

# UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



## FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

### MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

**TEMA:**

---

**“DESARROLLO DE UN SOFTWARE PARA EL DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS METÁLICAS DE ACERO CONFORME A LA NORMATIVA AISC 360-16”.**

---

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Grado Académico de  
Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad de titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación  
Aplicada y/o Desarrollo

**Autor:** Ing. Luis Leonardo Zambrano Salazar

**Directora:** Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

Ambato – Ecuador

2022

## **APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Cesar Hernán Arroba Arroba, Mg. e Ing. Fabián Rodrigo Morales Fiallos, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptar el Trabajo de Titulación con el tema: “DESARROLLO DE UN SOFTWARE PARA EL DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS METÁLICAS DE ACERO CONFORME A LA NORMATIVA AISC 360-16”, elaborado y presentado por el Ing. Luis Leonardo Zambrano Salazar, para optar por el Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil, Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.  
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

-----  
Ing. Cesar Hernán Arroba Arroba, Mg.  
Miembro del Tribunal de Defensa

-----  
Ing. Fabián Rodrigo Morales Fiallos, Mg.  
Miembro del Tribunal de Defensa

## **AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “DESARROLLO DE UN SOFTWARE PARA EL DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS METÁLICAS DE ACERO CONFORME A LA NORMATIVA AISC 360-16”, le corresponde exclusivamente a: Ing. Luis Leonardo Zambrano Salazar, Autor bajo la Dirección de la Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg., Directora del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Luis Leonardo Zambrano Salazar

**AUTOR**

-----  
Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

**DIRECTORA**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Luis Leonardo Zambrano Salazar  
c.c. 0503796344

## ÍNDICE GENERAL

### CONTENIDO

<b>PORTADA</b> .....	<b>I</b>
<b>APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN</b> .....	<b>II</b>
<b>AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN</b> .....	<b>III</b>
<b>DERECHOS DE AUTOR</b> .....	<b>IV</b>
<b>ÍNDICE GENERAL</b> .....	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>XI</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>XII</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	<b>XVIII</b>
<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>XIX</b>
<b>RESUMEN EJECUTIVO</b> .....	<b>XX</b>
<b>EXECUTIVE SUMMARY</b> .....	<b>XXII</b>
<b>CAPÍTULO I</b> .....	<b>1</b>
<b>EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN. ....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN. ....	2
1.3. OBJETIVOS. ....	3
1.3.1. <i>General</i> .....	3
1.3.2. <i>Específicos</i> .....	3
<b>CAPÍTULO II</b> .....	<b>4</b>

<b>ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS .....</b>	<b>4</b>
2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	4
2.2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	9
2.2.1. Acero estructural.....	9
2.2.2. Aceros estructurales modernos.....	10
2.2.3. Clasificación de los aceros estructurales.....	10
2.2.3.1. Acero al carbono.....	10
2.2.3.2. Acero de baja aleación y alta resistencia.....	11
2.2.3.3. Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica.....	11
2.2.4. Diagrama esfuerzo – deformación del acero estructural.....	12
2.2.5. Propiedades del acero.....	13
2.2.5.1. Esfuerzo de fluencia, $F_y$ .....	13
2.2.5.2. Límite de proporcionalidad, $F_p$ .....	14
2.2.5.3. Esfuerzo de ruptura del acero, $F_u$ .....	14
2.2.5.4. Ductilidad.....	15
2.2.5.5. Módulo de elasticidad longitudinal (E).....	15
2.2.5.6. Coeficiente de poisson ( $\mu$ ).....	16
2.2.5.7. Módulo de elasticidad por cortante G.....	16
2.2.6. Ventajas del acero en estructuras.....	16
2.2.7. Desventajas del acero.....	17
2.2.7.1. Corrosión.....	17

2.2.7.2.	Costo de la protección contra el fuego.....	17
2.2.7.3.	Pandeo elástico.....	17
2.2.8.	<i>Diseño sismo resistente de edificaciones de acero estructural.....</i>	18
2.2.9.	<i>Pórticos no arriostrados. ....</i>	18
2.2.10.	<i>Comportamiento estructural de los pórticos no arriostrados.....</i>	19
2.2.11.	<i>Pórticos no arriostrados especiales a momento. ....</i>	20
2.2.12.	<i>Método LRFD.....</i>	20
2.2.13.	<i>Factores de carga. ....</i>	20
2.2.14.	<i>Factores de resistencia. ....</i>	21
2.2.15.	<i>Ventajas del método de diseño LRFD.....</i>	22
2.2.16.	<i>Predimensionamiento de vigas secundarias. ....</i>	23
2.2.16.1.	Carga Muerta.....	23
2.2.16.2.	Carga Viva. ....	23
2.2.16.3.	Carga Mayorada.....	24
2.2.16.4.	Ancho cooperante.....	24
2.2.16.5.	Carga por longitud uniformemente distribuida.....	25
2.2.16.6.	Momento máximo y reacciones en los apoyos. ....	25
2.2.16.7.	Módulo plástico requerido. ....	26
2.2.17.	<i>Predimensionamiento de vigas principales. ....</i>	27
2.2.17.1.	Momentos de una viga con apoyo simple.....	28
2.2.17.2.	Módulo plástico requerido. ....	30

