

Para entrepisos intermedios:

$$K_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum k_{c,n}} + \frac{h_m + h_n}{\sum k_{v,m}} + \frac{h_n + h_0}{\sum k_{v,n}} \right]} \quad (1.52)$$

Donde: K_n es la rigidez del entrepiso en cuestión, $k_{v,n}$ rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso “n”, $k_{c,n}$ rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso “n”, **m**, **n** y **o** índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba, h_n altura del entrepiso “n” y E es el módulo de elasticidad del material de las columnas y vigas.

Un cálculo más simplificado es a través de la siguiente expresión:

$$K = \frac{24EI}{H^3} \quad (1.53)$$

Donde: I es la suma de todas las inercias de las columnas del nivel a estudiar, H la altura del entrepiso y E es el módulo de elasticidad de las columnas; suponiendo solo la deformación de columnas sin ninguna contribución de las vigas (las vigas se consideran con inercia y área infinitas).

El SAP2000 o cualquier programa de análisis estructural, intrínsecamente utiliza para el cálculo de la rigidez lateral de la estructura, la rotación real de las conexiones y la deformación de cada elemento, obteniendo un valor de mayor exactitud que los métodos presentados anteriormente.

I.1.12. ARRIOSTRAMIENTOS EN ESTRUCTURAS DE ACERO

La ocurrencia de un evento sísmico genera fuerzas laterales en las estructuras, cuyo efecto se refleja en el diseño, con la necesidad de aumentar la cantidad de acero para lograr absorber y disipar dichas solicitaciones. Para evitar el uso de perfiles cuyas secciones sean mayores a las necesarias por las cargas gravitacionales, se

emplea el uso de arriostramientos cuya finalidad básica es resistir las cargas laterales debidas a un sismo, proporcionando en la estructura una mejor resistencia lateral y una mayor rigidez.

Antes de la implementación de las normas sísmicas, en muchas construcciones industriales era usado los arriostramientos con la finalidad de suministrar mayor resistencia y estabilidad a las cargas producidas por el viento, hoy en día debido a las exigencias para salvaguardar las vidas humanas y el no colapso de las estructuras frente a un fenómeno sísmico estos elementos estructurales son utilizados con mucha frecuencia.

Los diferentes sistemas de arriostramientos están descritos como arriostramientos concéntricos y arriostramientos excéntricos.

I.1.12.1. Arriostramientos Concéntricos

Los arriostramientos concéntricos son aquellos en los cuales los ejes de los miembros se interceptan en un punto en común o en la junta, sin embargo en la realidad por las limitaciones físicas de las conexiones y de la interacción con los demás elementos son posibles pequeñas excentricidades que no son consideradas relevantes e ignoradas.

En el diseño de los arriostramientos sólo se considera el comportamiento axial, es decir, los extremos se modelan como articulados sin generar solicitaciones de momento, por ésta razón en su comportamiento predomina el pandeo a compresión. El uso de estos sistemas aunque no son tan dúctiles, provee en forma económica mucha mayor resistencia y rigidez que un pórtico resistente a momento con la misma cantidad de acero.

A continuación se presentan los diferentes tipos de arriostramientos concéntricos considerados en el estudio:

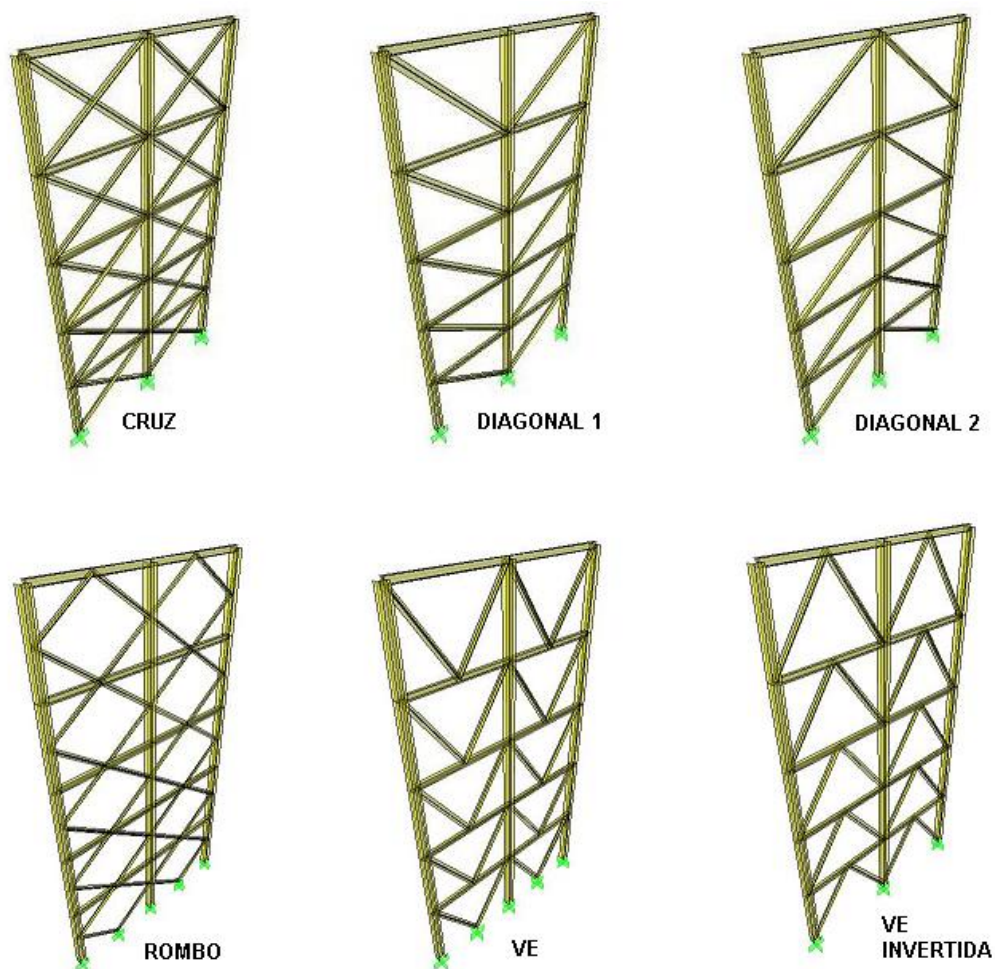


FIGURA I.4 Arriostramientos concéntricos

Al usar arriostramientos en forma de Ve “V” y Ve invertida “Λ” las vigas interceptadas deben ser capaces de soportar las cargas gravitacionales sin la presencia de dichos arriostramientos.

I.1.12.2. Arriostramientos excéntricos

Los arriostramientos excéntricos son aquellos en los cuales sus ejes presentan excentricidad con relación a las juntas viga-columna, es decir, deliberadamente la línea de intersección del miembro arriostrado con la junta posee excentricidad, pero al igual que los arriostramientos concéntricos, para su diseño se consideran articulados en sus extremos.

Lo que lo diferencian de los arriostramientos concéntricos es que al menos uno de sus miembros es conectado como un aislante en la viga, denominado enlace o fusible. Estos fusibles deben ser capaces de soportar largas deformaciones inelásticas sin perder resistencia.

Este tipo de arriostramiento es considerado como un sistema híbrido el cual combina la rigidez de los pórticos arriostrados con la ductilidad y capacidad de disipar la energía, donde los enlaces deben ser capaces de soportar largas deformaciones inelásticas sin perder su resistencia. Esta cedencia del enlace de viga es un fenómeno dúctil, opuesto a la falla de los arriostramientos concéntricos que son por fuerza axial.

A continuación se presentan los diferentes tipos de arriostramientos excéntricos considerados en el estudio:

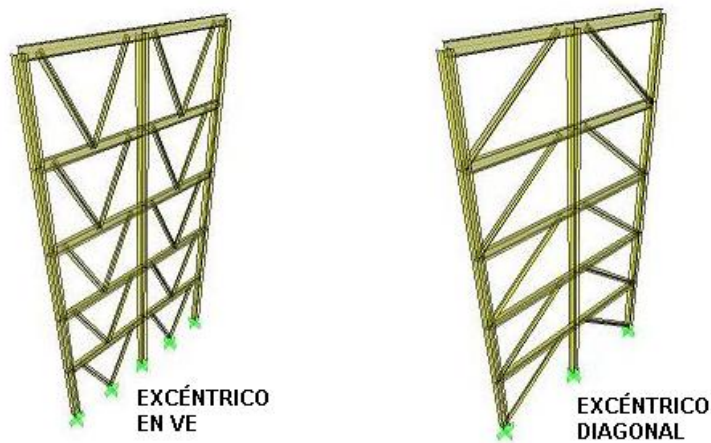


FIGURA I.5 Arriostramientos excéntricos

I.1.13. ESPECTRO DE DISEÑO

Los *espectros de respuesta* definen la respuesta máxima de oscilaciones de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período o de la frecuencia natural. Por consiguiente el *espectro de diseño* es aquel espectro asociado a sismos de diseño, en el cual se ha incorporado el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos.

Los espectros de diseño están definidos por las siguientes ecuaciones:

$$T < T^+ \Rightarrow Ad = \frac{\alpha \phi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (1.54)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \Rightarrow Ad = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \quad (1.55)$$

$$T > T^* \Rightarrow Ad = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \left[\frac{T^*}{T} \right]^p \quad (1.56)$$

Donde: **Ad** es la ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad, **α** factor de importancia de la estructura de acuerdo al uso, **A_o** coeficiente de aceleración horizontal, **ϕ** factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal, **β** factor de magnificación promedio, **$T_o = 0,25T^*$** período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, **T^*** máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, **$T^+ \geq T_o$** período característico de variación de respuesta dúctil, **R** factor de reducción de respuesta y **p** es el exponente que define la rama descendiente del espectro.

I.1.14. PERÍODO FUNDAMENTAL

En cada dirección de análisis el período fundamental “T” se calcula según se establece en la fórmula siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_{ei})^2}{g \sum_{i=1}^N Q_i \delta_{ei}}} \quad (1.57) \quad Q_i = W_i \frac{h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (1.58)$$

Donde: **W_i** es el peso del nivel “i”, **h_i** altura del entrepiso “i” y **δ_{ei}** es el desplazamiento lateral total de cada entrepiso.

El valor calculado del período fundamental no excederá el valor 1,4T_a, donde para estructuras de acero es:

$$T_a = 0,08(h_n)^{0,75} \quad (1.59)$$

Donde: **h_n** la altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

I.1.15. MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

El método estático equivalente es un método simplificado que permite analizar el comportamiento de una estructura que cumpla con las condiciones de regularidad establecidas por la norma COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*”. El problema dinámico que origina el movimiento sísmico y sus parámetros de

interpretación para el cálculo se enfoca como un problema estático equivalente, es decir, los desplazamientos y fuerzas sometidas en la estructura se determinan mediante un análisis sujeto a la acción de cargas estáticas aplicadas en los centros de masa de cada piso. En éste método, los efectos traslacionales se determinan por el Método Estático Equivalente y los efectos torsionales se determinan por el Método de la Torsión Estática Equivalente.

El Método Estático Equivalente tiene como objeto la determinación de fuerzas laterales aplicadas en cada nivel del edificio y así determinar las sollicitaciones de diseño en los diversos elementos resistentes. La aplicación de ésta norma esta limitada, para edificios que sean clasificados como regulares y con altura no mayor de 10 pisos o de 30 metros. Se fundamenta en la determinación previa del período fundamental como la propiedad intrínseca del edificio con mayor influencia en la determinación de las fuerzas sísmicas.

I.1.15.1. Fuerza cortante basal

La fuerza cortante basal es la fuerza cortante horizontal originada por las acciones sísmicas en el nivel de base. Esta cortante basal se determina en cada dirección de análisis de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_o = \mu A_d W \quad (1.60)$$

Donde: A_d es la ordenada del espectro de diseño, para el período “T”, W peso total de la edificación y μ mayor de los siguientes dos valores (N es el número de niveles):

$$\mu = 1,4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad (1.61) \quad \text{ó} \quad \mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (1.62)$$

Donde: **N** es el número de niveles que posee la estructura, **T** período fundamental y **T*** es el máximo período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante.

El coeficiente sísmico definido por V_o/W no será menor que el valor $\alpha A_o/R$.

I.1.15.2. Distribución Vertical de las fuerzas de diseño debido a los efectos traslacionales

Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtienen al distribuir verticalmente la fuerza cortante basal “ V_o ”, determinada con la siguiente expresión:

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (1.63)$$

Donde: **F_t** es la fuerza lateral concentrada en el último nivel calculada según la expresión: $F_t = \left(0,06 \frac{T}{T^*} - 0,02 \right) V_o$ (1.64), acotada por: $0,04V_o \leq F_t \leq 0,10V_o$ y **F_i** es la fuerza lateral correspondiente al nivel “i”, calculada según la siguiente fórmula:

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (1.65)$$

I.1.16. PESOS, MASAS, CENTRO DE MASAS, CENTROS DE RIGIDEZ Y CENTROS DE CORTANTE DE LOS NIVELES

El **centro de masa** es el punto por donde pasa la resultante de todas las cargas verticales permanentes aplicadas a cada losa. Las coordenadas del centro de masa del nivel “i” esta dada por las siguientes expresiones:

$$X_{CM} = \frac{\sum P_i X_i}{P_i} \quad (1.66)$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum P_i Y_i}{P_i} \quad (1.67)$$

El **centro de rigidez** de cada entrepiso es aquel punto donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior y está dado por:

$$X_{CR} = \frac{\sum K_y^i X_i}{K_y} \quad (1.68)$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_x^i Y_i}{K_x} \quad (1.69)$$

El **centro de cortantes** es el punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en el centro de masa respectiva, dado por las siguientes expresiones:

$$X_{CC}^i = \frac{\sum_{j=1}^N F_y^j X_{CM}^j}{V_y^i} \quad (1.70)$$

$$Y_{CC}^i = \frac{\sum_{j=1}^N F_x^j Y_{CM}^j}{V_x^i} \quad (1.71)$$

I.1.17. MÉTODO DE TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE

Según la norma venezolana COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*”: En cada nivel y en cada dirección se incorpora el efecto de los momentos torsores, añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centro de rigidez. Para cada miembro resistente se selecciona las solicitaciones más desfavorables derivadas de las combinaciones de fuerza cortante y los distintos momentos torsores indicados.

En cada nivel y en cada dirección los momentos torsores se obtienen por medio de las siguientes fórmulas:

$$M_{ti} = V_i (\tau e_i + 0,06B_i) \quad (1.72)$$

$$M_{ti} = V_i (\tau' e_i - 0,06B_i) \quad (1.73)$$

Donde: V_i es la fuerza cortante de diseño en el nivel “i” para la dirección analizada, e_i excentricidad estática en el nivel “i”, entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante en la dirección analizada, se tomará siempre positiva, B_i ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada, τ factor de amplificación dinámica torsional para la dirección analizada y τ' es el factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta, para la dirección considerada.

Los factores de modificación de la excentricidad, para cada dirección, se calculan según las siguientes expresiones:

$$\text{Para } 0,5 \leq \Omega \leq 1,0 \Rightarrow \tau = 1 + [4 - 16\varepsilon]\Omega \quad (1.74)$$

$$\text{Para } 1,0 \leq \Omega \leq 2,0 \Rightarrow \tau = 1 + [4 - 16\varepsilon(2 - \Omega)](2 - \Omega)^4 \quad (1.75)$$

$$\text{Para } 2,0 \leq \Omega \Rightarrow \tau = 1 \quad (1.76)$$

$$\tau' = 6(\Omega - 1) - 0,6 \text{ acotado entre } -1 \text{ y } 1. \quad (1.77)$$

Donde: ε es el valor representativo del cociente e/r , no mayor que 0,20, Ω valor representativo del cociente r_t/r , no menor que 0,50, e valor representativo de las excentricidades entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante de las plantas de la edificación, en la dirección analizada, r valor representativo del radio de giro inercial de las plantas de la edificación y r_t es el valor representativo del radio de giro torsional del conjunto de las plantas de la edificación, en la dirección considerada.

I.2. MÉTODO

La línea de investigación del presente Trabajo Especial de Grado es el estudio de los costos en edificaciones construidas con perfiles Doble “T” y perfiles Tubulares. Para evaluar dichos costos es necesario el diseño estructural de ambas estructuras con las mismas condiciones arquitectónicas y con los ajustes correspondientes de sus perfiles.

El estudio se limita únicamente al costo de los elementos estructurales de las vigas, las columnas, los arriostramientos y las losas, sin considerar transporte, suministro ni sus conexiones.

Para llevar a cabo los objetivos se propone la realización del siguiente método:

1. **Recopilación de las características arquitectónicas del edificio.** Utilizando el diseño del edificio realizado por “INAVI” con perfiles Doble “T”, se procede a ejecutar los planos de la estructura con las mismas disposiciones arquitectónicas.

2. **Evaluación de las acciones variables y permanentes, sometidas en la edificación, según lo estipula la norma COVENIN 2002-88: “Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones”.** Consiste en estudiar las acciones sometidas en la estructura para fijar las cargas que son necesarias para el diseño de los elementos estructurales.
3. **Diseño del sistema de pisos, proponiendo dos posibles soluciones: el uso de tabelones y el uso de lámina acanalada de acero.** Con las acciones permanentes y variables ya establecidas, se procede al diseño del sistema de pisos en las dos soluciones. Luego del diseño de los dos tipos de losa se realiza el análisis de costo para seleccionar el más económico y tomarlo como definitivo en los cálculos posteriores.
4. **Diseño del techo de dos vertientes con una inclinación de 29°, usando tejas curvas de arcilla y machihembrado de madera.** Con las acciones permanentes y variables establecidas, se procede al diseño del machihembrado de madera, de las correas y vigas del techo. Con el fin de obtener las cargas generadas por él en el resto de la estructura.
5. **Cálculo de la rigidez analíticamente y a través del programa SAP2000.** Consiste en calcular la rigidez de cada uno de los pórticos del predimensionado a través de las ecuaciones de Wilbur, tomando en consideración las dimensiones y características de los elementos estructurales viga-columna de cada línea resistente. Para hallar la rigidez que el programa determina intrínsecamente, se empleará un sistema de fuerzas-desplazamientos en cada nivel de cada pórtico, con el fin de obtener la rigidez del entrepiso a través de la relación $\text{Rigidez} = \text{Fuerza} / \text{Desplazamiento}$. La rigidez que manipula el SAP2000 es necesaria para lograr el cálculo de las fuerzas horizontales y su distribución en los pórticos.

6. **Análisis del uso de arriostramiento.** Consiste en el estudio del posible uso de arriostramientos en la dirección corta o débil, el cual aumentará la rigidez de la estructura y disminuirá los desplazamientos de los niveles ante la ocurrencia de un sismo. La estructura será modelada en el programa con cada uno de los arriostramientos y con el debido ajuste de todos sus componentes estructurales se obtendrá cual de ellos ofrece un mejor comportamiento a toda la estructura y cual tipo de arriostramiento producirá un menor costo total.
7. **Cálculo del Espectro de Diseño Sísmico para el análisis dinámico.** Consiste en calcular la fuerza de aceleración producida en la base de la estructura debido al sismo, a través del cálculo del período fundamental y el espectro de diseño estipulado en la norma COVENIN 1756-2001: “*Edificaciones Sismorresistentes*” se puede calcular dicha fuerza de aceleración que para el análisis dinámico a realizar, serán fuerzas estáticas ejercidas en cada nivel de la edificación.
8. **Realización del modelado estructural de los dos edificios (perfiles Doble “T” y perfiles Tubulares) utilizando el programa de cálculo SAP2000, con el respectivo ajuste de los elementos estructurales.** Consiste en modelar dentro del programa dichos edificios, suministrándole las cargas permanentes, variables y fuerzas estáticas horizontales por nivel (debidas al sismo). Para obtener el diseño definitivo se debe cumplir con las condiciones de resistencia de cada elemento y la desplazabilidad máxima permitida por la norma COVENIN 1756-2001: “*Edificaciones Sismorresistentes*”. La resistencia de los elementos estructurales se controlan con el valor de eficiencia generado a través del programa, al verificar dicho diseño con la norma LRDF del año 1993; esta eficiencia llamada coeficiente “IPMM” toma en cuenta fuerzas axiales y momentos flectores y el coeficiente “IV”

considera las fuerzas cortantes. El valor máximo posible es el 1,00 (de ser mayor que 1,00 el elemento fallaría).

9. **Evaluación del costo de los elementos estructurales de los dos edificios.** Se realizarán los análisis de costos de los materiales usados en ambas estructuras, tomando en consideración sólo los elementos estructurales viga, columna, arriostramiento y losa, objeto de estudio del Trabajo de Grado.
10. **Análisis e interpretación de dichos costos, aportando la diferencia del aspecto arquitectónico en el uso de los dos perfiles usados.** Consiste en el análisis económico de la elaboración de las dos estructuras, pero a su vez se comenta acerca de las condiciones de sus respectivos acabados y estética entre los elementos estructurales y los no estructurales.

El resultado obtenido se enfoca en obtener un edificio usando perfiles Tubulares de acero que cumpla con las condiciones estructurales necesarias y a su vez mejore el acabado de sus elementos viga-columna con el entorno de la estructura (la tabiquería). Considerando que el acabado influirá en la calidad de vida del habitante y de la calidad de obra acabada, aspectos no presentes cuando se usa perfiles Doble “T”.

II. DISEÑO DEL SISTEMA DE PISOS

En el diseño del sistema de pisos se proponen losas usando tabelones de arcilla y láminas acanaladas de acero; para establecer luego de un análisis de costos el más económico.

Para el diseño de las correas y vigas del sistema de piso es necesario fijar las cargas permanentes y variables actuantes en los paneles de losa, por tal razón se hace un análisis de cada uno de ellos a continuación:

II.1. ANÁLISIS DE CARGA PERMANENTE PRODUCTO DE LA TABIQUERÍA

II.1.1. CONDICIONES DE LA TABIQUERÍA:

La tabiquería a usar en toda la edificación consta de bloques de arcilla frisada por ambas caras con espesor de 15 cm. el cual genera una carga lineal de 575 Kgf/m.

Como el peso de los tabiques que actúa sobre las losas no excede 900 Kgf/m, la influencia es tomada como una carga equivalente, uniformemente distribuida, igual al peso total de los tabiques dividido por el área del panel de losa sobre la cual actúa.

Zona	Área (m ²)	Tabiquería (ml)	Carga (Kg)	% Área	Carga Equivalente Uniforme (Kgf/m ²)
AB-12 AB-23 FG-12 FG-23	11,44	3,60	2.070	24,5%	181
BC-12 CD-12 EF-12	19,99	8,66	4.980	32,1%	249
BC-23	19,99	1,72	989	10,7%	49
CD-23 EF-23	19,99	6,28	3.611	21,4%	181
DE-12 DE-23	10,69	0,00	0	11,4%	0

TABLA II.1 Carga equivalente uniforme producto de la tabiquería en los paneles de losa

En 145,71 m² que representa alrededor del 77% del área de toda la planta, existe una carga uniforme alrededor de 200 Kgf/m² (181 y 249 Kgf/m²). Cabe acotar que el valor mayor (249 Kgf/m²) es generado en el panel de planta destinado a la cocina y sanitarios; logrando un factor de seguridad mayor al tomar en cuenta las acciones variables en las combinaciones de carga para el diseño. Se estableció para el diseño analítico de la losa, una carga uniforme distribuida debido al peso propio de la tabiquería de **190 Kgf/m²**.

II.2. USO DE TABELONES

II.2.1. ANÁLISIS DE CARGAS

II.2.1.1. Cargas Permanentes

Tabiquería	190 Kgf/m ²
Acabado: Baldosas sobre capa de mortero de 2 cm.	50 Kgf/m ²
Friso superior para los tabelones: (de 1cm de espesor)	19 Kgf/m ²
Tabelones: Caso más desfavorable ² : 200x800x80 + IPN120	195 Kgf/m ²
Losa adicional de concreto 3 cm. (para completar los 7cm)	72 Kgf/m ²
	CP= 526 Kgf/m²

II.2.1.2. Cargas Variables

La carga distribuida variable sobre entrepisos para viviendas es **175 Kgf/m²**

II.2.1.3. Combinaciones de carga

$$q'_u = 1,4CP = 1,4 \times 526 = 736 \text{ kgf/m}^2$$

$$q'_u = 1,2CP + 1,6CV = 1,2 \times 526 + 1,6 \times 175 = 911 \text{ kgf/m}^2 \quad \Rightarrow \quad q'_u = 911 \text{ kgf/m}^2$$

II.2.2. DISEÑO DE LAS CORREAS

El menor perfil a usar en las correas será IPN100, ya que se usará tabelones con espesor de 8 cm.

$$q_u^{\text{const.}} = CP_{\text{pp}} + CV_c = (195 + 72) + 100 \quad \Rightarrow \quad q_u^{\text{const.}} = 367 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_u^{\text{uso}} = CP_{\text{+pp}} + CV = (190 + 50 + 19) + 175 \quad \Rightarrow \quad q_u^{\text{uso}} = 434 \text{ kgf/m}^2$$

² Este carga incluye el tabelon de arcilla o de concreto de agregado liviano, el perfil metálico, la malla electrosoldada y el recubrimiento de concreto de 4cm de espesor por encima de la viga.

II.2.2.2. Panel de Losa II

a_{correa} (m)	l_{correa} (m)	q_u 911x a _{correa} (Kgf/m)	R_u q _u xl _{correa} /2 (Kgf)	M_u q _u xl _{correa} ² /8 (Kgf-m)	Z_{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z_x (cm ³)
0,82	3,75	748	1.403	1.315	58,4	IPN 100	39,4
b_{sl} l/8 (cm)	b_{ss} s/2 (cm)	b_e 2xb _s (cm)	T A _s x F _y (Kgf)	a T/(b _e x0,85xf'c) (cm)	Z d/2+7-a/2 (cm)	φ M_t 0,85xZ _x T (Kgf-m)	φM_t≥ M_u
46,9	41	82	26.500	1,52	11,2	2.523	Ok
h/t_w	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w dxt _w (cm ²)	φ V 0,9x0,6xF _{yw} xA _w xC _v (Kgf)	φ V ≥ R_u	
19,2	1	10	0,45	4,5	6.075	Ok	
q´_u (Kgf/m ²)	a_{correa} (m)	q_u-const. q´ _u xa _{correa} (Kgf/m)	M_u-const. q _u xl ² /8 (Kgf-m)	φ M_t 0,90xZ _x xF _y (Kgf-m)	φ M_t ≥ M_u-const.	Δ_{const.} w _{const} =301 (mm)	Δ_{const.}≤ 20
367	0,82	301	530	887	Ok	21,7	No!!
I_x (cm ³)	A (cm ²)	n E _s /E _c	y_s ; y_i (cm)	$I_t = I_x + A \left(y_i - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_e}{n} y_s^3 - \frac{b_e}{n} (y_s - a)^3$		Δ_{uso} w _{uso} =356 (mm)	Δ_{uso} ≤ 10,4
170	10,6	8,80	6,3;10,69	952,19		4,6	Ok
Es necesario apuntalamiento en su construcción, ya que no cumple con la flecha máxima.							

II.2.3. DISEÑO DE LAS VIGAS DE TRANSFERENCIA

II.2.3.1. Diseño de las Vigas B-12 = B-23 = F-12 = F-23

Nº P _u	l _{viga} (m)	P _u (Kgf)	R _u NºP _u xP _u /2 (Kgf)	M _u P _u xa+P _u xl/4 (Kgf-m)	Z _{requerida} (cm³)	Perfil a Usar	Z _x (cm³)
5	3,75	875	2.188	2.475	110,0	VP 160x16,4	125
b _{sl} l/8 (cm)	b _{ss} s/2 (cm)	b _e 2xb _s (cm)	T A _s xF _y (Kgf)	a T/(b _e x0,85xf'c) (cm)	Z d/2+7-a/2 (cm)	φ M _t 0,85xZxT (Kgf-m)	φM _t ≥ M _u
46,9	266,5	94	52.250	2,62	13,69	6.080	Ok
h/t _w	C _v	d (cm)	t _w (cm)	A _w dxt _w (cm²)	φ V 0,9x0,6xF _{yw} xA _w xC _v (Kgf)	φ V ≥ R _u	
24,7	1	16	0,6	9,6	12.960	Ok	
q´ _u (Kgf/m²)	a _{viga} (m)	q _{u-const.} q´ _u xa _{viga} (Kgf/m)	M _{u-const.} q _u xl²/8 (Kgf-m)	φ M _t 0,90xZ _x xF _y (Kgf-m)	φ M _t ≥ M _{u-const.}	Δ _{const.} w _{const} =1.538 (mm)	Δ _{const.} ≤ 20
367	4,19	1.538	2.704	2.813	Ok	21,6	No!!
I _x (cm³)	A (cm²)	n E _s /E _c	y _s ; y _i (cm)	$I_t = I_x + A\left(y_i - \frac{d}{2}\right)^2 + \frac{b_c}{n} \frac{y_s^3}{3} - \frac{b_c}{n} \frac{(y_s - a)^3}{3}$		Δ _{uso} w _{uso} =1.818 (mm)	Δ _{uso} ≤ 10,4
874	20,9	8,80	7,16;15,84	3.132,4		7,1	Ok
La selección del perfil lo rige la resistencia a flexión en la etapa de construcción.							
Es necesario usar apuntalamiento en su construcción.							
Si se usa VP180 no es necesario el apuntalamiento ya que la flecha en la etapa de construcción será de 14,4 mm.							

II.2.3.2. Diseño de las Vigas 3-BC = 3-CD = 3-EF = 1-BC = 1-CD = 1-EF

Nº P _u	I _{viga} (m)	P _u (Kgf)	R _u NºP _u xP _u /2 (Kgf)	M _u P _u x a+P _u x l/4 (Kgf-m)	Z _{requerida} (cm³)	Perfil a Usar	Z _x (cm³)
6	5,33	1.403	4.209	6.903	306,8	VP 180x17,7	162
b _{sl} l/8 (cm)	b _{ss} s/2 (cm)	b _e 2xb _s (cm)	T A _s x F _y (Kgf)	a T/(b _e x0,85xf _c) (cm)	Z d/2+7-a/2 (cm)	φ M _t 0,85xZxT (Kgf-m)	φ M _t ≥ M _u
66,6	187,5	133	56.500	2,0	15,0	7.204	Ok
h/t _w	C _v	d (cm)	t _w (cm)	A _w dxt _w (cm²)	φ V 0,9x0,6xF _{yw} x A _w x C _v (Kgf)	φ V ≥ R _u	
37,3	1	18	0,45	8,1	10.935	Ok	
q' _u (Kgf/m²)	a _{viga} (m)	q _u -const. q' _u x a _{viga} (Kgf/m)	M _u -const. q _u x l²/8 (Kgf-m)	φ M _t 0,90xZ _x x F _y (Kgf-m)	φ M _t ≥ M _u -const.	Δ _{const.} w _{const} =690 (mm)	Δ _{const.} ≤ 20
367	1,88	690	2.451	3.645	Ok	26,4	No!!
I _x (cm³)	A (cm²)	n E _s /E _c	y _s ; y _i (cm)	$I_t = I_x + A \left(y_i - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_e y_s^3}{3} - \frac{b_e (y_s - a)^3}{3}$		Δ _{uso} w _{uso} =816 (mm)	Δ _{uso} ≤ 14,8
1.310	22,6	8,80	7,42;17,58	4.229,7		9,7	Ok
La selección del perfil lo rige la resistencia a flexión.							
Es necesario usar apuntalamiento en la etapa de construcción debido a su flecha.							

II.2.3.3. Diseño de las Vigas: 2-BC = 2-CD = 2-EF

N° P_u	l_{viga} (m)	P_u (Kgf)	R_u N°P _u xP _u /2 (Kgf)	M_u P _u xal/4 (Kgf-m)	Z_{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z_x (cm ³)
6	5,33	2.806	8.418	13.806	613,6	VP 250x29,4	386

b_{sl} l/8 (cm)	b_{ss} s/2 (cm)	b_e 2xb _s (cm)	T A _s x F _y (Kg f)	a T/(b _e x0,85x f' c) (cm)	Z d/2+7-a/2 (cm)	ϕ M_t 0,85xZxT (Kg f-m)	ϕ M_t ≥ M_u
66,6	187,5	133	93.500	3,31	17,8	14.147	Ok
h/t_w	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w dxt _w (cm ²)	ϕ V 0,9x0,6xF _{yw} x A _w x C _v (Kg f)	ϕ V ≥ R_u	
51,6	1	25	0,45	11,25	15.188	Ok	
q' _u (Kg f/m ²)	a_{viga} (m)	q_{u-const.} q' _u x2a _{viga} (Kg f/m)	M_{u-const.} q _u x l ² /8 (Kg f-m)	ϕ M_t 0,90xZ _x x F _y (Kg f-m)	ϕ M_t ≥ M_{u-const.}	Δ_{const.} w _{const} =1.377 (mm)	Δ_{const.} ≤ 20
367	3,75	1.377	4.890	8.685	Ok	15,7	Ok
I_x (cm ³)	A (cm ²)	n E _s /E _c	y_s ; y_i (cm)	$I_t = I_x + A \left(y_i - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_e}{n} y_s^3 - \frac{b_e}{n} (y_s - a)^3$		Δ_{uso} w _{uso} =1.628 (mm)	Δ_{uso} ≤ 14,8
4.390	37,4	8,80	9,3;22,7	11.250,6		7,2	Ok
La selección del perfil lo rige la resistencia a flexión.							
No es necesario usar apuntalamiento en la etapa de construcción.							

II.2.4. REVISIÓN DEL BALCÓN

a_{correa} (m)	l_{correa} (m)	q_u 911xa _{correa} (Kgf/m)	R_u q _u xl _{correa} (Kgf)	M_u q _u xl _{correa} xl _{correa} /2 (Kgf-m)	Z_{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z_x (cm ³)
0,82	0,76	693	527	200	8,89	IPN 100	39,4
b_{sl} l/8 (cm)	b_{ss} s/2 (cm)	b_e 2xb _s (cm)	T A _s xF _y (Kgf)	a T/(b _e x0,85xf'c) (cm)	Z d/2+7-a/2 (cm)	φ M_t 0,85xZxT (Kgf-m)	φ M_t ≥ M_u
9,5	41	19	26.500	6,56	8,72	1.964	Ok

$\frac{h}{t_w}$	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w $d \times t_w$ (cm ²)	ϕV $0,9 \times 0,6 \times F_{yw} \times A_w \times C_v$ (Kgf)	$\phi V \geq R_u$	
19,2	1	10	0,45	4,5	6.075	Ok	
q'_u (Kgf/m ²)	a_{correa} (m)	$q_{u-const.}$ $q'_u \times a_{correa}$ (Kgf/m)	$M_{u-const.}$ $q_u \times l_{correa} \times l_{correa} / 2$ (Kgf-m)	ϕM_t $0,90 \times Z_x \times F_y$ (Kgf-m)	$\phi M_t \geq M_{u-const.}$	$\Delta_{const.}$ $w_{const}=301$ (mm)	$\Delta_{const.} \leq 17$
367	0,82	301	87	887	Ok	0,4	Ok
I_x (cm ³)	A (cm ²)	n E_s/E_c	$y_s ; y_i$ (cm)	$I_t = I_x + A \left(y_i - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_e}{3} y_s^3 - \frac{b_e}{3} (y_s - a)^3$		Δ_{uso} $w_{uso}=356$ (mm)	$\Delta_{uso} \leq 0,2$
170	10,6	8,80	9,14;7,86	793,87		0,08	Ok
No es necesario apuntalamiento en su construcción, ya que cumple con la flecha máxima.							

II.3. USO DE LÁMINA ACANALADA DE ACERO

II.3.1. ANÁLISIS DE CARGAS

II.3.1.1. Cargas Permanentes

Tabiquería	190 Kgf/m ²
Acabado: Baldosas sobre capa de mortero de 2 cm	50 Kgf/m ²
Cielo Raso colgante de panel liviano	20 Kgf/m ²
Acero estructural. Estimado	20 Kgf/m ²
Losa de concreto. (Carga muerta de losa mixta de altura 10cm)	175 Kgf/m ²
CP = 455 Kgf/m²	

II.3.1.2. Cargas Variables

La carga distribuida variable sobre entresijos para viviendas es **175 Kg/m²**

II.3.2. DISPOSICIÓN DE CORREAS PARA LAS LÁMINAS ACANALADAS DE ACERO

La lámina acanalada de acero limita sus apoyos de acuerdo a la sobrecarga admisible a la cual estará sometida:

Sobrecarga Admisible = Carga Total – Peso Propio

$$S.A = (455 \text{ kgf/m}^2 + 175 \text{ kgf/m}^2) - 175 \text{ kgf/m}^2 - 20 \text{ kgf/m}^2 = 435 \text{ kgf/m}^2$$

Se usará láminas de acero de calibre 20 (0,9 mm)

De acuerdo a la sobrecarga admisible se recomienda usar una luz libre máxima entre apoyos, aproximadamente de 1,95 metros.

II.3.2.1. Combinaciones de carga

$$q_u' = 1,4CP = 1,4 \times 455 = 637 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_u' = 1,2CP + 1,6CV = 1,2 \times 455 + 1,6 \times 175 = 826 \text{ kgf/m}^2 \quad \Rightarrow \quad q_u' = 826 \text{ kgf/m}^2$$

II.3.3. DISEÑO DE LAS CORREAS

II.3.3.2. Panel de Losa II

a_{correa} (m)	l_{correa} (m)	q_u 826x a _{correa} (Kg/m)	R_u q _u x l _{correa} /2 (Kg)	M_u q _u x l _{correa} ² /8 (Kg-m)	Z_{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z_x (cm ³)
1,07	3,75	884	1.658	1.554	69,1	IPN 100	39,4
b_{sl} l/8 (cm)	b_{ss} s/2 (cm)	b_e 2x b _s (cm)	T A _s x F _y (Kg)	a T/(b _e x 0,85 x f _c) (cm)	Z d/2+10-a/2 (cm)	φ M_t 0,85 x Z x T (Kg-m)	φ M_t ≥ M_u
46,8	53,5	94	26.500	1,33	14,3	3.321	Ok
h/t_w	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w d x t _w (cm ²)	φ V 0,9 x 0,6 x F _{yw} x A _w x C _v (Kg)	φ V ≥ R_u	
19,2	1	10	0,45	4,5	6.075	Ok	
q_u (Kg/m ²)	a_{correa} (m)	q_{u-const.} q _u x a _{correa} (Kg/m)	M_{u-const.} q _u x l ² /8 (Kg-m)	φ M_t 0,90 x Z _x x F _y (Kg-m)	φ M_t ≥ M_{u-const.}	Δ_{const.} w _{const} =316 (mm)	Δ_{const.} ≤ 20
295	1,07	316	556	887	Ok	22,8	No!!
I_x (cm ³)	A (cm ²)	n E _s /E _c	y_s ; y_i (cm)	I_t = I_x + A $\left(y_i - \frac{d}{2}\right)^2 + \frac{b_e}{n} y_s^3 - \frac{b_e}{n} (y_s - a)^3$		Δ_{uso} w _{uso} =466 (mm)	Δ_{uso} ≤ 10,4
170	10,6	8,80	6,79;13,21	1.419,6		4,0	Ok
Es necesario usar apuntalamiento en la etapa de construcción.							

II.3.4. DISEÑO DE LAS VIGAS DE TRANSFERENCIA

II.3.4.1. Diseño de las Vigas B-12 = B-23 = F-12 = F-23

N° P _u	l _{viga} (m)	P _u (Kg _f)	R _u N°P _u xP _u /2 (Kg _f)	M _u P _u xa+P _u xl/4 (Kg _f -m)	Z _{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z _x (cm ³)
2	3,75	1.576	1.576	1.970	87,6	VP 160x16,4	125
b _{sl} l/8 (cm)	b _{ss} s/2 (cm)	b _e 2xb _s (cm)	T A _x xF _y (Kg _f)	a T/(b _e x0,85xf _c) (cm)	Z d/2+10-a/2 (cm)	φ M _t 0,85xZxT (Kg _f -m)	φM _t ≥ M _u
46,9	266,5	94	52.250	2,62	16,69	7.412	Ok
h/t _w	C _v	d (cm)	t _w (cm)	A _w dxt _w (cm ²)	φ V 0,9x0,6xF _{yw} xA _w xC _v (Kg _f)	φ V ≥ R _u	
24,7	1	16	0,6	9,6	12.960	Ok	
q´ _u (Kg _f /m ²)	a _{viga} (m)	q _u - const. q´ _u xa _{viga} (Kg _f /m)	M _u -const. q _u xl ² /8 (Kg _f -m)	φ M _t 0,90xZ _x xF _y (Kg _f -m)	φ M _t ≥ M _u -const.	Δ _{const.} w _{const} =1.237 (mm)	Δ _{const.} ≤ 20
295	4,19	1.237	2.175	2.813	Ok	17,4	Ok
I _x (cm ³)	A (cm ²)	n E _s /E _c	y _s ; y _i (cm)	$I_t = I_x + A\left(y_i - \frac{d}{2}\right)^2 + \frac{\frac{b_e}{n}y_s^3}{3} - \frac{\frac{b_e}{n}(y_s - a)^3}{3}$		Δ _{uso} w _{uso} =1.823 (mm)	Δ _{uso} ≤ 10,4
874	20,9	8,80	13,03;12,97	5.250,4		4,3	Ok
La selección de éste perfil lo rige la resistencia a flexión en la etapa de construcción. No es necesario apuntalamiento en la etapa de construcción.							

II.3.4.2. Diseño de las Vigas 3-BC = 3-CD = 3-EF = 1-BC = 1-CD = 1-EF

Nº P_u	l_{viga} (m)	P_u (Kgf)	R_u NºP _u xP _u /2 (Kgf)	M_u P _u xa+P _u xl/4 (Kgf-m)	Z_{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z_x (cm ³)
4	5,33	1.658	3.316	5.323	236,6	VP 140x12,4	92,7

b_{sl} l/8 (cm)	b_{ss} s/2 (cm)	b_e 2xb _s (cm)	T A _s xF _y (Kgf)	a T/(b _e x0,85xf'c) (cm)	Z d/2+10-a/2 (cm)	φ M_t 0,85xZxT (Kgf-m)	φM_t≥ M_u
66,6	187,5	133	39.500	1,40	16,3	5.473	Ok
h/t_w	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w dxt _w (cm ²)	φ V 0,9x0,6xF _{yw} xA _w xC _v (Kgf)	φ V ≥ R_u	
42,7	1	14	0,3	4,2	5.670	Ok	
q´_u (Kgf/m ²)	a_{viga} (m)	q_{u-const.} q´ _u xA _{viga} (Kgf/m)	M_{u-const.} q _u xl ² /8 (Kgf-m)	φ M_t 0,90xZ _x xF _y (Kgf-m)	φ M_t ≥ M_{u-const.}	Δ_{const.} w _{const} =554 (mm)	Δ_{const.}≤ 20
295	1,875	554	1.968	2.086	Ok	46,8	No!!
I_x (cm ³)	A (cm ²)	n E _s /E _c	y_s ; y_i (cm)	$I_t = I_x + A\left(y_i - \frac{d}{2}\right)^2 + \frac{b_e}{n} y_s^3 - \frac{b_e}{n} (y_s - a)^3$		Δ_{uso} w _{uso} =816 (mm)	Δ_{uso} ≤ 14,8
592	15,8	8,80	11,68;12,32	3.593,6		11,4	Ok
La selección del perfil lo rige la resistencia a flexión en la etapa de construcción y en la etapa de uso. Es necesario apuntalamiento en la etapa de construcción. Si se usa VP250, ocurre una flecha de 6,3mm. No es necesario el uso de apuntalamiento.							

II.3.4.3. Diseño de las Vigas 2-BC = 2-CD = 2-EF

Nº P_u	l_{viga} (m)	P_u (Kgf)	R_u NºP _u xP _u /2 (Kgf)	M_u P _u xa+P _u xl/4 (Kgf-m)	Z_{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z_x (cm ³)
4	5,33	3.316	6.632	10.645	473,1	VP 200x24,1	252
b_{sl} l/8 (cm)	b_{ss} s/2 (cm)	b_e 2xb _s (cm)	T A _s xF _y (Kgf)	a T/(b _e x0,85xf'c) (cm)	Z d/2+10-a/2 (cm)	φ M_t 0,85xZxT (Kgf-m)	φM_t ≥ M_u
66,6	187,5	133	76.750	2,72	18,6	12.134	Ok

$\frac{h}{t_w}$	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w $dx t_w$ (cm ²)	ϕV $0,9x0,6xF_{yw}xA_wxC_v$ (Kgf)	$\phi V \geq R_u$	
40,4	1	20	0,45	9	12.150	Ok	
q'_u (Kgf/m ²)	a_{viga} (m)	$q_{u-const.}$ $q'_u \times a_{viga}$ (Kgf/m)	$M_{u-const.}$ $q_u x l^2 / 8$ (Kgf-m)	ϕM_t $0,90 x Z_x x F_y$ (Kgf-m)	$\phi M_t \geq M_{u-const.}$	$\Delta_{const.}$ $w_{const}=1.482$ (mm)	$\Delta_{const.} \leq 20$
295	3,75	1.482	5.263	5.670	Ok	32,5	No!!
I_x (cm ³)	A (cm ²)	n E_s/E_c	$y_s ; y_i$ (cm)	$I_t = I_x + A \left(y_i - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{\frac{b_e}{n} y_s^3}{3} - \frac{\frac{b_e}{n} (y_s - a)^3}{3}$		Δ_{uso} $w_{uso}=1.632$ (mm)	$\Delta_{uso} \leq 14,8$
2.280	30,7	8,80	15,05;14,95	7.194,7		11,4	Ok
La selección del perfil lo rige la resistencia a flexión en la etapa de construcción y en la etapa de uso. Es necesario apuntalamiento en la etapa de construcción. Si se usa VP250, ocurre una flecha 16,9mm. No es necesario el uso de apuntalamiento.							

II.3.5. REVISIÓN DEL BALCÓN

a_{correa} (m)	l_{correa} (m)	q_u $826 \times a_{correa}$ (Kgf/m)	R_u $q_u \times l_{correa}$ (Kgf)	M_u $q_u \times l_{correa} \times l_{correa} / 2$ (Kgf-m)	$Z_{requerida}$ (cm ³)	Perfil a Usar	Z_x (cm ³)
1,066	0,76	881	940	255	11,33	IPN 100	39,4
b_{sl} $l/8$ (cm)	b_{ss} $s/2$ (cm)	b_e $2 \times b_s$ (cm)	T $A_s \times F_y$ (Kgf)	a $T / (b_c \times 0,85 \times f'_c)$ (cm)	Z $d/2 + 7 \times a/2$ (cm)	ϕM_t $0,85 \times Z_x \times T$ (Kgf-m)	$\phi M_t \geq M_u$
9,5	53,3	19	26.500	6,56	8,72	1.964	Ok
h/t_w	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w $d \times t_w$ (cm ²)	ϕV $0,9 \times 0,6 \times F_{yw} \times A_w \times C_v$ (Kgf)	$\phi V \geq R_u$	
19,2	1	10	0,45	4,5	6.075	Ok	

q'_{u} (Kg f /m ²)	a_{correa} (m)	$q_{u-const.}$ $q'_{u} \times a_{correa}$ (Kg f /m)	$M_{u-const.}$ $q_u \times l_{correa} \times l_{correa} / 2$ (Kg f -m)	ϕM_t $0,90 \times Z_x \times F_y$ (Kg f -m)	$\phi M_t \geq M_{u-const.}$	$\Delta_{const.}$ $w_{const}=315$ (mm)	$\Delta_{const.} \leq$ 17
295	1,066	315	91	887	Ok	0,4	Ok
I_x (cm ³)	A (cm ²)	n E_s/E_c	$y_s ; y_i$ (cm)	$I_t = I_x + A \left(y_i - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_e}{n} y_s^3 - \frac{b_e}{n} (y_s - a)^3$	Δ_{uso} $w_{uso}=464$ (mm)	$\Delta_{uso} \leq$ 0,2	
170	10,6	8,80	9,14;7,86	793,87	0,1	Ok	
No es necesario apuntalamiento en su construcción, ya que cumple con la flecha máxima.							

II.4. ANÁLISIS DE COSTO DE LOS SISTEMAS DE PISOS

Para lograr una comparación entre las dos alternativas de losa, se realizó el análisis del costo de los materiales, obtenidos de acuerdo a la base de datos de la página Web: www.grc.com.ve “Guía referencial de partidas de construcción” actualizados en la fecha: 20-04-2005, 06:35:51 y consultados el día 23-04-2005.

En este análisis de costos no se consideró las vigas, ya que se reflejarán en el costo de la estructura final y es independiente del tipo de losa usado.

II.4.1. SISTEMA DE PISOS CON TABELONES

Insumo ó Partida	Un.	Cant.	Precio Unitario	Monto
Bloque tabelón arcilla 8x20x60 cm (9 pzas/m ²) para 51,82 m ² de losa	Pza	467	1043,00	487.081
Bloque tabelón arcilla 8x20x80 cm (6,25 pzas/m ²) para 142,14 m ² de losa	Pza	889	1043,00	927.227
Perfil IPN 100 L=12 metros (8,42 kg/m)	Kg	1.871	1633,00	3.055.343
E.333.308.125 Losa maciza, e=8 cm con concreto Fc 250 kgf/cm ² a los 28 días, acabado corriente	m ²	194	29.699,49	5.761.701
Malla Electrosoldada 4"x4" (Rollo = 120 m ²) 1,98 kg/m ²	m ²	194	3.400,00	659.600
E.413.102.004 Construcción de revestimiento interior en techos con mortero a base de cal, acabado salpicado, incluye friso base.	m ²	194	39.202,44	7.605.273
TOTAL:			Bs. 18.496.225	

TABLA II.2 Costo del sistema de pisos usando tabelón

II.4.2. SISTEMA DE PISOS CON LÁMINA ACANALADA DE ACERO

Insumo ó Partida	Un.	Cant.	Precio Unitario	Monto
Lámina acanalada losacero Cal. 20. 7,25 kg	m ²	194	26.683,46	5.176.591
E.333.310.125 Losa maciza, e=10 cm con concreto Fc 250 Kg/cm ² a los 28 días. Acabado corriente.	m ²	194	37.126,02	7.202.448
Perfil IPN 100 L=12 metros (8,42 kg/m)	Kg	1.012	1633,00	1.652.596
Malla Electrosoldada 4"x4" (Rollo = 120 m ²) 1,98 kg/m ²	m ²	194	3.400,00	659.600
E.419.312.013 Cielo raso de yeso texturizado e=1/2", junta invisible, incluye suspensión.	m ²	194	50.267,69	9.751.932
TOTAL:			Bs. 24.443.167	

TABLA II.3 Costo del sistema de pisos usando lámina acanalada de acero

Apreciando los costos de cada sistema de pisos, se fija el uso de tabelones para el diseño definitivo de las losas por ser el más económico, al lograr un ahorro del 24,3% por nivel con respecto al sistema de pisos con lámina acanalada de acero.

El ahorro generado al usar tabelones es de 5.946.942 Bs. por cada nivel, si se considera la construcción de los 5 niveles, el ahorro total será de 29.734.710 Bs. representando el 160,8% del valor de un nivel.

Si la construcción del sistema de pisos va a prescindir del acabado con cielo raso y friso superior, el ahorro sería de 25,9%. Este aumento es debido a que el cielo raso usado como acabado en los sistemas de piso con lámina acanalada de acero es 28,2% más costoso que el acabado de friso superior necesario en losas con tabelones.

Para los cálculos posteriores se tomó el uso de tabelones como el sistema de piso definitivo.

III. DISEÑO DEL TECHO

Para el diseño del techo, se consideró una estructura en dos vertientes con 29° con respecto a la horizontal, se exige el uso de machihembrado de madera, un centímetro de impermeabilización y el acabado de tejas curvas de arcilla.

III.1. ANÁLISIS DE CARGAS

III.1.1. CARGAS PERMANENTES

Tejas curvas de arcilla (2 Kg/pza, 30 pza/m ²) con mortero	100 Kg/m ²
Machihembrado	50 Kg/m ²
Acero estructural. Estimado	<u>20 Kg/m²</u>
	CP = 170 Kg/m²

III.1.2. CARGAS VARIABLES

Debido a que la carga permanente sobrepasa los 50 Kg/m² y la pendiente es mayor a 15% se establecerá una carga variable de **50 Kg/m²**.

III.1.3. COMBINACIONES DE CARGA

$$q'_u = 1,4CP = 1,4 \times 170 = 238 \text{ kgf/m}^2$$

$$q'_u = 1,2CP \times 1,6CV = 1,2 \times 170 + 1,6 \times 50 = 284 \text{ kgf/m}^2 \quad \Rightarrow \quad q'_u = 284 \text{ kgf/m}^2$$

III.2. ANÁLISIS DEL MACHIHEMBRADO

$$\text{Carga de Servicio: } q_s = q_{CP} + q_{CV} = 170 + 50 = 220 \text{ kfg/m}^2$$

$$M = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{220 \times 0,61^2}{12} \Rightarrow M = 8,82 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$$

$$S_{\text{requerido}} = \frac{M}{\sigma_s} = \frac{882 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{70 \text{ kgf/cm}^2} \Rightarrow S_{\text{requerido}} = 12,6 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$S = \frac{bt^2}{6} = 12,6 \text{ cm}^3/\text{m} \Rightarrow t = \sqrt{\frac{S \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{12,6 \times 6}{100}} = 0,87 \text{ cm}$$

Se usará un machihembrado con espesor de 1 cm (10 mm).

III.3. ANÁLISIS DE LAS CORREAS

a_{correa} (m)	l_{correa} (m)	q_u $284 \times a_{\text{correa}}$ (Kgf/m)	R_u $q_u \times l_{\text{correa}}/2$ (Kgf)	M_u $q_u \times l_{\text{correa}}^2/8$ (Kgf-m)	$Z_{\text{requerida}}$ (cm ³)	Perfil a Usar	Z_x (cm ³)
0,61	3,75	174	327	306	13,6	IPN 100	39,4

l/d	Z_{req} / Z_{real}		l/d x Z_{req}/Z_{real}		70.000 / F_y	l/d x Z_{req}/Z_{real} ≤ 28
37,5	0,345		12,94		28	Ok
λ_{ala} b_f/2t_f	λ_{p-ala}	λ_{ala} ≤ λ_{p-ala}		λ_{alma} h/t_w	λ_{p-aml}	λ_{alma} ≤ λ_{p-alma}
3,68	10,9	Ok		19,2	107,2	Ok
h/t_w	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w dxt_w (cm²)	φ V 0,9x0,6xF_{yw}xA_wxC_v (Kgf)	φ V ≥ R_u
19,2	1	10	0,45	4,5	6.075	Ok

III.4. ANÁLISIS DE LAS VIGAS

III.4.1. VIGAS 1-AB = 3-AB = 1-FG = 3-FG

Nº P _u	l _{viga} (m)	P _u (Kgf)	R _u NºP _u xP _u /2 (Kgf)	M _u P _u xa+P _u xl/4 (Kgf-m)	Z _{requerida} (cm³)	Perfil a Usar	Z _x (cm³)
4	3,75	327	654	599	26,6	VP 140x12,4	92,7
l/d	Z _{req} / Z _{real}		l/d x Z _{req} /Z _{real}		70.000 / F _y	l/d x Z _{req} /Z _{real} ≤ 28	
26,8	0,287		7,7		28	Ok	
λ _{ala} b _f /2t _f	λ _{p-ala}	λ _{ala} ≤ λ _{p-ala}		λ _{alma} h/t _w	λ _{p-aml}	λ _{alma} ≤ λ _{p-alma}	
8,33	10,9	Ok		42,7	107,2	Ok	
h/t _w	C _v	d (cm)	t _w (cm)	A _w dxt _w (cm²)	φ V 0,9x0,6xF _{yw} xA _w xC _v (Kgf)	φ V ≥ R _u	
42,7	1	14	0,3	4,2	5.670	Ok	

III.4.2. VIGAS 1-BC = 3-BC = 1-CD = 3-CD = 1-EF = 3-EF

N° P _u	l _{viga} (m)	P _u (Kgf)	R _u N°P _u xP _u /2 (Kgf)	M _u P _u xa+P _u xl/4 (Kgf-m)	Z _{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z _x (cm ³)
8	5,33	327	1.308	1.930	85,8	VP 160x16,4	125
l/d	Z_{req} / Z_{real}		l/d x Z_{req}/Z_{real}		70.000 / F_y	l/d x Z_{req}/Z_{real} ≤ 28	
33,3	0,686		22,8		28	Ok	
λ_{ala} b _f /2t _f	λ_{p-ala}	λ_{ala} ≤ λ_{p-ala}		λ_{alma} h/t _w	λ_{p-ama}	λ_{alma} ≤ λ_{p-alma}	
8,33	10,9	Ok		24,7	107,2	Ok	
h/t_w	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w dxt _w (cm ²)	φ V 0,9x0,6xF _{yw} xA _w x C _v (Kgf)	φ V ≥ R_u	
24,7	1	16	0,6	9,6	12.960	Ok	

III.4.3. VIGAS 2-AB = 2-FG

N° P _u	l _{viga} (m)	P _u (Kgf)	R _u N°P _u xP _u /2 (Kgf)	M _u P _u xa+P _u xl/4 (Kgf-m)	Z _{requerida} (cm ³)	Perfil a Usar	Z _x (cm ³)
4	3,75	654	1.308	1.197	53,2	VP 140x12,4	92,7
l/d	Z_{req} / Z_{real}		l/d x Z_{req}/Z_{real}		70.000 / F_y	l/d x Z_{req}/Z_{real} ≤ 28	
26,8	0,574		15,4		28	Ok	
λ_{ala} b _f /2t _f	λ_{p-ala}	λ_{ala} ≤ λ_{p-ala}		λ_{alma} h/t _w	λ_{p-ama}	λ_{alma} ≤ λ_{p-alma}	
8,33	10,9	Ok		42,7	107,2	Ok	

h/t_w	C_v	d (cm)	t_w (cm)	A_w $d \times t_w$ (cm ²)	ϕV $0,9 \times 0,6 \times F_{yw} \times A_w \times C_v$ (Kgf)	$\phi V \geq R_u$
42,7	1	14	0,3	4,2	5.670	Ok

III.4.4. VIGAS 2-BC = 2-CD = 2-EF

Nº P _u	l _{viga} (m)	P _u (Kgf)	R _u NºP _u xP _u /2 (Kgf)	M _u P _u xa+P _u xl/4 (Kgf-m)	Z _{requerida} (cm³)	Perfil a Usar	Z _x (cm³)
8	5,33	654	2.616	3.859	171,5	VP 200x24,1	252
l/d	Z _{req} / Z _{real}		l/d x Z _{req} /Z _{real}		70.000 / F _y	l/d x Z _{req} /Z _{real} ≤ 28	
25,6	0,681		22,8		17,4	Ok	
λ _{ala} b _f /2t _f	λ _{p-ala}	λ _{ala} ≤ λ _{p-ala}		λ _{alma} h/t _w	λ _{p-ama}	λ _{alma} ≤ λ _{p-alma}	
6,94	10,9	Ok		40,4	107,2	Ok	
h/t _w	C _v	d (cm)	t _w (cm)	A _w dxt _w (cm²)	φ V 0,9x0,6xF _{yy} xA _w xC _v (Kgf)	φ V ≥ R _u	
40,4	1	20	0,45	9	12.150	Ok	

El diseño del techo fija las condiciones de carga que será soportada por el resto de la estructura, para efectos del análisis con el programa solo es necesario dicha carga, que es generada y distribuida en el último nivel de piso.

El uso de correas IPN100, vigas VP180 en la dirección “Y” y VP250 en la dirección “X” usada en el sistema de pisos cumplen con la demanda de resistencia requeridas para el techo.

IV. CÁLCULOS PREVIOS AL ANÁLISIS DINÁMICO

Para realizar el análisis dinámico de la estructura considerando la ocurrencia de un sismo, son necesarios los factores como el peso de la estructura, la rigidez lateral y los parámetros que dominan el sismo a través del espectro de diseño, entre otros.

IV.1. PESO DE LA EDIFICACIÓN

Para el análisis estructural es necesario estimar el peso del techo, el peso del último nivel y del nivel tipo, ya que la carga del techo será adicionada al último nivel, que se diferencia de los otros porque no posee tabiquería.

IV.1.1. PESO DEL TECHO

ELEMENTO	Área/Longitud	Peso Elemento	Peso (Kg)
Machihembrado	246,89 m ²	50 Kg/m ²	12.344,5
Tejas	246,89 m ²	100 Kg/m ²	24.689,0

Correas IPN100	347,63 m	8,34 Kgf/m	2.899,2
Vigas estimado	-	-	4.200,0
PESO TOTAL (Kg):			44.132,7

TABLA IV.1 Peso del Techo

IV.1.2. PESO ÚLTIMO NIVEL

ELEMENTO	Área/Longitud	Peso Elemento	Peso (Kg)
Losa de tabelones	195,47 m ²	180 Kgf/m ²	35.184,6
Revestimiento interior del techo	195,47 m ²	15 Kgf/m ²	2.932,05
Correas IPN100	130,36 m	8,34 Kgf/m	1.087,2
Vigas VP160	103,90 m	16,40 Kgf/m	1.704,0
Vigas VP200	24,94 m	24,10 Kgf/m	601,1
Columna, estimado ³	28,35 m	64,30 Kgf/m	1.822,9
Carga variable ⁴	195,47 m ²	25 Kg/m ²	4.886,8
PESO TOTAL (Kg):			48.218,7

TABLA IV.2 Peso del último nivel

³ Se estableció 1,35 metros la altura de la columna (la mitad del entrepiso)

⁴ Según la norma COVENIN 1756-2001, referencia [2], para el cálculo del peso de la estructura, se tomará el 25% de la carga variable de cada nivel. Para este caso se tomo como si fuese azotea.

El último nivel posee una losa de características idénticas a los demás niveles, con la diferencia que no tiene tabiquería, no presenta acabado y el techo se apoya sobre sus vigas. Para efectos del análisis bajo es programa, el modelado del techo no se aprecia y su carga es añadida al último nivel. Por lo tanto esto genera un peso total de 92.351,4 Kg en el último nivel del edificio.

IV.1.3. PESO DEL NIVEL TIPO, NIVELES 1 AL 4

Según la norma COVENIN 2002-88, referencia [3], se expresa lo siguiente:

“4.4 PESOS DE LA TABIQUERÍA: Cuando el peso de los tabiques que actúa sobre las losas o placas no excede 900 Kgf/m, puede estimarse su influencia como una carga equivalente, uniformemente distribuida, igual al peso total de los tabiques dividido entre el área del panel de losa o placa sobre la cual actúa. Cuando en los edificios la posición y el tipo de los tabiques no están definidos, se deberá tener en cuenta un valor estimado para la carga de la tabiquería, calculado en base a una supuesta distribución y peso unitario de los tabiques. La carga distribuida equivalente así estimada no será menor de 150 Kgf/m² sobre la losa o placa..”

Por tal razón se considerará la posible modificación a futuro de la tabiquería interna, previniendo la incapacidad de alterar la tabiquería externa. Para mayor seguridad en el diseño, se tomará en cuenta la tabiquería apoyada directamente sobre las vigas cuya finalidad es dividir las habitaciones y apartamentos, modelando dichas vigas con la carga distribuida generada por el peso de la tabiquería.

ELEMENTO	Área/Longitud	Peso Elemento	Peso (Kg)
Losa de tabelones	195,47 m ²	180 Kg/m ²	35.184,6
Acabado	195,47 m ²	50 Kg/m ²	9.773,5
Revestimiento interior del techo	195,47 m ²	15 Kg/m ²	2.932,05
Correas IPN100	130,36 m	8,34 Kg/m	1.087,2
Vigas VP160	103,90 m	16,40 Kg/m	1.704,0
Vigas VP200	24,94 m	24,10 Kg/m	601,1
Tabiquería, externa	65,53 m	230 Kg/m ²	37.679,8
Tabiquería, sobre vigas ⁵	40,21 m	230 Kg/m ²	23.120,8
Tabiquería, interna ⁶	41,43 m	230 Kg/m ²	23.822,3
Columna, estimado ⁷	56,7 m	64,30 Kg/m	3.645,8
Cargas variable	195,47 m ²	43,75 Kg/m ²	8.551,8
PESO TOTAL (Kg):			148.103,0

TABLA IV.3 Peso del nivel tipo, niveles 1 al 4

IV.2. CÁLCULO DE RIGIDEZ

⁵ Correspondiente a las divisoras de apartamentos y habitaciones.

⁶ Correspondiente a la zona de estar, comedor y cocina, generando una carga de 199 Kg/m².

⁷ Se estableció 2,7 metros la altura de la columna (la mitad de la altura entre el nivel superior e inferior)

Para el posicionamiento de las columnas de perfiles Doble “T”, se tomó en cuenta el comportamiento de las vigas, ya que las vigas pueden tener funciones para carga o funciones sísmicas. Las vigas de carga son las que su principal función es soportar el peso transmitido por las correas; por consiguiente le transmitirán mayor momento a las columnas del cual se apoyan. En cambio las vigas llamadas “sísmicas” tienen por función principal contribuir en resistencia a los efectos de cargas horizontales. Debido a la disposición del sistema de losa adoptado, se colocó las columnas para que existiera un equilibrio en la distribución de las cargas verticales y la rigidez que generan.

Para analizar la rigidez usada por el SAP2000, se modeló cada uno de los pórticos del predimensionado aisladamente, suministrándole diferentes casos de cargas laterales; para luego con los desplazamientos generados calcular la rigidez en cada entrepiso y promediar cada una de ellas.

Las fuerzas laterales usadas fueron cuatro, dos de ellas de igual magnitud en todos los niveles usando 3 y 8 toneladas, las otras dos fueron fuerzas triangulares similares a las generadas por un sismo cuyo último nivel es sometido a una fuerza mayor que el primer nivel, adoptando cargas de 12 a 5 toneladas y de 5 a 1 tonelada.

Para el cálculo de la rigidez a través de las ecuaciones de Wilbur, se consideró el caso de ejes a ejes de los miembros y otra tomando en cuenta la luz libre. También se ofrece un cálculo aproximado de la rigidez donde las columnas son las únicas que contribuyen, considerando las vigas con área e inercia infinitas. Dichas expresiones se muestran en el marco teórico en las ecuaciones (1.52) a (1.55).

Rigidez del: PÓRTICO 1						
Entrepiso	Wilbur	Aproximación	Wilbur (Con luz libre)	SAP2000	Wilbur vs. SAP2000	Wilbur (luz libre) vs. SAP2000
	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	%	%
5	4,38	56,77	5,61	3,32	31,8	68,9
4	4,38	56,77	5,61	4,43	-1,2	26,6
3	4,38	56,77	5,61	5,01	-12,6	12,0
2	5,69	56,77	7,30	6,22	-8,6	17,2
1	14,20	56,77	18,28	13,28	6,9	37,6

TABLA IV.4 Rigidez del pórtico 1

Rigidez del: PÓRTICO 2						
Entrepiso	Wilbur	Aproximación	Wilbur (Con luz libre)	SAP2000	Wilbur vs. SAP2000	Wilbur (luz libre) vs. SAP2000
	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	%	%
5	9,31	37,60	11,67	7,35	26,7	58,9
4	9,31	37,60	11,67	8,25	12,8	41,5
3	9,31	37,60	11,67	8,48	9,8	37,7
2	10,07	37,60	12,70	9,29	8,5	36,7
1	16,99	37,60	21,72	15,95	6,5	36,2

TABLA IV.5 Rigidez del pórtico 2

Rigidez del: PÓRTICO 3						
Entrepiso	Wilbur	Aproximación	Wilbur (Con luz libre)	SAP2000	Wilbur vs. SAP2000	Wilbur (luz libre) vs. SAP2000
	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	%	%
5	4,28	43,99	5,40	3,31	29,5	63,2
4	4,28	43,99	5,40	4,23	1,1	27,5
3	4,28	43,99	5,40	4,66	-8,2	15,7
2	5,33	43,99	6,75	5,64	-5,5	19,6
1	12,17	43,99	15,54	11,64	4,5	33,5

TABLA IV.6 Rigidez del pórtico 3

Rigidez del: PÓRTICO A = G						
Entrepiso	Wilbur	Aproximación	Wilbur (Con luz libre)	SAP2000	Wilbur vs. SAP2000	Wilbur (luz libre) vs. SAP2000
	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	%	%
5	1,53	29,81	1,98	1,12	36,7	77,3
4	1,53	29,81	1,98	1,62	-5,4	22,7
3	1,53	29,81	1,98	1,93	-20,6	3,0
2	2,15	29,81	2,78	2,52	-14,8	10,4
1	6,42	29,81	8,31	5,71	12,6	45,5

TABLA IV.7 Rigidez del pórtico A = G

Rigidez del: PÓRTICO B = D = F						
Entrepiso	Wilbur	Aproximación	Wilbur (Con luz libre)	SAP2000	Wilbur vs. SAP2000	Wilbur (luz libre) vs. SAP2000
	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	%	%
5	1,47	17,03	1,85	1,15	27,8	60,7
4	1,47	17,03	1,85	1,50	-1,7	23,6
3	1,47	17,03	1,85	1,67	-11,6	11,1
2	1,87	17,03	2,37	2,04	-8,2	16,0
1	4,47	17,03	5,71	4,29	4,1	32,9

TABLA IV.8 Rigidez del pórtico B = D = F

Rigidez del: PÓRTICO C = E						
Entrepiso	Wilbur	Aproximación	Wilbur (Con luz libre)	SAP2000	Wilbur vs. SAP2000	Wilbur (luz libre) vs. SAP2000
	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	<i>Tf/cm</i>	%	%
5	1,47	17,03	1,82	1,08	36,0	68,5
4	1,47	17,03	1,82	1,44	2,6	27,1
3	1,47	17,03	1,82	1,61	-8,5	13,4
2	1,87	17,03	2,34	1,98	-5,5	18,0
1	4,47	17,03	5,67	4,20	6,4	35,0

TABLA IV.9 Rigidez del pórtico C = E

Según los resultados obtenidos, se obtiene la siguiente variación porcentual promedio de los diferentes niveles:

Entrepiso	Variación Porcentual Promedio	
	Wilbur vs. SAP2000	Wilbur (luz libre) vs. SAP2000
5	31,40	66,25
4	1,36	28,16
3	-8,63	15,49
2	-5,72	19,65
1	6,84	36,79

TABLA IV.10 Variación porcentual promedio entre la rigidez de Wilbur y del SAP2000

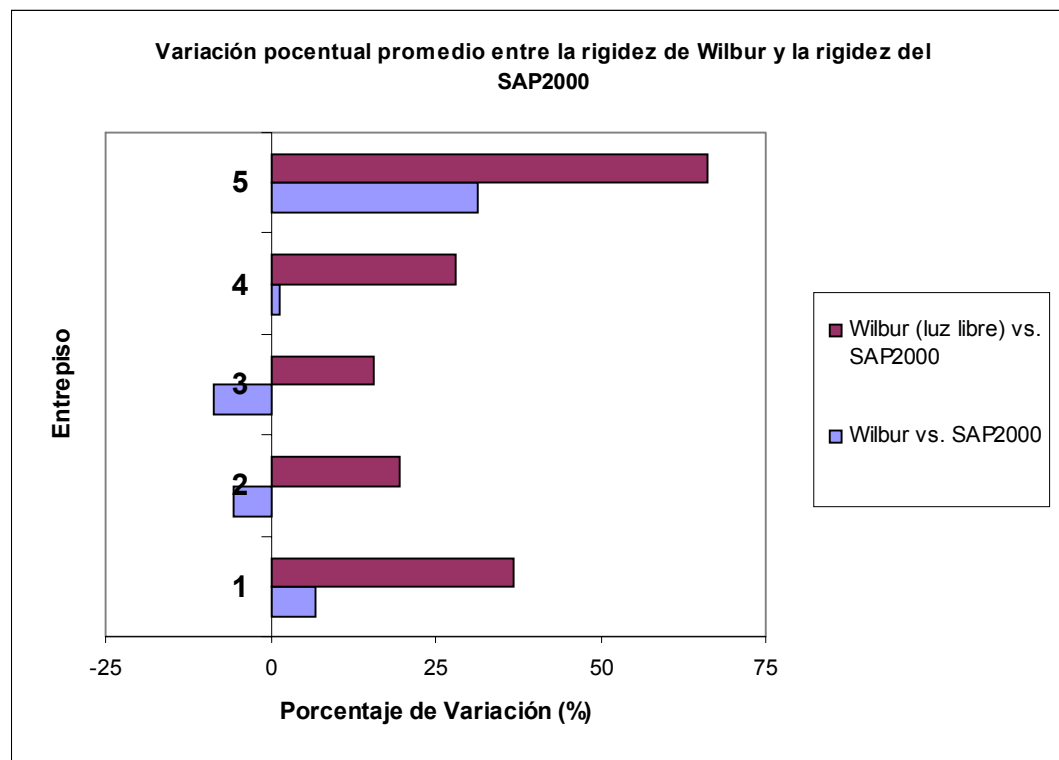


FIGURA IV.1 Variación porcentual promedio entre la rigidez de Wilbur y del SAP2000

IV.3. RESPUESTA SÍSMICA. ESPECTRO DE DISEÑO.

IV.3.1. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DEL ESPECTRO

Zona Sísmica	Zona Sísmica	5
	Peligro Sísmico	Elevado
	Coeficiente de Aceleración Horizontal “Ao”	0,30
Forma espectral tipificada del terreno	Forma Espectral	S2
	Factor de Corrección para “Ao”	0,90
Clasificación de la Edificación	Grupo según su uso	B2
	Factor de importancia “α”	1,00
	Nivel de diseño	ND3
	Tipo de sistema estructural resistente al sismo	I
Factor de reducción de respuesta	Factor de respuesta “R”	4,5 *
	Factor de minoración debido a la irregularidad de la estructura “φ”	0,90
Valores que influyen en la ordenada del espectro	Máximo período donde Ao es constante “T [*] ”	0,70
	Factor de magnificación promedio “β”	2,60
	Exponente que define la rama descendente	p=1,00 c=1,147
	Período a partir del cual el espectro tiene valor constante “T ₀ ”	0,18
	Período característico de variación de respuesta dúctil “T ⁺ ”	0,18

TABLA IV.11 Parámetros para el diseño del espectro

* El factor de reducción de respuesta fijado por la norma COVENIN 1756-2001, referencia [2], es 6,00; en la forma más simple éste coeficiente toma en consideración

la ductilidad y el factor de sobrerresistencia de toda la edificación. Él deriva su nombre del hecho de que reduce las fuerzas sísmicas elásticas por su valor.

El factor de 6,00 es considerablemente alto (es el mayor posible según la norma) y debido a su repercusión en el análisis sísmico, para el estudio de éste Trabajo de Grado se tomará un valor de 4,5. La norma en su comentario expresa lo siguiente: “...el valor de 6 para pórticos a flexión ND3 ha sido cuestionado por excesivo, indicándose que la ductilidad global de estos sistemas está en el orden de 4...”

Adicional a esto, la norma estipula que la estructura debe clasificarse según la dirección de análisis, por tal razón si se emplea el uso de arriostramientos en una dirección se debe considerar éste factor “R” según sea el caso del tipo de sistema resistente a sismo:

Pórticos sin arriostramientos, Tipo I, factor $R=6,0$; usado 4,5.

Pórticos con arriostramientos concéntricos, Tipo III, factor $R=4,0$.

Pórticos con arriostramientos excéntricos, Tipo IIIa, factor $R=6,0$, usado 4,5.

IV.3.2. GRÁFICA DEL ESPECTRO DE DISEÑO

De acuerdo a los parámetros definidos anteriormente, las ordenadas “Ad” de los espectros de diseño calculados con las ecuaciones (1.56), (1.57) y (1.58) expuestas en el marco teórico permiten obtener los siguientes espectros:

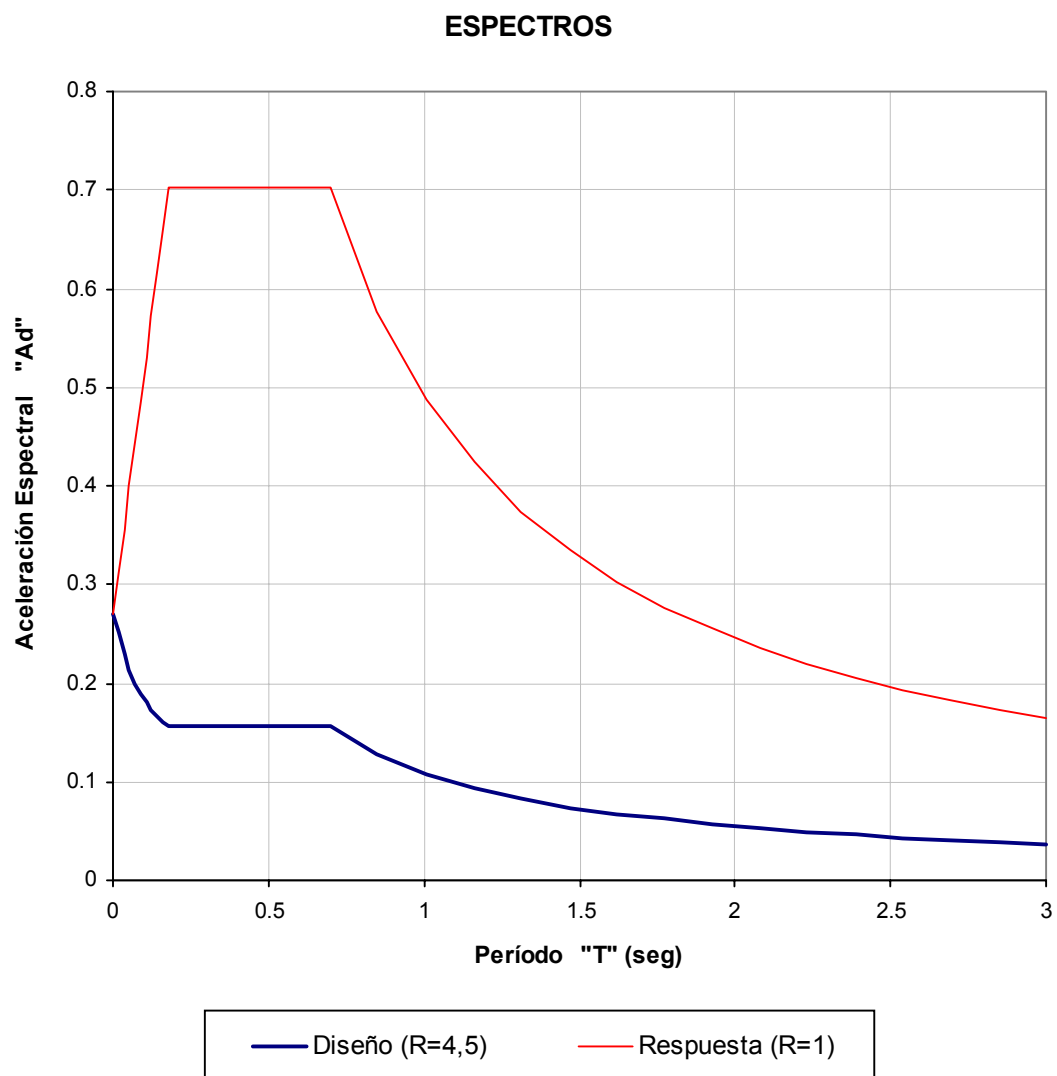


FIGURA IV.2 Espectro de respuesta y espectro de diseño

V. USO DE ARRIOSTRAMIENTOS EN LA ESTRUCTURA

Para analizar la necesidad o no de usar arriostramientos en el edificio, se procedió a modelar en el programa la estructura con las fuerzas al cual estará sometida (fuerzas producto de las cargas gravitacionales y producto del sismo); para luego verificar si cumple o no con los requisitos de resistencia y desplazamiento que exigen las normas.

A la estructura se le suministró las cargas definitivas debidas a las acciones permanentes y variables con las siguientes consideraciones:

- Distribución por área tributaria para cada viga que soporta las correas.
- Se considera que la tabiquería cuya función es: distribuir las habitaciones, separar cada apartamento y la tabiquería externa, no tendrá modificación en un futuro, suministrándole su carga directamente a la viga del cual se apoya.
- El resto de la tabiquería se analizó según lo exige la referencia [3] y fue comentada en el marco teórico, ejerciendo una carga de 106 Kg/m^2 en los paneles de losa destinados a cocina y estar, considerando que la tabiquería esta definida.
- La carga producto del techo fue igualmente distribuida en el último nivel.

El programa se utilizó como referencia y guía en el diseño de los elementos, ya que al aplicar la verificación que este posee a través de la norma AISC-LRFD del año 1993, se conoce la eficiencia de dichos elementos. Esta eficiencia se refiere a la comparación de la demanda con respecto a la capacidad de resistencia de cada elemento, tomando en consideración las combinaciones de diseño definidas para este estudio, ecuaciones (1.1) a (1.18) expuestas en el marco teórico.

Las solicitaciones que considera son la fuerza axial y los momentos en ambas direcciones llamado índice “IPMM” y por separado se estudian las solicitaciones de corte llamado índice “IV”.

Las siguientes expresiones expresan sus características:

$$IPMM = \frac{P_u}{\phi \times P_n^{t,c}} + \frac{M_u^1}{\phi \times M_n^1} + \frac{M_u^2}{\phi \times M_n^2} \leq 1,00$$

Donde: **P_u** es la carga axial producto de las combinaciones de estudio, **P_n** carga axial resistente, **M_uⁱ** momento en dirección “i” producto de la combinación en estudio, **M_nⁱ** momento resistente en dirección “i” y **phi** son los factores de minoración de resistencia estipuladas en el AISC-LRFD93.

$$IV = \frac{V_u}{\phi \times V_n} \leq 1,00$$

Donde: **V_u** es el corte producto de las combinaciones de estudio y **V_n** es el corte resistente.

Para conocer el comportamiento de cada elemento basta con examinar el valor de estos índices, si el elemento presenta un índice mayor a 1,00 quiere decir que las

solicitaciones a la cual esta sometido supera su capacidad, por ende el elemento colapsará o fallará con la presencia de un sismo con las características estimadas.

Luego de estudiar el primer modelado, correspondiente al diseño de los elementos predimensionados de la estructura usando columnas HEA240, con vigas para la dirección más corta “Y” de VP180 y para la dirección más larga “X” de VP250, se evidenció que:

- Las solicitaciones de momento con mayor magnitud sometidas en las vigas son las negativas, ejercidas en los extremos de cada elemento (juntas), esto indica que la resistencia que demanda la estructura tiene que ser suplida por el perfil de cada viga, sin considerar contribución del concreto, ya que el concreto aporta resistencia sólo en solicitaciones positivas. Acotando que las solicitaciones negativas de momento es cuando existe compresión en la fibra superior y tracción en la fibra inferior del elemento.
- Según la eficiencia, 109 de 265 elementos no cumplen con el diseño ya que es superada la demanda a la capacidad.
- Esto es debido a dos consideraciones; la primera, al tener los pórticos una rigidez muy baja (perfiles relativamente débiles) las derivas producidas serán elevadas, por ende los elementos estarán sometidos a mayores momentos, y la segunda consideración, es que las vigas no son aptas para soportar las cargas verticales. Cabe acotar que en el predimensionado se diseñó cada elemento con sus extremos articulados, cosa que no es real en el comportamiento general de la estructura.

Debido a las consideraciones antes expuestas se procedió a ajustar los perfiles de las vigas y columnas para satisfacer como primer requisito la demanda de las

solicitaciones, tomando en cuenta el índice “IPMM” de cada elemento. Esto arroja los siguientes resultados de diseño:

- Columnas HEA300 con un índice máximo de IPMM=0,812.
- Vigas en la dirección más corta de VP300 con un índice máximo de IPMM=0,729.
- Vigas en la dirección más larga; VP250 con un índice máximo de IPMM=0,904.
- Deriva máxima en dirección “X” (la dirección más larga) de 15,7‰ y en “Y” (la dirección más corta) de 17,9‰.

Los perfiles usados son de dimensiones relativamente grandes debido a la necesidad de suministrar mayor rigidez a los pórticos y producir una deriva aceptable, por ende si se refiere únicamente a la demanda por cargas verticales las vigas están “sobrediseñadas”. Otro factor importante a considerar en el diseño de esta estructura, es la necesidad de controlar la deriva en la dirección más corta, ya que esta adosada con el área de circulación.

Para poder optimizar la eficiencia de las vigas y controlar la deriva en la dirección más corta se hace necesario el estudio del uso de arriostramientos. Por ser elementos cuya finalidad es ofrecer mayor rigidez a los pórticos y resistir las cargas laterales, disminuirán las solicitaciones de las vigas y columnas, logrando reducir el tamaño de los perfiles y disminuir el costo de la construcción.

Aunque se emplee acero adicional en los arriostramientos, estos ofrecen el beneficio de disminuir las dimensiones de las vigas y columnas que en total podrá resultar una estructura con menor cantidad de acero.

Del Trabajo Especial de Grado de los autores: Mena Alfredo y Nava Víctor, referencia [6] se cita:

“Las investigaciones han demostrado que la sección transversal puede tener un impacto considerable en el comportamiento sísmico. Por ejemplo, los tubos huecos de acero parecen atractivos para ser usados como arriostramientos, debido a que un radio de giro grande permite una carga de pandeo grande. Sin embargo, los tubos presentan una concentración de daños durante la deformación sísmica inelástica, que acelera su falla y los hace una alternativa menos aconsejable que ángulos, canales y otras secciones...”

Se propone entonces, el estudio de los diferentes tipos de arriostramientos expuestos en el marco teórico usando para ello miembros formados por dos perfiles angulares llamados “TL”, usando ángulos de 50x4, 75x7 y 100x10; para así analizar sus diferentes comportamientos y de los demás elementos de la estructura. En consecuencia se obtuvo las siguientes consideraciones:

- Todos los arriostramiento TL50x4-10 y algunos TL75x7-10; no cumplen con la capacidad de resistencia debido a la escasa área que poseen y su relación de esbeltez es superada en comportamiento a compresión ($kl/r > 200$). Mientras que los arriostramientos TL100x10-10 si cumplen satisfactoriamente.
- Al área que poseen los arriostramientos influye directamente con la rigidez lateral de la estructura, mientras mayor sea el área mayor va a ser la rigidez, disminuyendo así el período del edificio pero sin tener ninguna repercusión en las fuerzas horizontales, ya que los períodos se encontrarán en la rama constante del espectro de diseño.
- La deriva disminuye mientras mayor área de acero tengan los arriostramientos, generando una estructura con menor disipación de energía en esa dirección a través de su deformación.

- Las vigas en las direcciones de los arriostramientos estarán sometidas a menores solicitaciones mientras mayor sea el área de los arriostramientos, ofreciendo la posibilidad de disminuir las dimensiones de sus perfiles.

En conclusión, si los arriostramientos logran cumplir con la demanda del área y su relación de esbeltez, éstos beneficiarán a la estructura controlando la deriva y logrando disminuir los perfiles de las vigas y de las columnas ya que existirá una menor demanda de las solicitaciones.

V.1. ANÁLISIS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTOS

Para analizar cual de los arriostramientos produce un mejor comportamiento en la estructura, se procedió a modelar el edificio con cada uno de ellos, para luego ajustar los elementos estructurales optimizando al máximo sus eficiencias y cumpliendo con las derivas.

La comparación se fundamenta, principalmente en la cantidad de acero total de la estructura, las derivas logradas en la dirección del uso de los arriostramientos y de las eficiencias tanto de las vigas en dirección de los arriostramientos, de las columnas en general y de los mismos arriostramientos. Sin embargo, aunque en éste Trabajo Especial de Grado no se considera el estudio de las conexiones, en la comparación de los distintos tipos de arriostramientos que se presenta a continuación, se nombran la cantidad de conexiones usadas para cada uno de ellos, ya que influirá en la decisión del tipo de arriostramiento a usar debido al costo de su construcción.

CONSIDERA- CIONES		SIN ARR.	CONCÉNTRICOS					EXCÉNTRICOS		
			Cruz	Ve	Ve inver- tida	Diago- nal 1	Diago- nal 2	Rom- bo	Ve	Ve inver- tida
Arriostramiento		-	TL 110x 10-10	TL 100x 8-10	TL 100x 8-10	TL 120x 10-10	TL 120x 10-10	TL 75x 7-10	TL 100x 8-10	TL 110x 10-10
Vigas en “Y”		VP 300	VP 180	VP 180	VP 180	VP 180	VP 180	VP 180	VP 300 180	VP 300 180
Columnas		HEA 300	HEA 260	HEA 260	HEA 260	HEA 260	HEA 260	HEA 260	HEA 260	HEA 260
Peso del arriostramiento (Kg)		-	6.138	3.200	3.200	3.366	3.366	2.931	2.949	2.806
Peso total de la estructura (Kg)		46.970	41.095	38.157	38.157	38.323	38.323	37.88 8	39.673	39.530
IPMM	Arriostra- mientos	-	0,805	0,973	0,717	0,849	0,885	0,771	0,725	0,824
	Vigas en “Y”	0,701	0,510	0,900	0,774	0,523	0,510	0,521	0,586	0,658
	Colum- nas	0,845	0,976	0,982	0,977	0,976	0,978	0,978	0,980	0,978
IV	Vigas en “Y”	0,277	0,270	0,270	0,270	0,270	0,270	0,270	0,820	0,750
	Colum- nas	0,236	0,272	0,272	0,296	0,296	0,296	0,296	0,296	0,296
Deriva en “Y” (‰)	Máx.	15,7	2,5	4,5	3,8	3,8	3,0	3,8	7,3	4,3
	Mín.	6,2	1,7	2,9	2,2	2,6	2,0	2,5	0,8	2,3
Desplazamiento inelástico en “Y” del último nivel (cm)		15,5	2,9	5,1	4,3	4,6	3,5	4,4	6,8	4,8
Conexiones debidas a los arriostramientos		-	100	60	60	40	40	80	60	40

TABLA V.1 Comparación de los diferentes tipos de arriostramientos concéntricos y excéntricos

Es evidente que el uso de arriostramiento es favorable, debido a que disminuye el peso total de la estructura en el peor de los casos 12,5% y en el mejor de los casos 19,3%, así como también controla la deriva y logra disminuir las columnas de un perfil HEA300 a HEA260 y las vigas en dirección “Y” de VP300 a VP180.

En base a la tabla se puede concluir las siguientes consideraciones:

- El arriostramiento que genera menor peso total de la estructura es el arriostramiento en forma de Rombo, pero debido a la cantidad de conexiones y mano de obra necesaria se descarta su uso.
- Los arriostramientos excéntricos se descartan, porque no presentan la mejor reducción de peso, a su vez exigen una mayor demanda de corte en sus vigas haciendo que los perfiles sean de mayor dimensión, debido a que la disipación de energía se localiza en ellas.
- El arriostramiento en Cruz se descarta porque no presentan la mejor reducción de peso, no poseen la mejor ductilidad y la cantidad de sus conexiones es la mayor. Cabe acotar que el uso de arriostramientos en forma Cruz de San Andrés es la más utilizada en las construcciones debido a que generan mayor rigidez.
- Los arriostramientos en forma de “V” Ve con respecto a las Diagonales son más beneficiosos porque presentan una mayor ductilidad logrando mayor deriva y a su vez generan un menor peso total.

En definitiva se emplea el uso arriostramientos en forma de Ve para la estructura en estudio ya que presentan una mejor ductilidad que los arriostramientos en forma de Ve invertida.

VI. DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

VI.1. ESTRUCTURA CON PERFILES DOBLE “T”

VI.1.1. PERÍODO FUNDAMENTAL

En cada dirección de análisis, el valor “T” del período fundamental calculado no podrá exceder el valor $1,4T_a$, donde T_a está dado de acuerdo al tipo de sistema estructural resistente a sismo:

TIPO I, dirección “X”: $T_a = C_t \times h_n^{0.75} = 0,08 \times (2,7 \times 5)^{0.75} = 0,563 \text{ seg}$

TIPO III, dirección “Y”: $T_a = 0,05 \times h_n^{0.75} = 0,05 \times (2,7 \times 5)^{0.75} = 0,352 \text{ seg}$

VI.1.2. PERÍODO FUNDAMENTAL EN DIRECCIÓN “X”

Nivel	Peso W_i (Tf)	Altura h_i (m)	$W_i \times h_i$ (Tf-m)	Cargas Q_i (Tf)	Corte V_i (Tf)	Rigidez Lateral K_{ix} (Tf/cm)	Desplaza- miento de piso Δ_i (cm)	Desplaza- miento del nivel δ_{ei} (cm)	$W_i \times (\delta_{ei})^2$	$Q_i \times \delta_{ei}$
5	92	13,5	1.247	163	163	40	4,0	45,5	191.421	7.410
4	148	10,8	1.600	209	372	44	8,4	41,5	254.933	8.663
3	148	8,1	1.200	157	528	45	11,6	33,1	162.187	5.182
2	148	5,4	800	104	633	49	12,9	21,5	68.187	2.240
1	148	2,7	400	52	685	80	8,5	8,5	10.800	446
	685		5.246	685					687.528	23.941

TABLA VI.1 Análisis del período fundamental en dirección “X”. Perfiles Doble “T”.

El valor de período resultante es $T_x = 1,075$ seg. con $1,4T_a$ de 0,789 seg.

VI.1.3. PERÍODO FUNDAMENTAL EN DIRECCIÓN “Y”

Nivel	Peso W_i (Tf)	Altura h_i (m)	$W_i \times h_i$ (Tf-m)	Cargas Q_i (Tf)	Corte V_i (Tf)	Rigidez Lateral K_{iy} (Tf/cm)	Desplaza- miento de piso Δ_i (cm)	Desplaza- miento del nivel δ_{ei} (cm)	$W_i \times (\delta_{ei})^2$	$Q_i \times \delta_{ei}$
5	92	13,5	1.247	163	163	135	1,2	8,9	7.324	1.449
4	148	10,8	1.600	209	372	201	1,8	7,7	8.771	1.607
3	148	8,1	1.200	157	528	247	2,1	5,8	5.063	916
2	148	5,4	800	104	633	292	2,2	3,7	2.037	387
1	148	2,7	400	52	685	443	1,5	1,5	354	81
	685		5.246	685					23.550	4.440

TABLA VI.2 Análisis del periodo fundamental en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.

El valor de período resultante es $T_y = 0,462$ seg. con $1,4T_a$ de 0,493 seg.

VI.1.4. FUERZA CORTANTE BASAL

La fuerza cortante basal se calcula como se expresa en el marco teórico de acuerdo a la siguiente expresión: $V_o = \mu \times A_d \times W$

$$\mu = 1,4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] = 1,4 \left[\frac{5+9}{2 \times 5+12} \right] = 0,891$$

$$\mu_x = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T_x}{T^*} - 1 \right] = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,789}{0,700} - 1 \right] = 0,806 \Rightarrow \mu_x = 0,891$$

$$\mu_y = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T_y}{T^*} - 1 \right] = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,462}{0,700} - 1 \right] = 0,783 \Rightarrow \mu_y = 0,891$$

$$\text{Como } T_x > T^* \Rightarrow Ad_x = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \left[\frac{T^*}{T} \right]^p \Rightarrow Ad_x = 0,138$$

$$\text{Como } T^+ \leq T_y \leq T^* \Rightarrow Ad_y = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \Rightarrow Ad_y = 0,176$$

$$Vo_x = \mu_x \times Ad_x \times W = 0,891 \times 0,138 \times 684,76 = 84,46 \text{ Tf}$$

$$Vo_y = \mu_y \times Ad_y \times W = 0,891 \times 0,176 \times 684,76 = 107,07 \text{ Tf}$$

Se cumple que el coeficiente sísmico definido como Vo/W no es menor que

$$(\alpha A_o)/R: \quad \frac{Vo}{W} = \frac{84,46}{684,76} = 0,123 \geq \frac{\alpha A_o}{R} = \frac{1,00 \times 0,30}{4,5} = 0,067$$

VI.1.5. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEBIDO A LOS EFECTOS TRASLACIONALES

$$Ft_x = \left(0,06 \frac{T_x}{T^*} - 0,02 \right) Vo_x = \left(0,06 \frac{0,789}{0,700} - 0,02 \right) \times 84,46 = 4,02 \text{ Tf}$$

$$\text{Acotada por: } 0,04Vo = 3,38 \leq Ft_x \leq 0,10Vo = 8,45 \Rightarrow Ft_x = 4,02 \text{ Tf}$$

$$Ft_y = \left(0,06 \frac{T_y}{T^*} - 0,02 \right) Vo_y = \left(0,06 \frac{0,462}{0,700} - 0,02 \right) \times 107,07 = 2,10 \text{ Tf}$$

$$\text{Acotada por: } 0,04Vo = 4,28 \leq Ft_y \leq 0,10Vo = 10,71 \Rightarrow Ft_y = 4,28 \text{ Tf}$$

Nivel	Peso Wi (Tf)	Altura hi (m)	Wi x hi (Tf-m)	En dirección "X"		En dirección "Y"	
				Fuerza Lateral Fi (Tf)	Cortante de piso Vi (Tf)	Fuerza Lateral Fi (Tf)	Cortante de piso Vi (Tf)
5	92	13,5	1.247	23,14	23,14	28,71	28,71
4	148	10,8	1.600	24,53	47,67	31,34	60,05
3	148	8,1	1.200	18,40	66,06	23,51	83,56
2	148	5,4	800	12,26	78,32	15,67	99,23
1	148	2,7	400	6,13	84,46	7,84	107,07
	685		5.246	84,46		107,07	

TABLA VI.3 Distribución vertical de las fuerzas de diseño debido a los efectos traslacionales.

Perfiles Doble "T".

VI.1.6. PESO, MASA, CENTRO DE MASA, CENTRO DE RIGIDEZ Y CENTRO DE CORTANTE DE TODOS LOS NIVELES

Nivel	Peso W (Tf)	Masa (Kg-s ² /m)	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		CENTRO DE CORTANTE	
			X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	X _{CC} (m)	Y _{CC} (m)
5	92	9.414	12,45	3,85	12,49	3,65	12,45	3,85
4	148	15.097	12,62	3,76	12,48	3,64	12,54	3,80
3	148	15.097	12,62	3,76	12,48	3,63	12,56	3,79
2	148	15.097	12,62	3,76	12,48	3,61	12,57	3,78
1	148	15.097	12,62	3,76	12,49	3,56	12,57	3,78

TABLA VI.4 Peso, masa, centros de masa, de rigidez y de cortante de todos los niveles.

Perfiles Doble "T".

VI.1.7. MÉTODO DE TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE

VI.1.7.1. Análisis en dirección "X"

Nivel	Pi (Tf)	Vi (Tf)	Y _{CC} (m)	Y _{CR} (m)	ei (m)	ri (m)	Kti (Tf- m ² /cm)	Ki "X" (Tf/cm)	rti (m)	ε ei/ri	Ω rti/ri	τ	τ'
5	23,14	23,14	3,85	3,65	0,19	7,43	20.349	40,30	22,47	0,03	3,02	1,00	1,00
4	24,53	47,67	3,80	3,64	0,16	7,43	30.472	44,25	26,24	0,02	3,53	1,00	1,00
3	18,40	66,06	3,79	3,63	0,16	7,43	37.520	45,39	28,75	0,02	3,87	1,00	1,00
2	12,26	78,32	3,78	3,61	0,18	7,43	44.338	48,97	30,09	0,02	4,05	1,00	1,00
1	6,13	84,46	3,78	3,56	0,23	7,43	66.440	80,19	28,78	0,03	3,87	1,00	1,00

Valores representativos

ε	0,02	≤ 0,20	τ	1,00
Ω	3,67	≥ 0,50	τ'	1,00

Factor de:

Amplificación dinámica torsional

Control de diseño de la zona más rígida de la planta

TABLA VI.5 Parámetros para la T.E.E en dirección "X". Perfiles Doble "T".

NIVEL 5									NIVEL 5	
			$M_{ti} (\tau)$ 14,84		$M_{ti} (\tau')$ -5,98				Pórtico	$V_{DISEÑO}$ (Tf)
Pórtico	Kxi (Tf/cm)	Vdi (Tf)	Kxi (Tf/cm)	Y_{CRI} (m)	Kyi (Tf/cm)	X_{CRI} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)	1	8,27
1	14,34	8,23	14,34	-3,65	-	-	0,04	0,02	2	7,26
2	12,64	7,26	12,64	0,10	-	-	0,00	0,00	3	7,68
3	13,32	7,65	13,32	3,85	-	-	-0,04	-0,02	-	-
Σ	40,30	23,14	-	-	-	-	-	-	A	0,57
		A	-	-	62,99	-12,49	0,57	0,23	B	0,01
		B	-	-	1,75	-9,44	0,01	0,00	C	0,00
		C	-	-	1,64	-4,11	0,00	0,00	D	0,00
		D	-	-	1,75	1,22	0,00	0,00	E	0,00
		E	-	-	1,64	4,07	0,00	0,00	F	0,01
		F	-	-	1,75	9,40	-0,01	0,00	G	0,57
		G	-	-	62,99	12,45	-0,57	-0,23		

TABLA VI.6 T.E.E. del nivel 5 en dirección "X". Perfiles Doble "T".

NIVEL 4									NIVEL 4	
			$M_{ti} (\tau)$ 29,21		$M_{ti} (\tau')$ -13,69				Pórtico	$V_{DISEÑO}$ (Tf)
Pórtico	Kxi (Tf/cm)	Vdi (Tf)	Kxi (Tf/cm)	Y_{CRI} (m)	Kyi (Tf/cm)	X_{CRI} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)	1	17,21
1	15,93	17,16	15,93	-3,64	-	-	0,06	0,03	2	14,78
2	13,72	14,78	13,72	0,11	-	-	0,00	0,00	3	15,78
3	14,60	15,73	14,60	3,86	-	-	-0,05	-0,03	-	-
Σ	44,25	47,67	-	-	-	-	-	-	A	1,14
		A	-	-	95,10	-12,48	1,14	0,53	B	0,02
		B	-	-	2,20	-9,43	0,02	0,01	C	0,01
		C	-	-	2,10	-4,10	0,01	0,00	D	0,00
		D	-	-	2,20	1,23	0,00	0,00	E	0,01
		E	-	-	2,10	4,08	-0,01	0,00	F	0,02
		F	-	-	2,20	9,41	-0,02	-0,01	G	1,14
		G	-	-	95,10	12,46	-1,14	-0,53		

TABLA VI.7 T.E.E. del nivel 4 en dirección "X". Perfiles Doble "T".

NIVEL 3									NIVEL 3	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									1	23,98
									2	20,36
									3	21,85
									-	-
									A	1,58
									B	0,02
									C	0,01
									D	0,00
									E	0,01
									F	0,02
									G	1,57

TABLA VI.8 T.E.E. del nivel 3 en dirección "X". Perfiles Doble "T".

NIVEL 2									NIVEL 2	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									1	28,79
									2	23,85
									3	25,83
									-	-
									A	1,92
									B	0,03
									C	0,01
									D	0,00
									E	0,01
									F	0,03
									G	1,91

TABLA VI.9 T.E.E. del nivel 2 en dirección "X". Perfiles Doble "T".

NIVEL 1									NIVEL 1	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									1	32,00
									2	25,00
									3	27,64
									-	-
									A	2,22
									B	0,05
									C	0,02
									D	0,01
									E	0,02
									F	0,05
									G	2,21

TABLA VI.10 T.E.E. del nivel 1 en dirección "X". Perfiles Doble "T".

VI.1.7.2. Análisis en dirección "Y"

Nivel	Pi (Tf)	Vi (Tf)	X _{CC} (m)	X _{CR} (m)	ei (m)	ri (m)	Kti (Tf-m ² /cm)	Ki "Y" (Tf/cm)	r _{ti} (m)	ϵ ei/ri	Ω r _{ti} /ri	τ	τ'
5	28,71	28,71	12,45	12,49	0,03	7,43	20.349	134,51	12,30	0,00	1,65	1,06	1,00
4	31,34	60,05	12,54	12,48	0,05	7,43	30.472	200,99	12,31	0,01	1,66	1,06	1,00
3	23,51	83,56	12,56	12,48	0,08	7,43	37.520	247,02	12,32	0,01	1,66	1,05	1,00
2	15,67	99,23	12,57	12,48	0,09	7,43	44.338	292,34	12,32	0,01	1,66	1,05	1,00
1	7,84	107,07	12,57	12,49	0,09	7,43	66.440	443,19	12,24	0,01	1,65	1,06	1,00

Valores representativos

ϵ	0,01	$\leq 0,20$	τ	1,06
Ω	1,65	$\geq 0,50$	τ'	1,00

Factor de:

Amplificación dinámica torsional

Control de diseño de la zona más rígida de la planta

TABLA VI.11 Parámetros para la T.E.E. en dirección "Y". Perfiles Doble "T".

NIVEL 5									NIVEL 5	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									A	15,15
									B	0,41
									C	0,36
									D	0,38
									E	0,36
									F	0,41
									G	15,14
									-	-
									1	0,11
									2	0,00
									3	0,11

TABLA VI.12 T.E.E. del nivel 5 en dirección "Y". Perfiles Doble "T".

NIVEL 4									NIVEL 4	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									A	32,05
									B	0,72
									C	0,65
									D	0,66
									E	0,65
									F	0,72
									G	32,04
									-	-
									1	0,18
									2	0,00
									3	0,17

TABLA VI.13 T.E.E. del nivel 4 en dirección "Y". Perfiles Doble "T".

NIVEL 3									NIVEL 3	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									A	44,93
									B	0,90
									C	0,82
									D	0,83
									E	0,82
									F	0,89
									G	44,92
									-	-
									1	0,21
									2	0,01
									3	0,20

TABLA VI.14 T.E.E. del nivel 3 en dirección "Y". Perfiles Doble "T".

NIVEL 2									NIVEL 2	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									A	53,37
									B	1,08
									C	0,99
									D	0,99
									E	0,99
									F	1,08
									G	53,35
									-	-
									1	0,23
									2	0,01
									3	0,22

TABLA VI.15 T.E.E. del nivel 2 en dirección "Y". Perfiles Doble "T".

NIVEL 1									NIVEL 1	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									A	56,64
									B	1,56
									C	1,44
									D	1,44
									E	1,44
									F	1,56
									G	56,62
									-	-
									1	0,28
									2	0,01
									3	0,26

TABLA VI.16 T.E.E. del nivel 1 en dirección "Y". Perfiles Doble "T".

VI.1.8. DERIVA

VI.1.8.1. Análisis en dirección "X"

NIVEL	Desplazamiento Elástico Total (cm)		Desplazamiento Elastoplástico Total (cm)		Desplazamiento Elastoplástico por entrepiso (cm)		Deriva de entrepiso (‰)	
	1	3	1	3	1	3	1	3
5	5,81	5,81	20,90	20,90	2,19	2,19	8,1	8,1
4	5,20	5,20	18,71	18,71	3,86	3,86	14,3	14,3
3	4,12	4,12	14,85	14,85	5,21	5,21	19,3	19,3
2	2,68	2,68	9,64	9,64	5,77	5,77	21,4	21,4
1	1,07	1,07	3,87	3,87	3,87	3,87	14,3	14,3

TABLA VI.17 Deriva por nivel en dirección "X". Perfiles Doble "T".

VI.1.8.2. Análisis en dirección “Y”

NIVEL	Desplazamiento Elástico Total (cm)		Desplazamiento Elastoplástico Total (cm)		Desplazamiento Elastoplástico por entrepiso (cm)		Deriva de entrepiso (‰)	
	A	G	A	G	A	G	A	G
5	1,61	1,61	5,16	5,15	0,81	0,80	3,0	3,0
4	1,36	1,36	4,35	4,34	1,05	1,05	3,9	3,9
3	1,03	1,03	3,30	3,30	1,20	1,20	4,4	4,4
2	0,66	0,66	2,10	2,10	1,23	1,23	4,6	4,5
1	0,27	0,27	0,88	0,87	0,88	0,87	3,2	3,2

TABLA VI.18 Deriva por nivel en dirección “Y”. Perfiles Doble “T”.

VI.2. ESTRUCTURA CON PERFILES TUBULARES

VI.2.1. PERÍODO FUNDAMENTAL

En cada dirección de análisis, el valor “T” del período fundamental calculado no podrá exceder el valor $1,4T_a$, donde T_a está dado de acuerdo al tipo de sistema estructural resistente a sismos:

TIPO I, dirección en “X”: $T_a = C_t \times h_n^{0.75} = 0,08 \times (2,7 \times 5)^{0.75} = 0,563 \text{ seg}$

TIPO III, dirección en “Y”: $T_a = 0,05 \times h_n^{0.75} = 0,05 \times (2,7 \times 5)^{0.75} = 0,352 \text{ seg}$

VI.2.2. PERÍODO FUNDAMENTAL EN DIRECCIÓN “X”

Nivel	Peso W_i (Tf)	Altura h_i (m)	$W_i \times h_i$ (Tf-m)	Cargas Q_i (Tf)	Corte V_i (Tf)	Rigidez Lateral K_{ix} (Tf/cm)	Desplaza- miento de piso Δ_i (cm)	Desplaza- miento del nivel δ_{ei} (cm)	$W_i(\delta_{ei})^2$	$Q_i \times \delta_{ei}$
5	92	13,5	1.247	163	163	42	3,9	46,5	199.818	7.570
4	148	10,8	1.600	209	372	45	8,2	42,7	269.565	8.908
3	148	8,1	1.200	157	528	46	11,4	34,4	175.731	5.394
2	148	5,4	800	104	633	48	13,1	23,0	78.332	2.401
1	148	2,7	400	52	685	69	9,9	9,9	14.383	514
	685		5.246	685					737.829	24.789

TABLA VI.19 Análisis del período fundamental en dirección “X”. Perfiles Tubulares.

El valor de período resultante es $T_x = 1,094$ seg. con $1,4T_a$ de 0,789 seg.

VI.2.3. PERÍODO FUNDAMENTAL EN DIRECCIÓN “Y”

Nivel	Peso W_i (Tf)	Altura h_i (m)	$W_i \times h_i$ (Tf-m)	Cargas Q_i (Tf)	Corte V_i (Tf)	Rigidez Lateral K_{iy} (Tf/cm)	Desplaza- miento de piso Δ_i (cm)	Desplaza- miento del nivel δ_{ei} (cm)	$W_i(\delta_{ei})^2$	$Q_i \times \delta_{ei}$
5	92	13,5	1.247	163	163	104	1,6	10,4	9.998	1.693
4	148	10,8	1.600	209	372	164	2,3	8,8	11.556	1.844
3	148	8,1	1.200	157	528	211	2,5	6,6	6.379	1.028
2	148	5,4	800	104	633	262	2,4	4,1	2.439	424
1	148	2,7	400	52	685	416	1,6	1,6	402	86
	685		5.246	685					30.774	5.075

TABLA VI.20 Análisis del período fundamental en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.

El valor de período resultante es $T_y = 0,494$ seg. con $1,4T_a$ de 0,493 seg.

VI.2.4. FUERZA CORTANTE BASAL

La fuerza cortante basal se calcula como se expresa en el marco teórico de acuerdo a la siguiente expresión: $V_o = \mu \times Ad \times W$

$$\mu = 1,4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] = 1,4 \left[\frac{5+9}{2 \times 5+12} \right] = 0,891$$

$$\mu_x = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T_x}{T^*} - 1 \right] = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,789}{0,700} - 1 \right] = 0,806 \Rightarrow \mu_x = 0,891$$

$$\mu_y = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T_y}{T^*} - 1 \right] = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,493}{0,700} - 1 \right] = 0,785 \Rightarrow \mu_y = 0,891$$

$$\text{Como } T_x > T^* \Rightarrow Ad_x = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \left[\frac{T^*}{T} \right]^p \Rightarrow Ad_x = 0,138$$

$$\text{Como } T^+ \leq T_y \leq T^* \Rightarrow Ad_y = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \Rightarrow Ad_y = 0,176$$

$$V_{o_x} = \mu_x \times Ad_x \times W = 0,891 \times 0,138 \times 684,76 = 84,46 \text{ Tf}$$

$$V_{o_y} = \mu_y \times Ad_y \times W = 0,891 \times 0,176 \times 684,76 = 107,07 \text{ Tf}$$

Se cumple que el coeficiente sísmico definido como V_o/W no es menor que

$$(\alpha A_o)/R: \frac{V_o}{W} = \frac{84,46}{684,76} = 0,123 \geq \frac{\alpha A_o}{R} = \frac{1,00 \times 0,30}{4,5} = 0,067$$

VI.2.5. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEBIDO A LOS EFECTOS TRASLACIONALES

$$F_{t_x} = \left(0,06 \frac{T_x}{T^*} - 0,02 \right) V_{o_x} = \left(0,06 \frac{0,789}{0,700} - 0,02 \right) \times 84,46 = 4,02 \text{ Tf}$$

$$\text{Acotada por: } 0,04V_o = 3,38 \leq F_{t_x} \leq 0,10V_o = 8,45 \Rightarrow F_{t_x} = 4,02 \text{ Tf}$$

$$F_{t_y} = \left(0,06 \frac{T_y}{T^*} - 0,02 \right) V_{o_y} = \left(0,06 \frac{0,494}{0,700} - 0,02 \right) \times 107,07 = 2,39 \text{ Tf}$$

Acotada por: $0,04V_o = 4,28 \leq F_{t_y} \leq 0,10V_o = 10,71 \Rightarrow F_{t_y} = 4,28 \text{ Tf}$

Nivel	Peso W_i (Tf)	Altura h_i (m)	$W_i \times h_i$ (Tf-m)	En dirección "X"		En dirección "Y"	
				Fuerza Lateral F_i (Tf)	Cortante de piso V_i (Tf)	Fuerza Lateral F_i (Tf)	Cortante de piso V_i (Tf)
5	92	13,5	1.247	23,14	23,14	28,71	28,71
4	148	10,8	1.600	24,53	47,67	31,34	60,05
3	148	8,1	1.200	18,40	66,06	23,51	83,56
2	148	5,4	800	12,26	78,32	15,67	99,23
1	148	2,7	400	6,13	84,46	7,84	107,07
	685		5.246	84,46		107,07	

TABLA VI.21 Distribución vertical de las fuerzas de diseño debido a los efectos traslacionales. Perfiles Tubulares.

VI.2.6. PESO, MASA, CENTRO DE MASA, CENTRO DE RIGIDEZ Y CENTRO DE CORTANTE DE TODOS LOS NIVELES

Nivel	Peso W (Tf)	Masa (Kg-s ² /m)	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		CENTRO DE CORTANTE	
			X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	X_{CC} (m)	Y_{CC} (m)
5	92	9.414	12,45	3,85	12,49	3,75	12,45	3,85
4	148	15.097	12,62	3,76	12,48	3,75	12,54	3,80
3	148	15.097	12,62	3,76	12,48	3,75	12,56	3,79
2	148	15.097	12,62	3,76	12,48	3,75	12,57	3,78
1	148	15.097	12,62	3,76	12,48	3,75	12,57	3,78

TABLA VI.22 Peso, masa, centros de masa, de rigidez y de cortante de todos los niveles. Perfiles Tubulares.

VI.2.7. MÉTODO DE TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE

VI.2.7.1. Análisis en dirección “X”

Nivel	Pi (Tf)	Vi (Tf)	Y _{CC} (m)	Y _{CR} (m)	ei (m)	ri (m)	K _{ti} (Tf- m ² /cm)	Ki “X” (Tf/cm)	r _{ti} (m)	ε ei/ri	Ω r _{ti} /ri	τ	τ’
5	23,14	23,14	3,85	3,75	0,10	7,43	15.722	42,25	19,29	0,01	2,59	1,00	1,00
4	24,53	47,67	3,80	3,75	0,05	7,43	24.912	45,22	23,47	0,01	3,16	1,00	1,00
3	18,40	66,06	3,79	3,75	0,04	7,43	32.170	46,13	26,41	0,01	3,55	1,00	1,00
2	12,26	78,32	3,78	3,75	0,03	7,43	39.995	48,13	28,83	0,00	3,88	1,00	1,00
1	6,13	84,46	3,78	3,75	0,03	7,43	62.777	69,49	30,06	0,00	4,04	1,00	1,00

Valores representativos

ε	0,01	≤ 0,20	τ	1,00
Ω	3,44	≥ 0,50	τ’	1,00

Factor de:

Amplificación dinámica torsional

Control de diseño de la zona más rígida de la planta

TABLA VI.23 Parámetros para la T.E.E. en dirección “X”. Perfiles Tubulares.

NIVEL 5				M _{ti} (τ) 12,64		M _{ti} (τ') -8,19		NIVEL 5		
Pórtico	K _{xi} (Tf/cm)	V _{di} (Tf)	K _{xi} (Tf/cm)	Y _{CRi} (m)	K _{yi} (Tf/cm)	X _{CRi} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)	Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
1	14,08	7,71	14,08	-3,75	-	-	0,04	0,03	1	7,76
2	14,08	7,71	14,08	0,00	-	-	0,00	0,00	2	7,71
3	14,08	7,71	14,08	3,75	-	-	-0,04	-0,03	3	7,76
Σ	42,25	23,14	-	-	-	-	-	-	-	-
		A	-	-	48,33	-12,49	0,49	0,31	A	0,49
		B	-	-	1,37	-9,44	0,01	0,01	B	0,01
		C	-	-	1,37	-4,11	0,00	0,00	C	0,00
		D	-	-	1,37	1,22	0,00	0,00	D	0,00
		E	-	-	1,37	4,07	0,00	0,00	E	0,00
		F	-	-	1,37	9,40	-0,01	-0,01	F	0,01
		G	-	-	48,33	12,45	-0,48	-0,31	G	0,48

TABLA VI.24 T.E.E. del nivel 5 en dirección “X”. Perfiles Tubulares.

NIVEL 4								
				$M_{ti} \text{ (}\tau\text{)}$ 23,86		$M_{ti} \text{ (}\tau\text{'})}$ -19,04		
Pórtico	Kxi (Tf/cm)	Vdi (Tf)	Kxi (Tf/cm)	Y_{CRI} (m)	Kyi (Tf/cm)	X_{CRI} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)
1	15,07	15,89	15,07	-3,75	-	-	0,05	0,04
2	15,07	15,89	15,07	0,00	-	-	0,00	0,00
3	15,07	15,89	15,07	3,75	-	-	-0,05	-0,04
Σ	45,22	47,67	-	-	-	-	-	-
		A	-	-	77,56	-12,48	0,93	0,74
		B	-	-	1,71	-9,43	0,02	0,01
		C	-	-	1,71	-4,10	0,01	0,01
		D	-	-	1,71	1,23	0,00	0,00
		E	-	-	1,71	4,08	-0,01	-0,01
		F	-	-	1,71	9,41	-0,02	-0,01
		G	-	-	77,56	12,46	-0,93	-0,74

NIVEL 4	
Pórtico	$V_{DISEÑO}$ (Tf)
1	15,94
2	15,89
3	15,94
-	-
A	0,93
B	0,02
C	0,01
D	0,00
E	0,01
F	0,02
G	0,93

TABLA VI.25 T.E.E. del nivel 4 en dirección "X". Perfiles Tubulares.

NIVEL 3								
				$M_{ti} \text{ (}\tau\text{)}$ 32,28		$M_{ti} \text{ (}\tau\text{'})}$ -27,18		
Pórtico	Kxi (Tf/cm)	Vdi (Tf)	Kxi (Tf/cm)	Y_{CRI} (m)	Kyi (Tf/cm)	X_{CRI} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)
1	15,38	22,02	15,38	-3,75	-	-	0,06	0,05
2	15,38	22,02	15,38	0,00	-	-	0,00	0,00
3	15,38	22,02	15,38	3,75	-	-	-0,06	-0,05
Σ	46,13	66,06	-	-	-	-	-	-
		A	-	-	100,77	-12,48	1,26	1,06
		B	-	-	1,86	-9,43	0,02	0,01
		C	-	-	1,86	-4,10	0,01	0,01
		D	-	-	1,86	1,23	0,00	0,00
		E	-	-	1,86	4,08	-0,01	-0,01
		F	-	-	1,86	9,41	-0,02	-0,01
		G	-	-	100,77	12,46	-1,26	-1,06

NIVEL 3	
Pórtico	$V_{DISEÑO}$ (Tf)
1	22,08
2	22,02
3	22,08
-	-
A	1,26
B	0,02
C	0,01
D	0,00
E	0,01
F	0,02
G	1,26

TABLA VI.26 T.E.E. del nivel 3 en dirección "X". Perfiles Tubulares.

NIVEL 2								
				$M_{ti} (\tau)$ 37,89		$M_{ti} (\tau')$ -32,61		
Pórtico	Kxi (Tf/cm)	Vdi (Tf)	Kxi (Tf/cm)	Y_{CRI} (m)	Kyi (Tf/cm)	X_{CRI} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)
1	16,04	26,11	16,04	-3,75	-	-	0,06	0,05
2	16,04	26,11	16,04	0,00	-	-	0,00	0,00
3	16,04	26,11	16,04	3,75	-	-	-0,06	-0,05
Σ	48,13	78,32	-	-	-	-	-	-
		A	-	-	125,63	-12,48	1,49	1,28
		B	-	-	2,22	-9,43	0,02	0,02
		C	-	-	2,22	-4,10	0,01	0,01
		D	-	-	2,22	1,23	0,00	0,00
		E	-	-	2,22	4,08	-0,01	-0,01
		F	-	-	2,22	9,41	-0,02	-0,02
		G	-	-	125,63	12,46	-1,48	-1,28

NIVEL 2	
Pórtico	$V_{DISEÑO}$ (Tf)
1	26,16
2	26,11
3	26,16
-	-
A	1,49
B	0,02
C	0,01
D	0,00
E	0,01
F	0,02
G	1,48

TABLA VI.27 T.E.E. del nivel 2 en dirección "X". Perfiles Tubulares.

NIVEL 1								
				$M_{ti} (\tau)$ 40,69		$M_{ti} (\tau')$ -35,32		
Pórtico	Kxi (Tf/cm)	Vdi (Tf)	Kxi (Tf/cm)	Y_{CRI} (m)	Kyi (Tf/cm)	X_{CRI} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)
1	23,16	28,15	23,16	-3,75	-	-	0,06	0,05
2	23,16	28,15	23,16	0,00	-	-	0,00	0,00
3	23,16	28,15	23,16	3,75	-	-	-0,06	-0,05
Σ	69,49	84,46	-	-	-	-	-	-
		A	-	-	196,67	-12,48	1,59	1,38
		B	-	-	4,50	-9,43	0,03	0,02
		C	-	-	4,50	-4,10	0,01	0,01
		D	-	-	4,50	1,23	0,00	0,00
		E	-	-	4,50	4,08	-0,01	-0,01
		F	-	-	4,50	9,41	-0,03	-0,02
		G	-	-	196,67	12,46	-1,59	-1,38

NIVEL 1	
Pórtico	$V_{DISEÑO}$ (Tf)
1	28,21
2	28,15
3	28,21
-	-
A	1,59
B	0,03
C	0,01
D	0,00
E	0,01
F	0,03
G	1,59

TABLA VI.28 T.E.E. del nivel 1 en dirección "X". Perfiles Tubulares.

VI.2.7.2. Análisis en dirección “Y”

Nivel	Pi (Tf)	Vi (Tf)	X _{CC} (m)	X _{CR} (m)	ei (m)	ri (m)	K _{ti} (Tf- m ² /cm)	Ki “Y” (Tf/cm)	r _{ti} (m)	ε ei/ri	Ω r _{ti} /ri	τ	τ’
5	28,71	28,71	12,45	12,49	0,04	7,43	15.722	103,53	12,32	0,00	1,66	1,05	1,00
4	31,34	60,05	12,54	12,48	0,05	7,43	24.912	163,67	12,34	0,01	1,66	1,05	1,00
3	23,51	83,56	12,56	12,48	0,08	7,43	32.170	210,85	12,35	0,01	1,66	1,05	1,00
2	15,67	99,23	12,57	12,48	0,09	7,43	39.995	262,33	12,35	0,01	1,66	1,05	1,00
1	7,84	107,07	12,57	12,48	0,09	7,43	62.777	415,84	12,29	0,01	1,65	1,06	1,00

Valores representativos

ε	0,01	≤ 0,20	τ	1,05
Ω	1,66	≥ 0,50	τ’	1,00

Factor de:

Amplificación dinámica torsional

Control de diseño de la zona más rígida de la planta

TABLA VI.29 Parámetros para la T.E.E. en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.

NIVEL 5				M _{ti} (τ) 44,03		M _{ti} (τ') -41,96		NIVEL 5		
Pórtico	K _{xi} (Tf/cm)	V _{di} (Tf)	K _{xi} (Tf/cm)	X _{CRi} (m)	K _{yi} (Tf/cm)	Y _{CRi} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)	Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
A	48,33	13,40	48,33	-12,49	-	-	1,69	1,61	A	15,09
B	1,37	0,38	1,37	-9,44	-	-	0,04	0,03	B	0,42
C	1,37	0,38	1,37	-4,11	-	-	0,02	0,02	C	0,40
D	1,37	0,38	1,37	1,22	-	-	0,00	0,00	D	0,39
E	1,37	0,38	1,37	4,07	-	-	-0,02	-0,01	E	0,40
F	1,37	0,38	1,37	9,40	-	-	-0,04	-0,03	F	0,42
G	48,33	13,40	48,33	12,45	-	-	-1,69	-1,61	G	15,09
Σ	103,53	28,71	-	-	-	-	-	-	-	-
		1	-	-	14,08	-3,75	0,15	0,14	1	0,15
		2	-	-	14,08	0,00	0,00	0,00	2	0,00
		3	-	-	14,08	3,75	-0,15	-0,14	3	0,15

TABLA VI.30 T.E.E. del nivel 5 en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.

NIVEL 4									NIVEL 4	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									A	32,09
									B	0,69
									C	0,65
									D	0,63
									E	0,65
									F	0,69
									G	32,08
									-	-
									1	0,21
									2	0,00
									3	0,21

TABLA VI.31 T.E.E. del nivel 4 en dirección "Y". Perfiles Tubulares.

NIVEL 3									NIVEL 3	
									Pórtico	V _{DISEÑO} (Tf)
									A	45,09
									B	0,81
									C	0,77
									D	0,75
									E	0,77
									F	0,81
									G	45,08
									-	-
									1	0,24
									2	0,00
									3	0,24

TABLA VI.32 T.E.E. del nivel 3 en dirección "Y". Perfiles Tubulares.

NIVEL 2									NIVEL 2	
M_{ti} (τ) 157,72 M_{ti} (τ') -139,71									Pórtico	$V_{DISEÑO}$ (Tf)
Pórtico	Kxi (Tf/cm)	Vdi (Tf)	Kxi (Tf/cm)	X_{CRI} (m)	Kyi (Tf/cm)	Y_{CRI} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)	A	53,70
A	125,63	47,52	125,63	-12,48	-	-	6,18	5,48	B	0,92
B	2,22	0,84	2,22	-9,43	-	-	0,08	0,07	C	0,87
C	2,22	0,84	2,22	-4,10	-	-	0,04	0,03	D	0,85
D	2,22	0,84	2,22	1,23	-	-	-0,01	-0,01	E	0,87
E	2,22	0,84	2,22	4,08	-	-	-0,04	-0,03	F	0,92
F	2,22	0,84	2,22	9,41	-	-	-0,08	-0,07	G	53,69
G	125,63	47,52	125,63	12,46	-	-	-6,17	-5,47	-	-
Σ	262,33	99,23	-	-	-	-	-	-	1	0,24
		1	-	-	16,04	-3,75	0,24	0,21	2	0,00
		2	-	-	16,04	0,00	0,00	0,00	3	0,24
		3	-	-	16,04	3,75	-0,24	-0,21		

TABLA VI.33 T.E.E. del nivel 2 en dirección "Y". Perfiles Tubulares.

NIVEL 1									NIVEL 1	
M_{ti} (τ) 170,30 M_{ti} (τ') -150,68									Pórtico	$V_{DISEÑO}$ (Tf)
Pórtico	Kxi (Tf/cm)	Vdi (Tf)	Kxi (Tf/cm)	X_{CRI} (m)	Kyi (Tf/cm)	Y_{CRI} (m)	VMt1i (Tf)	VMt2i (Tf)	A	57,30
A	196,67	50,64	196,67	-12,48	-	-	6,66	5,89	B	1,27
B	4,50	1,16	4,50	-9,43	-	-	0,12	0,10	C	1,21
C	4,50	1,16	4,50	-4,10	-	-	0,05	0,04	D	1,17
D	4,50	1,16	4,50	1,23	-	-	-0,01	-0,01	E	1,21
E	4,50	1,16	4,50	4,08	-	-	-0,05	-0,04	F	1,27
F	4,50	1,16	4,50	9,41	-	-	-0,11	-0,10	G	57,28
G	196,67	50,64	196,67	12,46	-	-	-6,65	-5,88	-	-
Σ	415,84	107,07	-	-	-	-	-	-	1	0,24
		1	-	-	23,16	-3,75	0,24	0,21	2	0,00
		2	-	-	23,16	0,00	0,00	0,00	3	0,24
		3	-	-	23,16	3,75	-0,24	-0,21		

TABLA VI.34 T.E.E. del nivel 1 en dirección "Y". Perfiles Tubulares.

VI.2.8. DERIVA

VI.2.8.1. Análisis en dirección “X”

NIVEL	Desplazamiento Elástico Total (cm)		Desplazamiento Elastoplástico Total (cm)		Desplazamiento Elastoplástico por entrepiso (cm)		Deriva de entrepiso (‰)	
	1	3	1	3	1	3	1	3
5	5,89	5,89	21,20	21,20	2,04	2,04	7,6	7,6
4	5,32	5,32	19,16	19,16	3,76	3,76	13,9	13,9
3	4,28	4,28	15,39	15,39	5,12	5,12	19,0	19,0
2	2,85	2,85	10,27	10,27	5,84	5,84	21,6	21,6
1	1,23	1,23	4,43	4,43	4,43	4,43	16,4	16,4

TABLA VI.35 Deriva por nivel en dirección “X”. Perfiles Tubulares.

VI.2.8.2. Análisis en dirección “Y”

NIVEL	Desplazamiento Elástico Total (cm)		Desplazamiento Elastoplástico Total (cm)		Desplazamiento Elastoplástico por entrepiso (cm)		Deriva de entrepiso (‰)	
	A	G	A	G	A	G	A	G
5	1,85	1,85	5,93	5,93	1,03	1,03	3,8	3,8
4	1,53	1,53	4,90	4,90	1,26	1,26	4,7	4,7
3	1,14	1,14	3,64	3,64	1,37	1,37	5,1	5,1
2	0,71	0,71	2,27	2,27	1,35	1,35	5,0	5,0
1	0,29	0,29	0,93	0,93	0,93	0,93	3,4	3,4

TABLA VI.36 Deriva por nivel en dirección “Y”. Perfiles Tubulares.

VII. COMPARACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

VII.1. COSTOS DE LOS MATERIALES DE AMBAS ESTRUCTURAS

Para lograr la comparación entre las dos estructuras, se realizó el análisis del costo de los materiales usados, obtenidos de acuerdo al presupuesto cotizado el 20 de Abril del 2005 por el proveedor “HIERROBECO, C.A.”

VII.1.1. ESTRUCTURA CON PERFILES DOBLE “T”

Insumo	Precio de 12 metros del perfil (Bs.)	Un.	Cant.	Precio Unitario (Bs.)	Monto (Bs.)
VIGA HEA 260MM	1.811.843	Kg	19.317	2.213,88	42.765.520
VIGA VP 250MM (29,4)	768.519	Kg	10.983	2.178,34	23.924.708
VIGA VP 180MM (17,7)	462.679	Kg	4.657	2.178,34	10.144.529
ÁNGULOS 100x100x 8MM	270.735	Kg	3.200	1.849,28	5.917.696
TOTAL				Bs. 82.752.453	

TABLA VII.1 Costo de los materiales de la estructura con perfiles Doble “T”

VII.1.2. ESTRUCTURA CON PERFILES TUBULARES

Insumo	Precio de 12 metros del perfil (Bs.)	Un.	Cant.	Precio Unitario (Bs.)	Monto (Bs.)
TUBO 220X220X 7MM	1.543.123	Kg	12.899	2.826,23	36.455.541
TUBO 300X100X 7MM	1.474.317	Kg	15.376	2.989,29	45.963.323
TUBO 200X70X 4,30MM	552.890	Kg	4.502	2.686,54	12.094.803
ÁNGULOS 110x110x 8MM	297.365	Kg	3.530	1.849,28	6.527.958
TOTAL				Bs. 101.041.625	

TABLA VII.2 Costo de los materiales de la estructura con perfiles Tubulares

Al usar los perfiles Tubulares existe un incremento del costo de 22,1% considerando sólo los elementos estructurales.

A continuación se presenta la tabla con las características más relevantes de las dos estructuras:

CARACTERÍSTICA		ESTRUCTURA CON PERFILES DOBLE "T"	ESTRUCTURA CON PERFILES TUBULARES
PERFILES	Columnas	HEA260	220x220 E7
	Vigas en "X"	VP250	300x100 E7
	Vigas en "Y"	VP180	200x70
	Arriostramientos	TL100X8-10	TL110x8-10
PESOS (Kg)	Columnas	19.317	12.899
	Vigas en "X"	10.983	15.376
	Vigas en "Y"	4.657	4.502
	Arriostramientos	3.200	3.530

PESO ESTRUCTURAL (Kg)		38.157	36.307
COSTOS (Millones de Bs.)	Columnas	42,766	36,456
	Vigas en "X"	23,925	45,963
	Vigas en "Y"	10,145	12,095
	Arriostramientos	5,918	6,528
COSTO ESTRUCTURAL (Millones de Bs.)		82,752	101,042
COSTO DE LAS LOSAS CON TABELONES (Millones de Bs.)		92,481	92,481
COSTO TOTAL (Millones de Bs.)		175,233	193,523
Costo por m² de construcción (Bs.)		180.690	199.549
IPMM Máximo	Columnas	0,892	0,930
	Vigas en "X"	0,989	0,593
	Vigas en "Y"	0,907	0,854
	Arriostramientos	0,982	0,974
IV Máximo	Columnas	0,241	0,097
	Vigas en "X"	0,483	0,094
	Vigas en "Y"	0,270	0,091
Período en dirección "X" (seg.)		1,075	1,094
Período en dirección "Y" (seg.)		0,462	0,494
Deriva Total en dirección "X" (‰)		15,5	15,7
Deriva Total en dirección "Y" (‰)		3,8	4,4
Desplazamiento inelástico del último nivel en dirección "X" (cm)		20,9	21,2
Desplazamiento inelástico del último nivel en dirección "Y" (cm)		5,2	5,9

TABLA VII.3 Comparación general entre ambas estructuras

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede concluir que:

- Debido a la mayor resistencia que poseen los perfiles Tubulares en comparación a los perfiles Doble “T”, se logra el uso de columnas de menores dimensiones y menor área. Se usó perfiles Doble “T” HEA260 que posee un área de $86,8 \text{ cm}^2$ y perfiles tubulares cuadrados 220x220E7 con un área de $57,95 \text{ cm}^2$ logrando una disminución del 33,2% de su sección.
- En la dirección más larga (dirección “X”) se uso perfiles VP250 cuya área es $37,40 \text{ cm}^2$ y perfiles rectangulares 300x100E7 de $52,36 \text{ cm}^2$, incrementándose en 40%. Debido a las propiedades que poseen los perfiles Doble “T” al agrupar la mayor cantidad de masa en las alas del perfil le permite un excelente comportamiento a flexión (mayor inercia), característica no presente en los perfiles Tubulares donde al poseer relativamente dos almas disminuye su rendimiento, el cual provoca la necesidad de usar perfiles con mayor área en su sección. En esta dirección los pórticos no poseen arriostramientos, por lo tanto, la interacción entre las vigas y columnas deben ser capaces de soportar, absorber y disipar las fuerzas sísmicas; de ahí el uso de perfiles 300x100E7 donde su capacidad de resistencia sea mucho mayor a la demanda.
- En cuanto a la dirección más corta (dirección “Y”), se usó perfiles VP180 cuya área es $22,60 \text{ cm}^2$ y perfiles rectangulares 200x70 de $21,85 \text{ cm}^2$ logrando disminuir la sección en un 3,3%. Cabe acotar que en esta dirección las fuerzas sísmicas son absorbidas y disipadas por los arriostramientos, sin necesidad de que las vigas ofrezcan una contribución importante en la rigidez del pórtico a través de sus propiedades de flexión, comportamiento diferente que la dirección en “X”.
- En cuanto al peso, a nivel general se logra una disminución del 4,8% usando perfiles Tubulares. Evidenciándose una reducción considerable en la

columnas (33,2%) pero un aumento en las vigas de la dirección “X” del 40,0%.

- El costo de las columnas con perfiles tubulares disminuyó 14,8% con respecto a las columnas de perfiles Doble “T”.
- El costo de las vigas con perfiles Tubulares en dirección “Y” aumentó 19,2% con respecto a las vigas de perfiles Doble “T”.
- El costo de las vigas con perfiles Tubulares en dirección “X” aumentó 92,1% con respecto a las vigas de perfiles Doble “T”.
- El costo de la estructura considerando solo los elementos estructurales con perfiles Tubulares es mayor en un 22,1% con respecto a la de perfiles Doble “T”. Principalmente se evidencia que este aumento es debido a las vigas de la dirección “X”, ya que estas vigas Tubulares aumentan su costo en un 92,1%.
- Al usar perfiles Tubulares el costo total (considerando todas las losas) es incrementado un 10,4% con respecto a los perfiles Doble “T”, equivalente a 18,3 millones de bolívares del valor total.
- La eficiencia “IPMM” de la estructura con perfiles Tubulares presentan un menor índice, es decir, su capacidad es mucho mayor que la demanda en comparación a la capacidad-demanda de la estructura con perfiles Doble “T”, debido a la mayor resistencia que poseen los perfiles Tubulares. Se aprecia que las vigas en dirección “X” de la estructura con perfiles Tubulares tienen una reducción del 40% ($IPMM=0,593$) debido a que el diseño de dichos

elementos fue privado por la deriva que lograba la estructura en esa dirección y no por la resistencia de dichos elementos.

- En cuanto a al índice “IV” ocurre de la misma manera que con el índice “IPMM”, logrando hasta una disminución del 80,5%.

VII.2. ÍNDICES DE EFICIENCIAS “IPMM” E “IV” DEL DISEÑO

A continuación se presenta las estructuras con los coeficientes de eficiencia IPMM de diseño arrojada por el programa SAP2000 de modo gráfica.

En el Apéndice B se ofrece la tabla de valores exactos de los coeficientes “IPMM” e “IV” arrojados en el diseño de ambas estructuras.

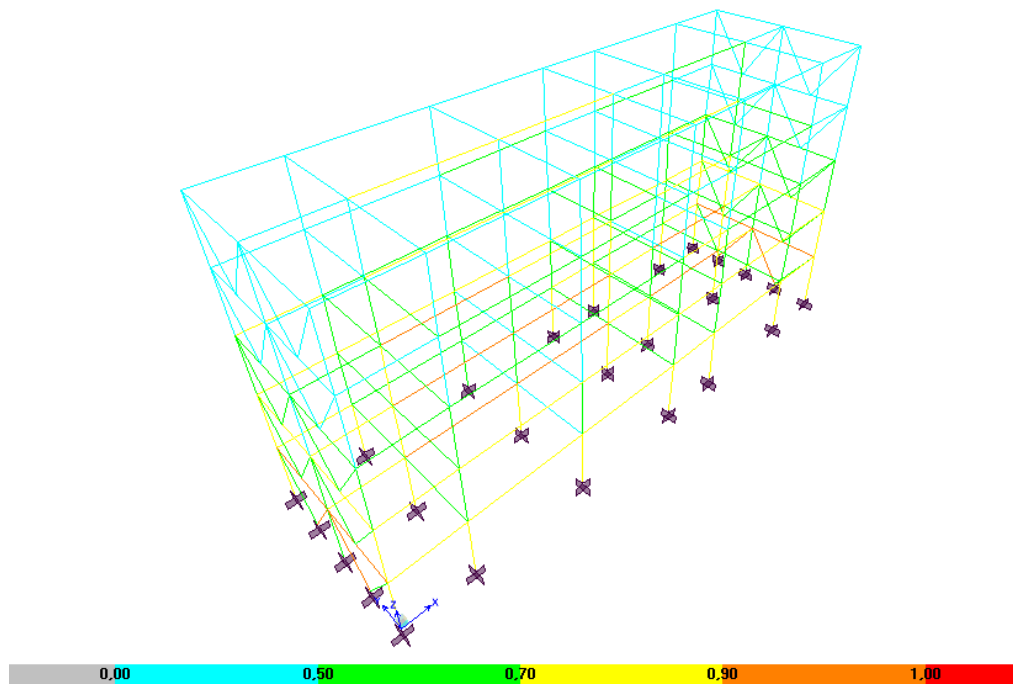


FIGURA VII.1 IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Doble “T” (3D)

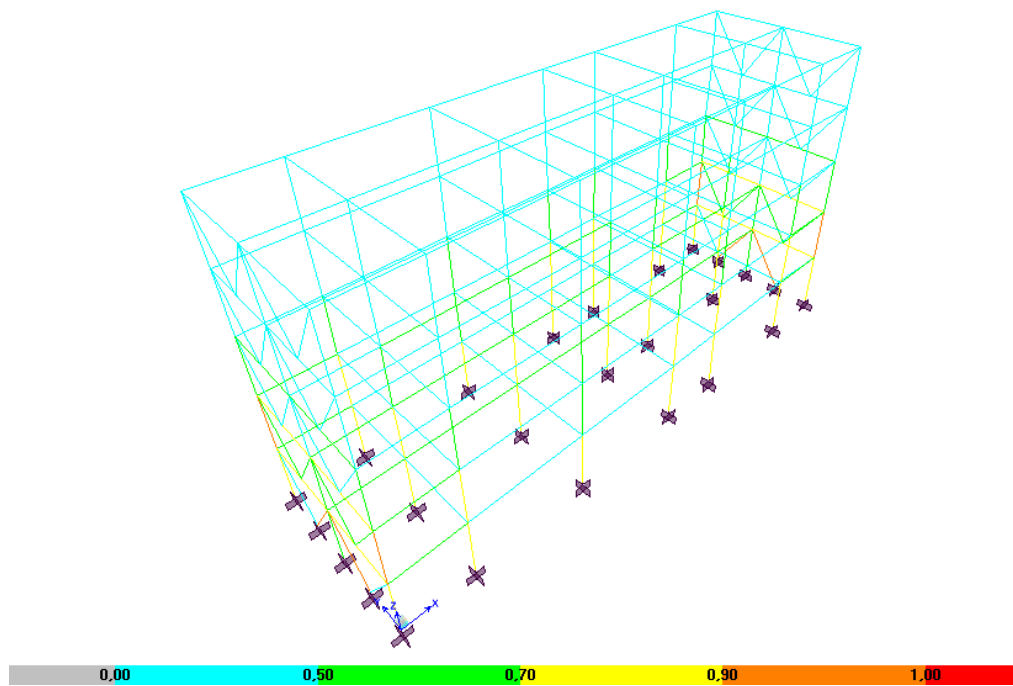


FIGURA VII.2 IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Tubulares (3D)

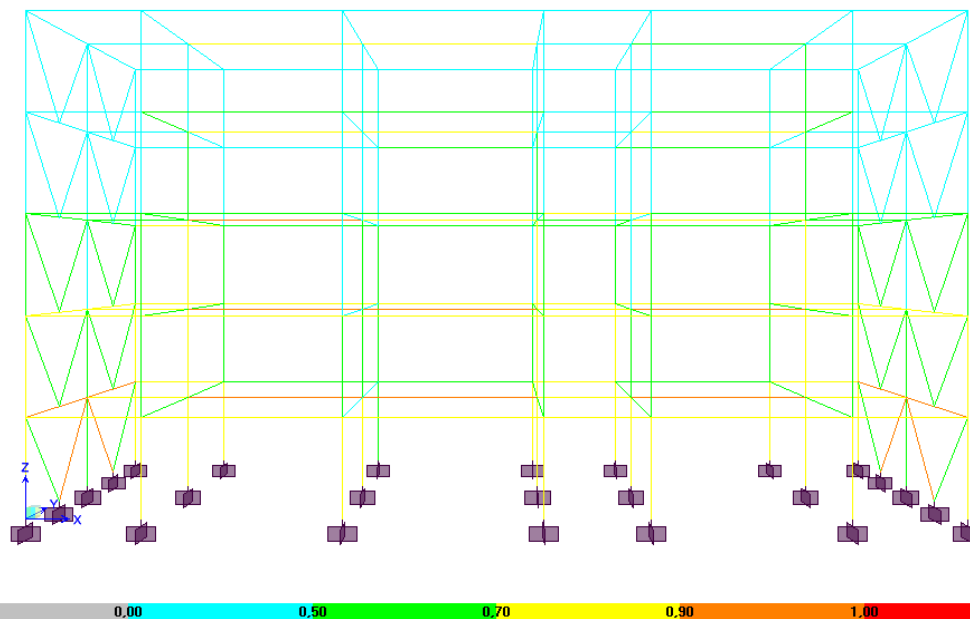


FIGURA VII.3 IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Doble “T” (En X)

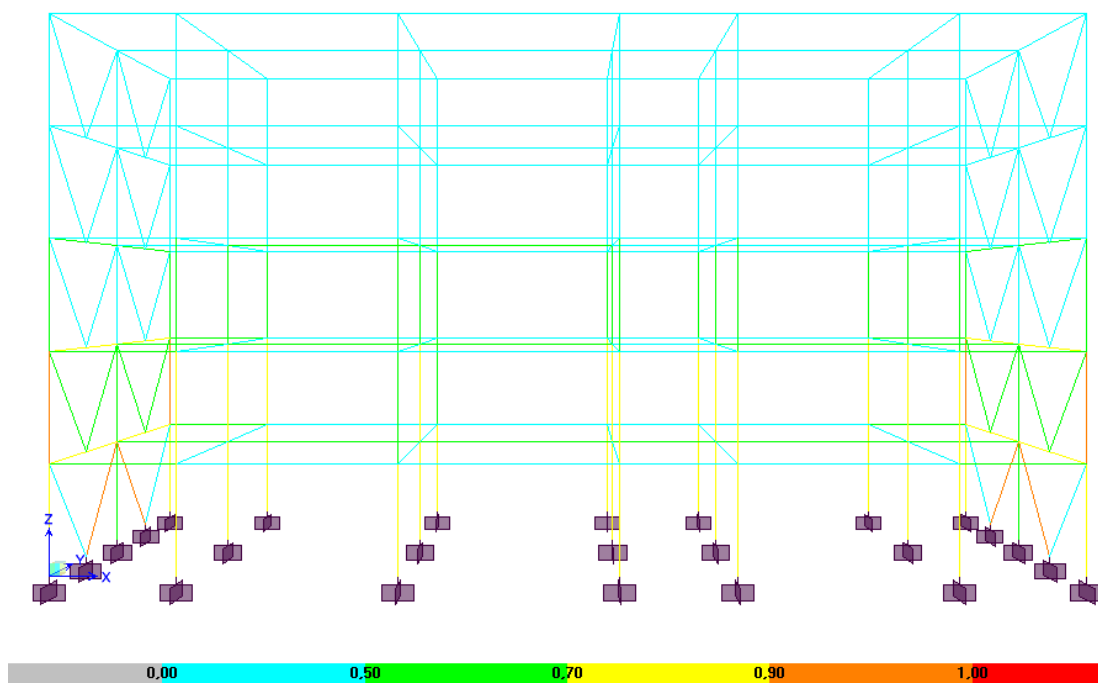


FIGURA VII.4 IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Tubulares (En X)

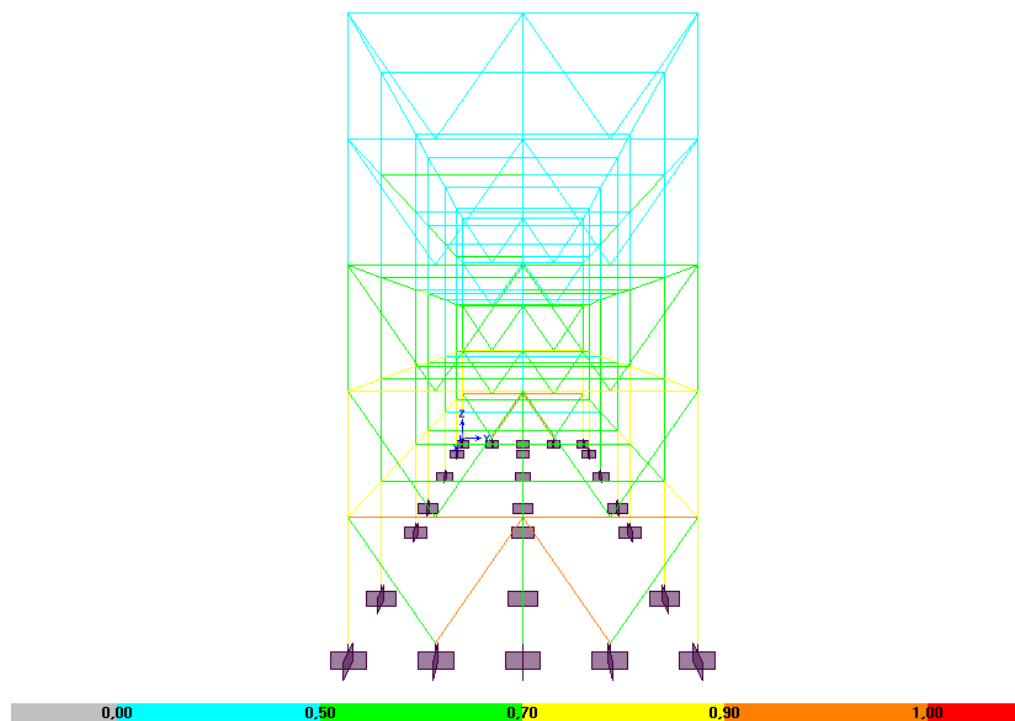


FIGURA VII.5 IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Doble “T” (En Y)

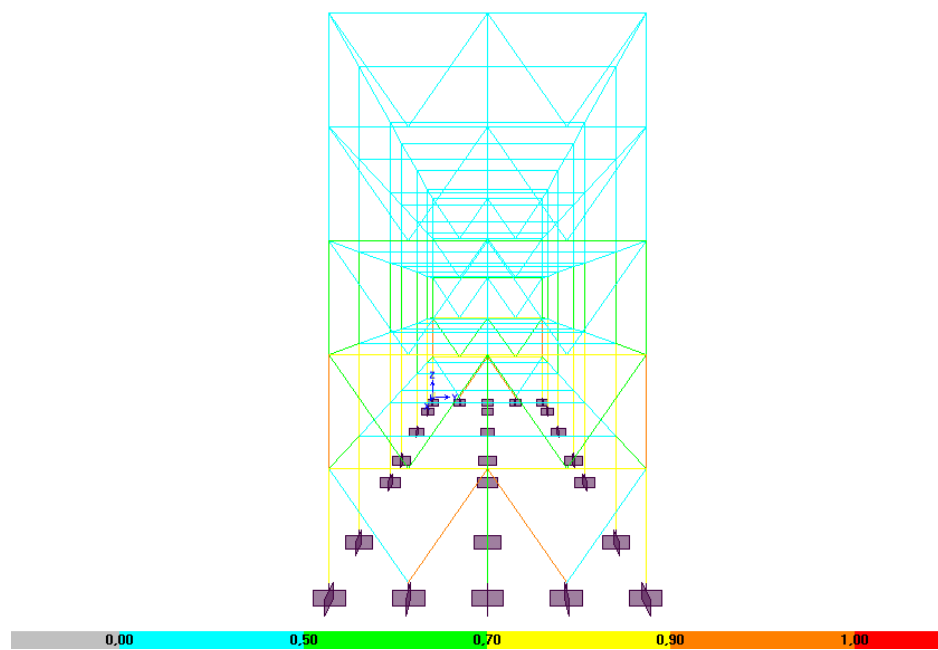


FIGURA VII.6 IPMM de los elementos de la estructura con perfiles Tubulares (En Y)

CONCLUSIONES

Después de la realización del presente Trabajo Especial de Grado, se obtuvo las siguientes conclusiones:

El sistema de piso que ofrece mayor economía es cuando se usa tabelones, ya que su costo disminuye 24,3% con respecto al sistema de pisos con lámina acanalada de acero. Al construir los cinco niveles de la estructura el ahorro equivale al 160,8% del costo de un nivel.

El sistema de pisos con tabelones ofrece una mayor rigidez y firmeza en las losas, evitando mejor las vibraciones, por tal razón la exigencia de su uso en muchas construcciones. Además de la economía del costo, la obtención de sus componentes es de fácil acceso en todo el país.

Al usar las correas y vigas en el techo con las mismas dimensiones de los perfiles de las losas, se cumple con la demanda de resistencia, ya que para su diseño se requiere perfiles de menor sección.

Los métodos de cálculo usados para hallar la rigidez lateral de las estructuras, generan una variación considerable con respecto a la rigidez calculada en los programas comerciales. El método aproximado presenta la mayor dispersión, al igual que el método de Wilbur calculado con la luz libre de los elementos; sin embargo, al utilizar las ecuaciones de Wilbur con luces desde los ejes a ejes de los miembros, se obtiene una variación aceptable alrededor del 6% para el primer nivel y los niveles intermedios, pero para el último nivel su dispersión aumenta al 30% ya que las fórmulas usadas son las mismas que para los niveles intermedios.

Para efectos de la losa mixta, la contribución que ofrece el concreto en solicitaciones de momento negativas no es importante o relevante en el análisis estructural, ya que en todas las vigas la mayor sollicitación producida ocurre en los nodos, prevaleciendo las sollicitaciones negativas de momento con respecto a las positivas.

Al no usar arriostramientos en la dirección corta de la estructura, se requiere el uso de columnas y vigas de secciones mucho mayor a la demandada por cargas gravitacionales, ya que es necesario una rigidez lateral adecuada para soportar las fuerzas horizontales producto de un sismo, a su vez el peso total de la estructura será mucho mayor.

El requisito primordial para el diseño de los arriostramientos es el radio de giro, siendo restringido por la relación de esbeltez para comportamientos a compresión. Por otro lado el área de los arriostramientos influye en la disipación de energía por deformación y en la distribución de las fuerzas laterales en los pórticos, ya que al poseer arriostramientos de excesiva área, estos serán los que resistan la mayor cantidad de la fuerza sísmica, logrando disminuir las sollicitaciones en las vigas.

El uso de arriostramientos logra disminuir desde 12,5% hasta 19,3% el peso total de la estructura y controlar la deriva de un 15,5% a un 2,9 %.

Los arriostramientos excéntricos producen una mayor demanda a corte y flexión razón por la cual exige que las secciones de las vigas sean mayores.

Los arriostramientos en forma de “V” Ve son los más beneficiosos porque presentan una mayor ductilidad al lograr mayor deriva y a su vez generan un menor peso total de la estructura.

En columnas, los perfiles Tubulares son más eficaces que los perfiles Doble “T”, ya que ofrecen menor área transversal, logrando disminuir la sección en 33,2%. Para cumplir con las mismas derivas y satisfacer el diseño de ambas estructuras, se uso perfiles HEA260 y perfiles cuadrados Conduven 220x220E7, logrando ahorrar un

área en planta de 15,4% por cada columna. Así como también se logró disminuir el costo en 14,8%.

En las vigas de pórticos arriostrados, se uso vigas VP180 y perfiles rectangulares Conduven 200x70, aunque se logró disminuir el área de la sección en 3,3%, el costo de los perfiles aumentó un 19,2%.

En las vigas de la dirección más larga sin arriostramiento, debido a que para el diseño privó la deriva en vez de la resistencia, fue requerido el uso de perfiles Tubulares Conduven 300x100E7 con respecto a perfiles VP250, aumentando significativamente el área en 40% y a su vez el costo se elevó en 92,1%. Es evidente que los perfiles Tubulares al no poseer un adecuado comportamiento a flexión, se obliga el uso de perfiles con secciones mayores para que logren suministrar una rigidez adecuada. En conclusión el rendimiento de los perfiles tubulares es satisfactorio siempre y cuando no exista una elevada demanda de flexión en ellos, como lo es en el caso de pórticos no arriostrados.

Cuando se usan perfiles Tubulares al considerar únicamente los elementos estructurales (vigas, columnas y arriostramientos) existe un aumento en el costo de los materiales del 22,1% con respecto a los perfiles Doble “T”.

Para el costo total de las estructura, tomando losas, vigas, columnas y arriostramientos; el efecto que tiene el uso de perfiles Tubulares con respecto a los perfiles Doble “T” es un incremento del 10,4%. Considerando que para un edificio de perfiles Doble “T” con las características estudiadas su costo de materiales es de 175 millones de bolívares, pero cuando se usa perfiles Tubulares su costo es mayor en 18 millones de bolívares.

El uso de perfiles Tubulares además de ofrecer secciones de menor tamaño en columnas, y del ancho de las vigas; ofrece un acabado limpio, más espacioso y con

una mejor estética que los perfiles Doble “T” al entrar en interacción con la tabiquería, las puertas, los marcos, entre otros.

Queda por parte del Arquitecto-Propietario y del Ingeniero Proyectista, establecer la importancia entre usar perfiles Tubulares en la estructura en vez de perfiles Doble “T”. Se puede ofrecer una mejor calidad de edificación en función de su adecuada estética por un costo relativamente bajo, en vez de usar perfiles Doble “T” que no proporcionan el debido remate con los elementos que no son estructurales frecuentemente observados con la tabiquería.

Otros de los factores claves para el uso de los perfiles Tubulares, es el factor protección contra el fuego, la protección contra la corrosión, la protección contra el fuego mediante la circulación de agua a través de sus perfiles, la calefacción y ventilación a través de ellos y el relleno de concreto para ofrecer mayor resistencia axial y mayor protección al fuego; estudios que podrán dar pie para nuevos Trabajos Especiales de Grado.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] COVENIN 1618-1998. Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites.
- [2] COVENIN 1756:2001. Edificaciones Sismorresistentes.
- [3] COVENIN 2002-88. Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones.
- [4] Rosenblueth, Emilio y Esteva, Luis. Proyecto de Reglamento de las Construcciones en el Distrito Federal. Folleto Complementario. Diseño Sísmico de Edificios. Ediciones Ingeniería. México, 1962.
- [5] José Manuel Velásquez. Criterios de Diseño LRFD para estructuras de acero con miembros de sección tubular. Asociación de Jóvenes Profesionales.
- [6] Eunice, Rodríguez. Trabajo Especial de Grado, El diseño de los arriostramientos en las estructuras de acero. UCV, 1995.
- [7] Mena, Alfredo y Nava, Víctor. Trabajo Especial de Grado, Influencia y diseño de arriostramientos para estructuras de acero utilizando los criterios LRFD (Load and resistance factor design specification for structural steel buildings). UCV, 2001.
- [8] Boletín electrónico Acero al día de Sidetur (2002). Las estructuras metálicas permiten construcciones más livianas. Bajado en formato PDF de la dirección: <http://www.sidetur.com.ve/>.
- [9] <http://www.grc.com.ve/>, Guía Referencial de Partidas de Construcción. Análisis de partidas. Consultada el día 23-04-2005.

APÉNDICE A. DISEÑO DE ELEMENTOS TÍPICOS

ESTRUCTURA CON PERFILES DOBLE “T”

DISEÑO DE LA COLUMNA “C1” DEL PRIMER NIVEL

Las columnas al ser miembros sometidos a solicitaciones combinadas de flexión y fuerza normal, se dimensionarán para satisfacer las fórmulas de interacción N-M:

$$\frac{N_u}{\phi N_t} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ty}} \right) \leq 1,0 \quad \text{ó} \quad \frac{N_u}{\phi N_t} < 0,2 \Rightarrow \frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ty}} \right) \leq 1,0$$

Donde: **N_t** es la resistencia teórica a la compresión, **N_u** solicitación mayorada a compresión normal, **M_t** resistencia teórica a flexión, **M_u** solicitación a flexión y **φ** es el factor de minoración de resistencia teórica a flexión igual a 0,90.

Para hallar los factores de longitud efectiva “k” para las columnas en estructuras continuas se utilizó el nomograma de O.G. Julian y L.S. Lawrence (1959), donde al calcular los coeficientes “G” de ambos extremos de la columna y con ayuda del nomograma se obtienen los factores “k”.

$$\begin{aligned} \text{Extremo del nodo (nivel 1):} \quad G_A &= \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{\text{COLUMNAS}}}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{\text{VIGAS}}} \Rightarrow G_{AX} = \frac{2 \times \left(\frac{3.660}{270} \right)}{2 \times \left(\frac{4.390}{533} \right)} = 1,65 \\ &\Rightarrow G_{AY} = \frac{2 \times \left(\frac{10.500}{270} \right)}{\left(\frac{1.310}{375} \right)} = 22,26 \end{aligned}$$

Extremo empotrado: $G_B = 0$; por lo tanto los coeficientes de longitud efectiva son aproximadamente: $k_x=1,22$ y $k_y=1,80$.

Perfil usado: HEA260, cuyas características son: $A=86,8 \text{ cm}^2$, $I_x=10.500 \text{ cm}^4$, $I_y=3.660 \text{ cm}^4$, $Z_x=926 \text{ cm}^3$, $Z_y=458 \text{ cm}^3$, $b_f=26 \text{ cm}$; $T_f=1,25 \text{ cm}$, $t_w=0,75 \text{ cm}$

Resistencia teórica a compresión: $\frac{kl}{r} = \frac{1,80 \times 270}{6,50} = 74,8 \Rightarrow \phi F_{cr} = 1600 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi N_t = A \times \phi F_{cr} = 86,8 \times 1600 = 138.800 \text{ kg}$

Solicitud a flexión:

$$M_{u_x} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Donde: **M_{nt}** es el momento mayorado en el miembro, suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico, **M_{lt}** momento mayorado en el miembro debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico y **B₁, B₂** son los factores a amplificación de momentos.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{e1}} \right)} \geq 1,00$$

Donde: **C_m** es el coeficiente basado en un análisis elástico de primer orden suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico; **M₁** y **M₂** es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos, el cociente es positivo cuando la flexión produce doble curvatura y negativa cuando produce curvatura sencilla y **N_{e1}** es la carga normal de pandeo elástico calculada según Euler.

$$Ne_1 = \frac{AFy}{\lambda_c^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(k_x l / r\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 86,8}{\left(1,22 \times 270 / 6,5\right)^2} = 699.806 kg$$

$$Cm = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(-3,213 / 10,533 \right) = 0,72$$

$$\Rightarrow B_1 = \frac{0,72}{1 - \left(32,322 / 699,806 \right)} = 0,75$$

$$\Rightarrow B_1 = 1,00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum Nu \left(\Delta oh / \sum HL \right)}$$

Donde: **ΣH** es la suma de todas las fuerzas horizontales en el entrepiso que producen el desplazamiento lateral; **ΣNu** suma de todas las solicitaciones mayoradas de compresión normal en las columnas del entrepiso y **Δoh** es el desplazamiento lateral del entrepiso, calculado conforme el capítulo 10 de la norma COVENIN 1756.

$$\begin{aligned} \sum HL &= 84.460 \times 270 = 22.804.200 kg - cm \Rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - 1.120.650 \left(3,87 / 22.804.200 \right)} \\ \Delta oh &= 0,8 \times R \times d = 0,8 \times 4,5 \times 1,07 = 3,87 cm \\ \sum Nu &= 1.120.658 kg \Rightarrow B_2 = 1,23 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow Mu_x = B_1 Mnt + B_2 Mlt = 1 \times (326) + 1,23 \times (488) = 926 kg - m$$

$$Mu_y = B_1 Mnt + B_2 Mlt ;$$

$$B_1 = \frac{Cm}{1 - \left(Nu / Ne_1 \right)} \geq 1,00 ;$$

$$Ne_1 = \frac{AFy}{\lambda_c^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(k_x l / r\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 86,8}{\left(1,80 \times 270 / 11\right)^2} = 920.685 kg$$

$$Cm = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(-23 / 1,145 \right) = 0,61$$

$$\Rightarrow B_1 = \frac{0,61}{1 - \left(\frac{32.322}{920.685} \right)} = 0,63$$

$$\Rightarrow B_1 = 1,00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum Nu \left(\frac{\Delta oh}{\sum HL} \right)};$$

$$\begin{aligned} \sum HL &= 107.070 \times 270 = 28.909.900 \text{ kg} - \text{cm} \Rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - 1.120.658 \left(\frac{0,87}{28.908.900} \right)} \\ \Delta oh &= 0,8 \times R \times d = 0,8 \times 4,0 \times 0,27 = 0,87 \text{ cm} \\ \sum Nu &= 1.120.658 \text{ kg} \Rightarrow B_2 = 1,04 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow Mu_y = B_1 Mnt + B_2 Mlt = 1 \times (1) + 1,04 \times (10.500) = 10.921 \text{ kg} - \text{m}$$

Resistencia teórica a flexión:

$$\phi Mt_x = 0,90 \times Z_x \times F_y = 0,90 \times 458 \times 2530 \times 10^{-2} = 10.429 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\phi Mt_y = 0,90 \times Z_y \times F_y = 0,90 \times 926 \times 2530 \times 10^{-2} = 21.085 \text{ kg} - \text{m}$$

Se verifica la condición de la fórmula de interacción N-M en la columna usada:

$$\frac{Nu}{\phi Nt} = \frac{32.322}{138.880} = 0,23 \geq 0,2$$

$$\Rightarrow \frac{Nu}{\phi Nt} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi Mtx} + \frac{Muy}{\phi Mty} \right) = \frac{32.322}{138.880} + \frac{8}{9} \left(\frac{926}{10.429} + \frac{10.921}{21.085} \right) = 0,772 \leq 1,0$$

El resultado arrojado por el programa es de 0,720.

DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO

Arriostramiento usado: TL100x10-10, cuyas características son: $A=31 \text{ cm}^2$, $r_x=3,06 \text{ cm}$, $r_y=4,45 \text{ cm}$, $T_f=0,8 \text{ cm}$, $t_w=1,6 \text{ cm}$.

Demanda de carga: $N_u=35.459 \text{ kg}$.

Relación ancho-espesor: $\frac{b}{t} \leq 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,64 \Rightarrow \frac{10}{0,8} = 12,50 \leq 8,64$

Se aprecia que la relación ancho-espesor no es cumplida por el perfil angular.

Todos los perfiles angulares elaborados en Venezuela con anchos iguales y superiores a 65 milímetros no cumplen con esta condición expresada en la norma, por ello se considerará el uso de estos elementos como aptos.

Relación de esbeltez: $\frac{kl}{r} \leq 5,78 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 166,5 \Rightarrow \frac{1 \times 329}{3,06} = 107,5 \leq 166,5$

Resistencia a compresión: $N_u \leq \phi N_t \Rightarrow \phi N_t = A \phi F_{cr}$

$$\frac{kl}{r} = 107,5 \Rightarrow \phi F_{cr} = 1.179 \text{ kg} / \text{cm}^2 \Rightarrow \phi N_t = 31 \times 1.179 = 36.549 \text{ kg}$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$N_u \leq \phi N_t \Rightarrow 35.549 \leq 36.549$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} = 0,973 \leq 1,00 \text{ ; El resultado arrojado por el programa es de } 0,982.$$

DISEÑO DE VIGA EN “Y” B23 DEL NIVEL 1

Perfil usado: VP180, cuyas características son: $A=22,6 \text{ cm}^2$, $I_x=1.310 \text{ cm}^3$, $Z_x=162 \text{ cm}^3$, $b_f=12,5 \text{ cm}$; $T_f=0,6 \text{ cm}$, $t_w=0,45 \text{ cm}$.

Demanda de flexión: $M_u=1.978 \text{ Kg-m}$

Demanda de corte: $V_u = 2.987 \text{ Kg-m}$

Revisión de pandeo local: Alas: $\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p = 0,376 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,8 \Rightarrow \frac{125}{2 \times 6} = 10,4 \leq 10,8.$

Alma: $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p = 3,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106,6 \Rightarrow \frac{180}{4,5} = 40,0 \leq 106,6.$

Revisión por cedencia:

$$\phi M_t = 0,90 \times Z_x \times F_y = 0,90 \times 162 \times 2530 \times 10^{-2} = 3.689 \text{ kg-m}$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$M_u \leq \phi M_t \Rightarrow 1.978 \leq 3.689 \text{ kg-m}$$

$$\frac{M_u}{\phi M_t} = \frac{1.978}{3.689} = 0,536 \leq 1,00 \quad ; \text{ El resultado arrojado por el programa es de } 0,536.$$

Resistencia al corte:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{180}{4,5} = 40 \leq 2,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,1 \Rightarrow C_v = 1,00$$

$$\begin{aligned} \phi V_t &= 0,90 \times 0,6 F_y A_w C_v = 0,90 \times 0,60 \times 2530 \times (18 \times 0,45) \times 1 \\ &\Rightarrow \phi V_t = 11.066 \text{ kg} \end{aligned}$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$V_u \leq \phi V_t \Rightarrow 2.987 \leq 11.066 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_t} = 0,270 \leq 1,00 \quad ; \text{ El resultado arrojado por el programa es de } 0,270.$$

DISEÑO DE VIGA EN “X” 2BC DEL NIVEL 2

Perfil usado: VP250, cuyas características son: $A=37,4 \text{ cm}^2$, $I_x=4.390 \text{ cm}^3$, $Z_x=386 \text{ cm}^3$, $b_f=15 \text{ cm}$; $T_f=0,9 \text{ cm}$, $t_w=0,45 \text{ cm}$.

Demanda de flexión: $M_u=8.696 \text{ Kg-m}$

Demanda de corte: $V_u=7.377 \text{ Kg-m}$

Revisión de pandeo local: Alas: $\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p = 0,376 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,8 \Rightarrow \frac{150}{2 \times 9} = 8,3 \leq 10,8$.

Alma: $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p = 3,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106,6 \Rightarrow \frac{250}{4,5} = 55,6 \leq 106,6$.

Revisión por cedencia:

$$\phi M_t = 0,90 \times Z_x \times F_y = 0,90 \times 386 \times 2530 \times 10^{-2} = 8.789 \text{ kg-m}$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$M_u \leq \phi M_t \Rightarrow 8.696 \leq 8.789 \text{ kg-m}$$

$$\frac{M_u}{\phi M_t} = 0,989 \leq 1,00 \quad ; \text{ El resultado arrojado por el programa es de } 0,989.$$

Resistencia al corte:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{4,5} = 55,6 \leq 2,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,1 \Rightarrow C_v = 1,00$$

$$\begin{aligned} \phi V_t &= 0,90 \times 0,6 F_y A_w C_v = 0,90 \times 0,60 \times 2530 \times (25 \times 0,45) \times 1 \\ &\Rightarrow \phi V_t = 15.370 \text{ kg} \end{aligned}$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$Vu \leq \phi V_t \Rightarrow 7.377 \leq 15.370 \text{ kg}$$

$$\frac{Vu}{\phi V_t} = 0,480 \leq 1,00 \quad ; \text{ El resultado arrojado por el programa es de } 0,480.$$

ESTRUCTURA CON PERFILES TUBULARES

DISEÑO DE LA COLUMNA “C1” DEL PRIMER NIVEL

Las columnas al ser miembros sometidos a solicitaciones combinadas de flexión y fuerza normal, se dimensionarán para satisfacer las fórmulas de interacción N-M:

$$\frac{Nu}{\phi N_t} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{Nu}{\phi N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ty}} \right) \leq 1,0 \quad \text{ó} \quad \frac{Nu}{\phi N_t} < 0,2 \Rightarrow \frac{Nu}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ty}} \right) \leq 1,0$$

Donde: **N_t** es la resistencia teórica a la compresión, **N_u** solicitación mayorada a compresión normal, **M_t** resistencia teórica a flexión, **M_u** solicitación a flexión y **φ** es el factor de minoración de resistencia teórica a flexión igual a 0,90.

Para hallar los factores de longitud efectiva “k” para las columnas en estructuras continuas se utilizó el nomograma de O.G. Julian y L.S. Lawrence (1959), donde al calcular los coeficientes “G” de ambos extremos de la columna y con ayuda del nomograma se obtienen los factores “k”.

Extremo del nodo (nivel 1):

$$G_A = \frac{\sum (I/L)_{COLUMNS}}{\sum (I/L)_{VIGAS}} \Rightarrow G_{AX} = \frac{2 \times (4.314/270)}{2 \times (5.360/533)} = 1,59$$

$$\Rightarrow G_{AY} = \frac{2 \times (4.314/270)}{(1.016/375)} = 11,79$$

Extremo empotrado: $G_B = 0$; por lo tanto los coeficientes de longitud efectiva son aproximadamente: $k_x=1,22$ y $k_y=1,70$.

Perfil usado: CONDUVEN 220x220, cuyas características son: $e=0,7$ cm, $A=57,96$ cm², $I=4.314$ cm⁴, $Z=467$ cm³, $H=22$ cm; $B=22$ cm, $r=8,63$ cm

Resistencia teórica a compresión: $\frac{kl}{r} = \frac{1,70 \times 270}{8,63} = 53,2 \Rightarrow \phi F_{cr} = 2.421 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi N_t = A \times \phi F_{cr} = 57,96 \times 2.421 = 140.321 \text{ kg}$$

Solicitud a flexión:

$M_{u_x} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$; Donde: **M_{nt}** es el momento mayorado en el miembro, suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico, **M_{lt}** momento mayorado en el miembro debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico y **B₁, B₂** son los factores a amplificación de momentos.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{e_1}} \right)} \geq 1,00;$$

Donde: **C_m** es el coeficiente basado en un análisis elástico de primer orden suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico; **M₁** y **M₂** es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos, el cociente es positivo cuando la

flexión produce doble curvatura y negativa cuando produce curvatura sencilla y Ne_1 es la carga normal de pandeo elástico calculada según Euler.

$$Ne_1 = \frac{AF_y}{\lambda_c^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(k_x l / r\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 57,96}{\left(1,22 \times 270 / 8,63\right)^2} = 823.723 \text{ kg}$$

$$Cm = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(-3.989 / 6.418 \right) = 0,85$$

$$\Rightarrow B_1 = \frac{0,85}{1 - \left(32.772 / 823.723 \right)} = 0,89$$

$$\Rightarrow B_1 = 1,00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum Nu \left(\Delta oh / \sum HL \right)}$$

Donde: ΣH es la suma de todas las fuerzas horizontales en el entrepiso que producen el desplazamiento lateral; ΣNu suma de todas las solicitaciones mayoradas de compresión normal en las columnas del entrepiso y Δoh es el desplazamiento lateral del entrepiso, calculado conforme el capítulo 10 de la norma COVENIN 1756.

$$\begin{aligned} \sum HL &= 84.460 \times 270 = 22.804.200 \text{ kg} - \text{cm} \Rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - 1.101.777 \left(4,43 / 22.804.200 \right)} \\ \Delta oh &= 0,8 \times R \times d = 0,8 \times 4,5 \times 1,23 = 4,43 \text{ cm} \\ \sum Nu &= 1.101.777 \text{ kg} \Rightarrow B_2 = 1,27 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow Mu_x = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1 \times (351) + 1,27 \times (540) = 1.038 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mu_y = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt};$$

$$B_1 = \frac{Cm}{1 - \left(Nu / Ne_1 \right)} \geq 1,00$$

$$Ne_1 = \frac{AF_y}{\lambda_c^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(k_y l / r\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 57,96}{\left(1,70 \times 270 / 8,63\right)^2} = 424.232 kg$$

$$Cm = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(- \frac{37}{1.328} \right) = 0,61$$

$$\Rightarrow B_1 = \frac{0,61}{1 - \left(32.772 / 424.232 \right)} = 0,66$$

$$\Rightarrow B_1 = 1,00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum Nu \left(\frac{\Delta oh}{\sum HL} \right)};$$

$$\begin{aligned} \sum HL &= 107.070 \times 270 = 28.909.900 kg - cm \Rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - 1.101.777 \left(\frac{0,93}{28.908.900} \right)} \\ \Delta oh &= 0,8 \times R \times d = 0,8 \times 4,0 \times 0,29 = 0,93 cm \\ \sum Nu &= 1.101.777 kg \Rightarrow B_2 = 1,04 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow Mu_y = B_1 Mnt + B_2 Mlt = 1 \times (4) + 1,04 \times (6.418) = 6.679 kg - m$$

Resistencia teórica a flexión:

$$\phi Mt = 0,90 \times Z \times F_y = 0,90 \times 467 \times 3.500 \times 10^{-2} = 14.711 kg - m$$

Se verifica la condición de la fórmula de interacción N-M en la columna usada:

$$\begin{aligned} \frac{Nu}{\phi Nt} &= \frac{32.772}{140.321} = 0,23 \geq 0,2 \\ \Rightarrow \frac{Nu}{\phi Nt} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi Mtx} + \frac{Muy}{\phi Mty} \right) &= \frac{32.772}{140.321} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.038}{14.711} + \frac{6.679}{14.711} \right) = 0,700 \leq 1,0 \end{aligned}$$

El resultado arrojado por el programa es de 0,708.

DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO

Arriostramiento usado: TL110x8-10, cuyas características son: $A=34,2 \text{ cm}^2$, $r_x=3,38 \text{ cm}$, $r_y=4,85 \text{ cm}$, $T_f=0,8 \text{ cm}$, $t_w=1,6 \text{ cm}$.

Demanda de carga: $N_u=42.568 \text{ kg}$.

Relación ancho-espesor: $\frac{b}{t} \leq 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,64 \Rightarrow \frac{11}{0,80} = 13,75 \leq 8,64$

Se aprecia que la relación ancho-espesor no es cumplida por el perfil angular.

Todos los perfiles angulares elaborados en Venezuela con anchos iguales y superiores a 65 milímetros no cumplen con esta condición expresada en la norma, por ello se considerará el uso de estos elementos como aptos.

Relación de esbeltez: $\frac{kl}{r} \leq 5,78 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 166,5 \Rightarrow \frac{1 \times 329}{3,38} = 97,3 \leq 166,5$

Resistencia a compresión: $N_u \leq \phi N_t \Rightarrow \phi N_t = A \phi F_{cr}$

$$\frac{kl}{r} = 97,3 \Rightarrow \phi F_{cr} = 1309 \text{ kg} / \text{cm}^2 \Rightarrow \phi N_t = 34,2 \times 1309 = 44768 \text{ kg}$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$N_u \leq \phi N_t \Rightarrow 42.568 \leq 44.738$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} = 0,951 \leq 1,00 \text{ ; El resultado arrojado por el programa es de } 0,973.$$

DISEÑO DE VIGA EN “Y” B23 DEL NIVEL 1

Perfil usado: CONDUVEN 200x70, cuyas características son: $e=0,43$ cm, $A=21,85$ cm², $I_x=1.016$ cm³, $Z_x=134,5$ cm³, $H=20$ cm; $B=7$ cm, $r_x=6,82$ cm, $r_y=2,99$ cm, $r=6,45$ cm.

Demanda de flexión: $M_u=1.858$ Kg-m

Demanda de corte: $V_u=2.519$ Kg-m

Revisión de pandeo local:

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r = 1,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33,8 \Rightarrow \frac{(200 - 2 \times 4,30 - 2 \times 6,45)}{2 \times 4,30} = 20,8 \leq 33,8$$

Revisión por cedencia:

$$\phi M_t = 0,90 \times Z_x \times F_y = 0,90 \times 134,5 \times 3.500 \times 10^{-2} = 4.237 \text{ kg} - m$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$M_u \leq \phi M_t \Rightarrow 1.858 \leq 4.237 \text{ kg} - m$$

$$\frac{M_u}{\phi M_t} = 0,439 \leq 1,00 \quad ; \text{ El resultado arrojado por el programa es de } 0,441.$$

Resistencia al corte:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(200 - 2 \times 6,45)}{2 \times 4,30} = 21,8 \leq 2,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 58,8 \Rightarrow C_v = 1,00$$

$$\phi V_t = 0,90 \times 0,6 F_y A_w C_v$$

$$\Rightarrow \phi V_t = 0,90 \times 0,60 \times 3.500 \times 2 \times [(20 - 2 \times 0,645) \times 0,43] \times 1$$

$$\Rightarrow \phi V_t = 30.411 \text{ kg}$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$V_u \leq \phi V_t \Rightarrow 2.519 \leq 30.411 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_t} = 0,083 \leq 1,00 \quad ; \text{ El resultado arrojado por el programa es de } 0,077.$$

DISEÑO DE VIGA EN “X” 2BC DEL NIVEL 2

Perfil usado: CONDUVEN 300x100, cuyas características son: $e=0,7$ cm, $A=52,36$ cm², $I_x=5.360$ cm³, $Z_x=478,9$ cm³, $H=30$ cm; $B=10$ cm, $r_x=10,12$ cm, $r_y=4,25$ cm, $r=10,5$ cm.

Demanda de flexión: $M_u=8.742$ Kg-m

Demanda de corte: $V_u=6.531$ Kg-m

Revisión de pandeo local:

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r = 1,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33,8 \Rightarrow \frac{(300 - 2 \times 7,0 - 2 \times 10,5)}{2 \times 7,0} = 18,9 \leq 33,8$$

Revisión por cedencia:

$$\phi M_t = 0,90 Z_x F_y = 0,90 \times 478,9 \times 3.500 \times 10^{-2} = 15.085 \text{ kg} - \text{m}$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$Mu \leq \phi Mt \Rightarrow 8.742 \leq 15.085 kg - m$$

$$\frac{Mu}{\phi Mt} = 0,580 \leq 1,00 \quad ; \text{ El resultado arrojado por el programa es de 0,583.}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(300 - 2 \times 10,5)}{2 \times 7,0} = 19,9 \leq 2,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 58,8 \Rightarrow C_v = 1,00$$

Resistencia al corte: $\phi V_t = 0,90 \times 0,6 F_y A_w C_v$

$$\Rightarrow \phi V_t = 0,90 \times 0,60 \times 3.500 \times 2 \times [(30 - 2 \times 1,05) \times 0,7] \times 1$$

$$\Rightarrow \phi V_t = 73.823 kg$$

Se verifica que la demanda sea menor a la capacidad del perfil usado:

$$Vu \leq \phi V_t \Rightarrow 6.531 \leq 73.823 kg$$

$$\frac{Vu}{\phi V_t} = 0,088 \leq 1,00 \quad ; \text{ El resultado arrojado por el programa es de 0,082.}$$

APÉNDICE B. TABLA DE ÍNDICES “IPMM” E “IV” DEL DISEÑO

Elemento	PERFILES DOBLE "T"			PERFILES TUBULARES			Elemento	PERFILES DOBLE "T"			PERFILES TUBULARES		
	Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV		Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV
cA1-n1	HEA260	0,776	0,044	220X220E7	0,788	0,012	cG1-n4	HEA260	0,350	0,010	220X220E7	0,357	0,004
cA1-n2	HEA260	0,797	0,016	220X220E7	0,930	0,007	cG1-n5	HEA260	0,220	0,023	220X220E7	0,207	0,010
cA1-n3	HEA260	0,588	0,014	220X220E7	0,609	0,006	cG2-n1	HEA260	0,595	0,039	220X220E7	0,577	0,009
cA1-n4	HEA260	0,353	0,010	220X220E7	0,352	0,004	cG2-n2	HEA260	0,537	0,010	220X220E7	0,541	0,002
cA1-n5	HEA260	0,215	0,023	220X220E7	0,202	0,010	cG2-n3	HEA260	0,412	0,009	220X220E7	0,381	0,003
cA2-n1	HEA260	0,594	0,040	220X220E7	0,577	0,009	cG2-n4	HEA260	0,328	0,008	220X220E7	0,296	0,002
cA2-n2	HEA260	0,535	0,009	220X220E7	0,541	0,002	cG2-n5	HEA260	0,145	0,000	220X220E7	0,130	0,001
cA2-n3	HEA260	0,410	0,009	220X220E7	0,381	0,003	cG3-n1	HEA260	0,777	0,044	220X220E7	0,787	0,012
cA2-n4	HEA260	0,326	0,008	220X220E7	0,295	0,002	cG3-n2	HEA260	0,799	0,016	220X220E7	0,929	0,007
cA2-n5	HEA260	0,146	0,000	220X220E7	0,133	0,001	cG3-n3	HEA260	0,589	0,014	220X220E7	0,608	0,006
cA3-n1	HEA260	0,749	0,044	220X220E7	0,774	0,012	cG3-n4	HEA260	0,355	0,010	220X220E7	0,351	0,004
cA3-n2	HEA260	0,781	0,016	220X220E7	0,915	0,007	cG3-n5	HEA260	0,216	0,023	220X220E7	0,203	0,010
cA3-n3	HEA260	0,566	0,014	220X220E7	0,611	0,006	vG12-n1	VP180	0,902	0,151	200X70	0,848	0,051
cA3-n4	HEA260	0,348	0,010	220X220E7	0,358	0,004	vG23-n1	VP180	0,906	0,152	200X70	0,854	0,051
cA3-n5	HEA260	0,221	0,023	220X220E7	0,206	0,010	vG12-n2	VP180	0,768	0,145	200X70	0,719	0,050
vA12-n1	VP180	0,907	0,152	200X70	0,854	0,051	vG23-n2	VP180	0,769	0,145	200X70	0,723	0,050
vA23-n1	VP180	0,901	0,151	200X70	0,848	0,051	vG12-n3	VP180	0,579	0,142	200X70	0,538	0,048
vA12-n2	VP180	0,770	0,145	200X70	0,723	0,050	vG23-n3	VP180	0,578	0,142	200X70	0,539	0,048
vA23-n2	VP180	0,767	0,145	200X70	0,719	0,050	vG12-n4	VP180	0,265	0,141	200X70	0,233	0,048
vA12-n3	VP180	0,579	0,142	200X70	0,539	0,048	vG23-n4	VP180	0,265	0,141	200X70	0,233	0,048
vA23-n3	VP180	0,579	0,142	200X70	0,538	0,048	vG12-n5	VP180	0,343	0,180	200X70	0,309	0,062
vA12-n4	VP180	0,266	0,141	200X70	0,234	0,048	vG23-n5	VP180	0,343	0,180	200X70	0,309	0,062
vA23-n4	VP180	0,265	0,141	200X70	0,233	0,048	v1AB-n1	VP250	0,812	0,344	300X100E7	0,528	0,075
vA12-n5	VP180	0,343	0,180	200X70	0,309	0,062	v1AB-n2	VP250	0,833	0,352	300X100E7	0,518	0,072
vA23-n5	VP180	0,343	0,181	200X70	0,309	0,062	v1AB-n3	VP250	0,689	0,298	300X100E7	0,424	0,060
cB1-n1	HEA260	0,771	0,226	220X220E7	0,776	0,084	v1AB-n4	VP250	0,466	0,219	300X100E7	0,283	0,043
cB1-n2	HEA260	0,625	0,208	220X220E7	0,767	0,087	v1AB-n5	VP250	0,235	0,080	300X100E7	0,138	0,015
cB1-n3	HEA260	0,507	0,178	220X220E7	0,605	0,076	v1BC-n1	VP250	0,754	0,268	300X100E7	0,442	0,052
cB1-n4	HEA260	0,377	0,132	220X220E7	0,426	0,057	v1BC-n2	VP250	0,774	0,272	300X100E7	0,437	0,052
cB1-n5	HEA260	0,322	0,094	220X220E7	0,342	0,040	v1BC-n3	VP250	0,680	0,252	300X100E7	0,385	0,048

... continuación del Apéndice B: Tabla de índices “IPMM” e “IV” del diseño

Elemento	PERFILES DOBLE “T”			PERFILES TUBULARES			Elemento	PERFILES DOBLE “T”			PERFILES TUBULARES		
	Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV		Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV
cB2-n1	HEA260	0,830	0,043	220X220E7	0,880	0,011	v1BC-n4	VP250	0,532	0,239	300X100E7	0,305	0,047
cB2-n2	HEA260	0,858	0,017	220X220E7	0,779	0,006	v1BC-n5	VP250	0,445	0,232	300X100E7	0,253	0,046
cB2-n3	HEA260	0,707	0,017	220X220E7	0,664	0,006	v1CD-n1	VP250	0,750	0,267	300X100E7	0,443	0,052
cB2-n4	HEA260	0,547	0,014	220X220E7	0,472	0,006	v1CD-n2	VP250	0,769	0,271	300X100E7	0,436	0,052
cB2-n5	HEA260	0,492	0,010	220X220E7	0,388	0,005	v1CD-n3	VP250	0,676	0,251	300X100E7	0,383	0,048
cB3-n1	HEA260	0,785	0,224	220X220E7	0,784	0,084	v1CD-n4	VP250	0,528	0,237	300X100E7	0,302	0,047
cB3-n2	HEA260	0,629	0,205	220X220E7	0,773	0,088	v1CD-n5	VP250	0,441	0,231	300X100E7	0,251	0,046
cB3-n3	HEA260	0,511	0,175	220X220E7	0,611	0,076	v1DE-n1	VP250	0,844	0,375	300X100E7	0,487	0,070
cB3-n4	HEA260	0,370	0,131	220X220E7	0,428	0,058	v1DE-n2	VP250	0,864	0,384	300X100E7	0,468	0,068
cB3-n5	HEA260	0,317	0,093	220X220E7	0,345	0,041	v1DE-n3	VP250	0,705	0,320	300X100E7	0,376	0,056
vB12-n1	VP180	0,536	0,270	200X70	0,441	0,091	v1DE-n4	VP250	0,461	0,225	300X100E7	0,243	0,039
vB23-n1	VP180	0,536	0,270	200X70	0,441	0,091	v1DE-n5	VP250	0,226	0,075	300X100E7	0,115	0,010
vB12-n2	VP180	0,524	0,266	200X70	0,446	0,091	v1EF-n1	VP250	0,719	0,262	300X100E7	0,395	0,050
vB23-n2	VP180	0,524	0,267	200X70	0,446	0,091	v1EF-n2	VP250	0,747	0,268	300X100E7	0,402	0,050
vB12-n3	VP180	0,508	0,266	200X70	0,446	0,091	v1EF-n3	VP250	0,658	0,249	300X100E7	0,357	0,047
vB23-n3	VP180	0,508	0,266	200X70	0,446	0,091	v1EF-n4	VP250	0,524	0,237	300X100E7	0,292	0,046
vB12-n4	VP180	0,500	0,268	200X70	0,452	0,092	v1EF-n5	VP250	0,409	0,225	300X100E7	0,220	0,044
vB23-n4	VP180	0,500	0,268	200X70	0,452	0,092	v1FG-n1	VP250	0,816	0,345	300X100E7	0,532	0,076
vB12-n5	VP180	0,335	0,178	200X70	0,298	0,061	v1FG-n2	VP250	0,838	0,353	300X100E7	0,524	0,073
vB23-n5	VP180	0,335	0,178	200X70	0,298	0,061	v1FG-n3	VP250	0,694	0,300	300X100E7	0,431	0,061
cC1-n1	HEA260	0,721	0,199	220X220E7	0,708	0,070	v1FG-n4	VP250	0,469	0,220	300X100E7	0,290	0,044
cC1-n2	HEA260	0,544	0,157	220X220E7	0,657	0,063	v1FG-n5	VP250	0,240	0,081	300X100E7	0,147	0,016
cC1-n3	HEA260	0,396	0,132	220X220E7	0,549	0,055	v2AB-n1	VP250	0,712	0,316	300X100E7	0,524	0,075
cC1-n4	HEA260	0,333	0,096	220X220E7	0,368	0,041	v2AB-n2	VP250	0,712	0,317	300X100E7	0,514	0,070
cC1-n5	HEA260	0,172	0,046	220X220E7	0,204	0,022	v2AB-n3	VP250	0,587	0,267	300X100E7	0,423	0,057
cC2-n1	HEA260	0,892	0,192	220X220E7	0,896	0,070	v2AB-n4	VP250	0,396	0,194	300X100E7	0,284	0,042
cC2-n2	HEA260	0,611	0,145	220X220E7	0,743	0,063	v2AB-n5	VP250	0,261	0,080	300X100E7	0,139	0,014
cC2-n3	HEA260	0,505	0,122	220X220E7	0,608	0,055	v2BC-n1	VP250	0,974	0,483	300X100E7	0,591	0,094
cC2-n4	HEA260	0,309	0,090	220X220E7	0,438	0,041	v2BC-n2	VP250	0,989	0,480	300X100E7	0,583	0,093
cC2-n5	HEA260	0,169	0,040	220X220E7	0,209	0,022	v2BC-n3	VP250	0,904	0,480	300X100E7	0,530	0,093
cC3-n1	HEA260	0,693	0,046	220X220E7	0,707	0,013	v2BC-n4	VP250	0,764	0,478	300X100E7	0,448	0,093
cC3-n2	HEA260	0,669	0,022	220X220E7	0,657	0,009	v2BC-n5	VP250	0,758	0,467	300X100E7	0,444	0,091
cC3-n3	HEA260	0,519	0,022	220X220E7	0,549	0,009	v2CD-n1	VP250	0,970	0,482	300X100E7	0,593	0,094
cC3-n4	HEA260	0,399	0,023	220X220E7	0,369	0,010	v2CD-n2	VP250	0,983	0,479	300X100E7	0,582	0,093
cC3-n5	HEA260	0,235	0,011	220X220E7	0,202	0,007	v2CD-n3	VP250	0,898	0,479	300X100E7	0,528	0,093
vC12-n1	VP180	0,349	0,140	200X70	0,299	0,047	v2CD-n4	VP250	0,757	0,476	300X100E7	0,444	0,093
vC23-n1	VP180	0,366	0,142	200X70	0,299	0,047	v2CD-n5	VP250	0,751	0,465	300X100E7	0,442	0,091

... continuación del Apéndice B: Tabla de índices “IPMM” e “IV” del diseño

Elemento	PERFILES DOBLE “T”			PERFILES TUBULARES			Elemento	PERFILES DOBLE “T”			PERFILES TUBULARES		
	Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV		Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV
vC12-n2	VP180	0,363	0,142	200X70	0,316	0,048	v2DE-n1	VP250	0,787	0,341	300X100E7	0,513	0,070
vC23-n2	VP180	0,379	0,144	200X70	0,316	0,048	v2DE-n2	VP250	0,806	0,351	300X100E7	0,489	0,068
vC12-n3	VP180	0,360	0,142	200X70	0,321	0,049	v2DE-n3	VP250	0,663	0,295	300X100E7	0,398	0,056
vC23-n3	VP180	0,376	0,144	200X70	0,321	0,049	v2DE-n4	VP250	0,437	0,215	300X100E7	0,262	0,039
vC12-n4	VP180	0,337	0,139	200X70	0,309	0,048	v2DE-n5	VP250	0,279	0,077	300X100E7	0,161	0,010
vC23-n4	VP180	0,354	0,141	200X70	0,309	0,048	v2EF-n1	VP250	0,915	0,474	300X100E7	0,520	0,091
vC12-n5	VP180	0,118	0,023	200X70	0,115	0,009	v2EF-n2	VP250	0,946	0,473	300X100E7	0,531	0,091
vC23-n5	VP180	0,126	0,024	200X70	0,115	0,009	v2EF-n3	VP250	0,865	0,474	300X100E7	0,486	0,091
cD1-n1	HEA260	0,785	0,231	220X220E7	0,759	0,083	v2EF-n4	VP250	0,746	0,474	300X100E7	0,424	0,091
cD1-n2	HEA260	0,635	0,216	220X220E7	0,732	0,086	v2EF-n5	VP250	0,659	0,453	300X100E7	0,353	0,087
cD1-n3	HEA260	0,511	0,183	220X220E7	0,577	0,073	v2FG-n1	VP250	0,716	0,317	300X100E7	0,531	0,076
cD1-n4	HEA260	0,379	0,135	220X220E7	0,424	0,054	v2FG-n2	VP250	0,711	0,316	300X100E7	0,515	0,070
cD1-n5	HEA260	0,330	0,095	220X220E7	0,332	0,037	v2FG-n3	VP250	0,589	0,266	300X100E7	0,423	0,057
cD2-n1	HEA260	0,838	0,043	220X220E7	0,864	0,011	v2FG-n4	VP250	0,402	0,192	300X100E7	0,285	0,042
cD2-n2	HEA260	0,859	0,017	220X220E7	0,767	0,006	v2FG-n5	VP250	0,268	0,081	300X100E7	0,147	0,014
cD2-n3	HEA260	0,711	0,017	220X220E7	0,648	0,007	v3AB-n1	VP250	0,822	0,347	300X100E7	0,532	0,075
cD2-n4	HEA260	0,545	0,015	220X220E7	0,454	0,006	v3AB-n2	VP250	0,845	0,355	300X100E7	0,523	0,073
cD2-n5	HEA260	0,492	0,010	220X220E7	0,375	0,006	v3AB-n3	VP250	0,700	0,302	300X100E7	0,430	0,061
cD3-n1	HEA260	0,753	0,225	220X220E7	0,752	0,083	v3AB-n4	VP250	0,476	0,222	300X100E7	0,290	0,044
cD3-n2	HEA260	0,594	0,204	220X220E7	0,729	0,086	v3AB-n5	VP250	0,244	0,082	300X100E7	0,141	0,016
cD3-n3	HEA260	0,457	0,173	220X220E7	0,574	0,073	v3BC-n1	VP250	0,679	0,254	300X100E7	0,441	0,052
cD3-n4	HEA260	0,373	0,128	220X220E7	0,427	0,054	v3BC-n2	VP250	0,706	0,258	300X100E7	0,436	0,052
cD3-n5	HEA260	0,325	0,090	220X220E7	0,334	0,037	v3BC-n3	VP250	0,621	0,241	300X100E7	0,383	0,048
vD12-n1	VP180	0,526	0,260	200X70	0,433	0,088	v3BC-n4	VP250	0,497	0,238	300X100E7	0,304	0,047
vD23-n1	VP180	0,526	0,260	200X70	0,433	0,088	v3BC-n5	VP250	0,407	0,232	300X100E7	0,252	0,046
vD12-n2	VP180	0,514	0,256	200X70	0,440	0,088	v3CD-n1	VP250	0,682	0,254	300X100E7	0,443	0,052
vD23-n2	VP180	0,514	0,256	200X70	0,440	0,088	v3CD-n2	VP250	0,709	0,258	300X100E7	0,437	0,052
vD12-n3	VP180	0,499	0,257	200X70	0,440	0,088	v3CD-n3	VP250	0,624	0,241	300X100E7	0,383	0,048
vD23-n3	VP180	0,500	0,257	200X70	0,440	0,088	v3CD-n4	VP250	0,502	0,237	300X100E7	0,302	0,047
vD12-n4	VP180	0,483	0,258	200X70	0,436	0,089	v3CD-n5	VP250	0,405	0,231	300X100E7	0,252	0,046
vD23-n4	VP180	0,484	0,258	200X70	0,436	0,089	v3DE-n1	VP250	0,770	0,336	300X100E7	0,487	0,070
vD12-n5	VP180	0,319	0,166	200X70	0,289	0,057	v3DE-n2	VP250	0,794	0,346	300X100E7	0,468	0,068
vD23-n5	VP180	0,319	0,166	200X70	0,289	0,057	v3DE-n3	VP250	0,649	0,290	300X100E7	0,375	0,056
cE1-n1	HEA260	0,779	0,230	220X220E7	0,755	0,083	v3DE-n4	VP250	0,426	0,209	300X100E7	0,243	0,039
cE1-n2	HEA260	0,633	0,215	220X220E7	0,727	0,086	v3DE-n5	VP250	0,213	0,073	300X100E7	0,115	0,010
cE1-n3	HEA260	0,509	0,183	220X220E7	0,574	0,073	v3EF-n1	VP250	0,682	0,249	300X100E7	0,396	0,050
cE1-n4	HEA260	0,382	0,134	220X220E7	0,430	0,055	v3EF-n2	VP250	0,710	0,255	300X100E7	0,403	0,050

... continuación del Apéndice B: Tabla de índices “IPMM” e “IV” del diseño

Elemento	PERFILES DOBLE “T”			PERFILES TUBULARES			Elemento	PERFILES DOBLE “T”			PERFILES TUBULARES		
	Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV		Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV
cE1-n5	HEA260	0,335	0,095	220X220E7	0,348	0,039	v3EF-n3	VP250	0,630	0,240	300X100E7	0,358	0,047
cE2-n1	HEA260	0,862	0,241	220X220E7	0,869	0,089	v3EF-n4	VP250	0,509	0,240	300X100E7	0,293	0,046
cE2-n2	HEA260	0,616	0,234	220X220E7	0,775	0,097	v3EF-n5	VP250	0,406	0,230	300X100E7	0,222	0,044
cE2-n3	HEA260	0,478	0,202	220X220E7	0,659	0,084	v3FG-n1	VP250	0,817	0,344	300X100E7	0,529	0,075
cE2-n4	HEA260	0,374	0,154	220X220E7	0,461	0,065	v3FG-n2	VP250	0,834	0,351	300X100E7	0,518	0,072
cE2-n5	HEA260	0,354	0,139	220X220E7	0,397	0,054	v3FG-n3	VP250	0,689	0,298	300X100E7	0,424	0,060
cE3-n1	HEA260	0,735	0,051	220X220E7	0,761	0,015	v3FG-n4	VP250	0,460	0,216	300X100E7	0,283	0,043
cE3-n2	HEA260	0,733	0,030	220X220E7	0,730	0,013	v3FG-n5	VP250	0,237	0,079	300X100E7	0,144	0,016
cE3-n3	HEA260	0,627	0,029	220X220E7	0,577	0,013	arr4G-n5	TL100X8-10	0,082	0,000	TL110X8-10	0,072	0,000
cE3-n4	HEA260	0,479	0,028	220X220E7	0,427	0,012	arr3G-n5	TL100X8-10	0,100	0,000	TL110X8-10	0,084	0,000
cE3-n5	HEA260	0,400	0,031	220X220E7	0,346	0,015	arr2G-n5	TL100X8-10	0,101	0,000	TL110X8-10	0,084	0,000
vE12-n1	VP180	0,513	0,260	200X70	0,433	0,088	arr1G-n5	TL100X8-10	0,083	0,000	TL110X8-10	0,072	0,000
vE23-n1	VP180	0,511	0,257	200X70	0,433	0,088	arr4G-n4	TL100X8-10	0,348	0,000	TL110X8-10	0,289	0,000
vE12-n2	VP180	0,503	0,257	200X70	0,440	0,088	arr3G-n4	TL100X8-10	0,378	0,000	TL110X8-10	0,320	0,000
vE23-n2	VP180	0,523	0,258	200X70	0,440	0,088	arr2G-n4	TL100X8-10	0,381	0,000	TL110X8-10	0,320	0,000
vE12-n3	VP180	0,494	0,256	200X70	0,441	0,088	arr1G-n4	TL100X8-10	0,350	0,000	TL110X8-10	0,290	0,000
vE23-n3	VP180	0,517	0,259	200X70	0,441	0,088	arr4G-n3	TL100X8-10	0,504	0,000	TL110X8-10	0,418	0,000
vE12-n4	VP180	0,480	0,258	200X70	0,437	0,089	arr3G-n3	TL100X8-10	0,534	0,000	TL110X8-10	0,448	0,000
vE23-n4	VP180	0,500	0,260	200X70	0,437	0,089	arr2G-n3	TL100X8-10	0,536	0,000	TL110X8-10	0,449	0,000
vE12-n5	VP180	0,306	0,166	200X70	0,290	0,057	arr1G-n3	TL100X8-10	0,507	0,000	TL110X8-10	0,420	0,000
vE23-n5	VP180	0,336	0,169	200X70	0,290	0,057	arr4G-n2	TL100X8-10	0,613	0,000	TL110X8-10	0,510	0,000
cF1-n1	HEA260	0,780	0,227	220X220E7	0,786	0,084	arr3G-n2	TL100X8-10	0,640	0,000	TL110X8-10	0,536	0,000
cF1-n2	HEA260	0,628	0,210	220X220E7	0,771	0,088	arr2G-n2	TL100X8-10	0,642	0,000	TL110X8-10	0,537	0,000
cF1-n3	HEA260	0,511	0,181	220X220E7	0,611	0,076	arr1G-n2	TL100X8-10	0,617	0,000	TL110X8-10	0,514	0,000
cF1-n4	HEA260	0,376	0,135	220X220E7	0,430	0,058	arr4G-n1	TL100X8-10	0,550	0,000	TL110X8-10	0,437	0,000
cF1-n5	HEA260	0,332	0,100	220X220E7	0,360	0,042	arr3G-n1	TL100X8-10	0,980	0,000	TL110X8-10	0,973	0,000
cF2-n1	HEA260	0,832	0,043	220X220E7	0,883	0,011	arr2G-n1	TL100X8-10	0,961	0,000	TL110X8-10	0,959	0,000
cF2-n2	HEA260	0,865	0,017	220X220E7	0,787	0,006	arr1G-n1	TL100X8-10	0,560	0,000	TL110X8-10	0,443	0,000
cF2-n3	HEA260	0,713	0,017	220X220E7	0,672	0,006	arr1A-n5	TL100X8-10	0,082	0,000	TL110X8-10	0,072	0,000
cF2-n4	HEA260	0,550	0,015	220X220E7	0,476	0,006	arr2A-n5	TL100X8-10	0,100	0,000	TL110X8-10	0,084	0,000
cF2-n5	HEA260	0,513	0,010	220X220E7	0,410	0,005	arr3A-n5	TL100X8-10	0,100	0,000	TL110X8-10	0,085	0,000
cF3-n1	HEA260	0,775	0,224	220X220E7	0,778	0,083	arr4A-n5	TL100X8-10	0,083	0,000	TL110X8-10	0,072	0,000
cF3-n2	HEA260	0,621	0,204	220X220E7	0,764	0,087	arr1A-n4	TL100X8-10	0,347	0,000	TL110X8-10	0,289	0,000
cF3-n3	HEA260	0,503	0,175	220X220E7	0,605	0,076	arr2A-n4	TL100X8-10	0,379	0,000	TL110X8-10	0,320	0,000
cF3-n4	HEA260	0,374	0,130	220X220E7	0,428	0,057	arr3A-n4	TL100X8-10	0,381	0,000	TL110X8-10	0,321	0,000
cF3-n5	HEA260	0,330	0,097	220X220E7	0,357	0,042	arr4A-n4	TL100X8-10	0,351	0,000	TL110X8-10	0,290	0,000
vF12-n1	VP180	0,536	0,270	200X70	0,441	0,091	arr1A-n3	TL100X8-10	0,503	0,000	TL110X8-10	0,418	0,000

... continuación del Apéndice B: Tabla de índices “IPMM” e “IV” del diseño

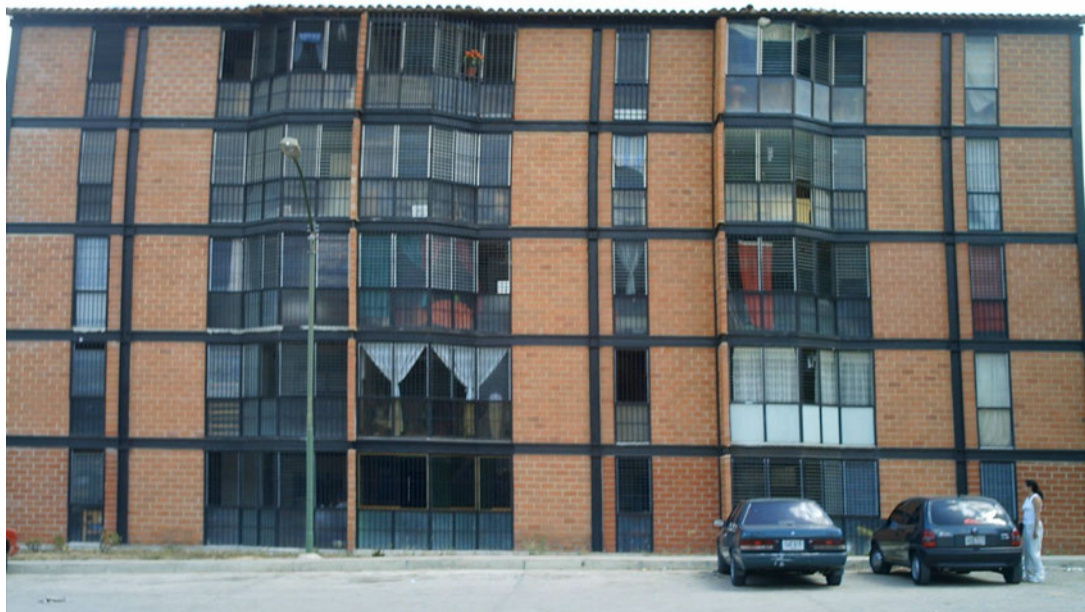
Elemento	PERFILES DOBLE “T”			PERFILES TUBULARES			Elemento	PERFILES DOBLE “T”			PERFILES TUBULARES		
	Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV		Perfil	IPMM	IV	Perfil	IPMM	IV
vF23-n1	VP180	0,537	0,270	200X70	0,441	0,091	arr2A-n3	TL100X8-10	0,534	0,000	TL110X8-10	0,448	0,000
vF12-n2	VP180	0,523	0,266	200X70	0,446	0,091	ar3A-n3	TL100X8-10	0,536	0,000	TL110X8-10	0,449	0,000
vF23-n2	VP180	0,524	0,266	200X70	0,446	0,091	arr4A-n3	TL100X8-10	0,508	0,000	TL110X8-10	0,420	0,000
vF12-n3	VP180	0,507	0,266	200X70	0,446	0,091	arr1A-n2	TL100X8-10	0,612	0,000	TL110X8-10	0,510	0,000
vF23-n3	VP180	0,509	0,266	200X70	0,446	0,091	arr2A-n2	TL100X8-10	0,640	0,000	TL110X8-10	0,536	0,000
vF12-n4	VP180	0,500	0,268	200X70	0,453	0,092	arr3A-n2	TL100X8-10	0,641	0,000	TL110X8-10	0,537	0,000
vF23-n4	VP180	0,500	0,268	200X70	0,453	0,092	arr4A-n2	TL100X8-10	0,617	0,000	TL110X8-10	0,514	0,000
vF12-n5	VP180	0,334	0,178	200X70	0,298	0,061	arr1A-n1	TL100X8-10	0,549	0,000	TL110X8-10	0,438	0,000
vF23-n5	VP180	0,336	0,178	200X70	0,298	0,061	arr2A-n1	TL100X8-10	0,982	0,000	TL110X8-10	0,974	0,000
cG1-n1	HEA260	0,751	0,043	220X220E7	0,773	0,012	arr3A-n1	TL100X8-10	0,961	0,000	TL110X8-10	0,960	0,000
cG1-n2	HEA260	0,783	0,016	220X220E7	0,914	0,007	arr4A-n1	TL100X8-10	0,561	0,000	TL110X8-10	0,444	0,000
cG1-n3	HEA260	0,568	0,014	220X220E7	0,611	0,006							

ANEXOS

Las fotos que se muestran a continuación, es el edificio diseñado y construido por “INAVI”, urbanización “El Ingenio” ubicado en la ciudad de Guatire, estado Miranda:



Perspectiva de los edificios



Fachada del edificio



Lateral del edificio. Se aprecia el área de circulación de las dos torres, el techo en dos vertientes y los arriostramientos.



Balcones de la estructura



Interacción entre vigas y columnas de perfiles Doble “T” con la tabiquería



Interacción entre vigas y columnas de perfiles Doble “T” con la tabiquería



Interacción entre vigas y columnas de perfiles Doble “T” con la tabiquería y puertas internas



Conexión entre vigas y columnas de perfiles Doble “T” del área de circulación