2.2.18.	<i>Predimensionamiento de columnas</i> .....	30
2.2.18.1.	Área cooperante. ....	31
2.2.18.2.	Carga Axial. ....	31
2.2.18.3.	Esfuerzo crítico. ....	32
2.2.18.4.	Área requerida. ....	32
2.2.19.	<i>Diseño de vigas sección W</i> .....	33
2.2.19.1.	Arriostamiento lateral. ....	33
2.2.19.2.	Relación ancho – espesor. ....	34
2.2.19.3.	Resistencia nominal en flexión para miembros compactos. ....	36
2.2.19.4.	Resistencia nominal en flexión para miembros con alma compactas y alas no compactas.....	39
2.2.19.5.	Interacción de flexión y compresión. ....	41
2.2.19.6.	Diseño de miembros en corte. ....	42
2.2.19.7.	Resistencia de corte de diseño.....	44
2.2.20.	<i>Diseño de columnas sección HSS</i> . ....	44
2.2.20.1.	Coefficiente de rigidez relativa. ....	44
2.2.20.2.	Coefficiente de longitud efectiva (k).....	45
2.2.20.3.	Determinación de Esbeltez.....	46
2.2.20.4.	Pandeo por flexión. ....	46
2.2.20.5.	Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo torsional. ....	50
2.2.20.6.	Determinación relación ancho - espesor (compacto, no compacto, esbelto). 54	



2.2.20.7. Resistencia de flexión nominal. ....	55
2.2.20.8. Interacción de flexión y compresión. ....	58
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>60</b>
<b>MARCO METODOLÓGICO.....</b>	<b>60</b>
3.1. UBICACIÓN.....	60
3.2. EQUIPOS Y MATERIALES. ....	60
3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	60
3.4. PRUEBA DE HIPÓTESIS – PREGUNTA CIENTÍFICA – IDEA A DEFENDER.....	61
3.4.1. <i>Variable independiente.</i> ....	61
3.4.2. <i>Variable dependiente.</i> ....	61
3.5. POBLACIÓN O MUESTRA. ....	61
3.6. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.....	62
3.7. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO.....	63
3.8. VARIABLES DE RESPUESTA O RESULTADOS ALCANZADOS.....	63
<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>65</b>
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>65</b>
4.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	65
4.2. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS .....	66
<b>CAPÍTULO V.....</b>	<b>68</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>68</b>

5.1.	CONCLUSIONES.....	68
5.2.	RECOMENDACIONES.....	69
5.3.	BIBLIOGRAFÍA.....	70
5.4.	ANEXOS.....	74
5.4.1.	<i>Anexo 1</i> .....	74
5.4.2.	<i>Anexo 2</i> .....	129
5.4.3.	<i>Anexo 3</i> .....	149
5.4.4.	<i>Anexo 4</i> .....	153
5.4.5.	<i>Anexo 5</i> .....	160
5.4.6.	<i>Anexo 6</i> .....	184
5.4.7.	<i>Anexo 7</i> .....	185

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.	VALORES DEL FACTOR DE RESISTENCIA PARA CONEXIONES. ....	22
TABLA 2.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE MÓDULOS DE ELASTICIDAD. ....	65
TABLA 3.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE ÁREA REQUERIDA. .	65
TABLA 4.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE INTERACCIÓN DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN. ....	66
TABLA 5.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE INTERACCIÓN DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN. ....	66
TABLA 6.	PROPIEDADES DE LA PLACA COLABORANTE DE 0.65 MM.	75
TABLA 7.	PERFILES W DE LA NORMA AISC – LRFD. ....	82
TABLA 8.	PERFILES W DE LA NORMA AISC – LRFD. ....	82
TABLA 9.	PERFILES W DE LA NORMA AISC – LRFD. ....	86
TABLA 10.	PERFILES W DE LA NORMA AISC – LRFD. ....	86
TABLA 11.	ESFUERZOS CRÍTICOS AISC – LRFD. ....	91
TABLA 12.	PERFILES HSS DE LA NORMA AISC – LRFD. ....	92
TABLA 13.	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL W. ....	102
TABLA 14.	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL HSS. ....	116
TABLA 15.	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA COLUMNA EN ANÁLISIS. ....	118
TABLA 16.	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS VIGAS. ....	119

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce a temperatura ambiente.....	12
Figura 2. Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero frágil. ....	13
Figura 3. Zona de fluencia del acero estructural. ....	13
Figura 4. Rango elástico del acero estructural.....	14
Figura 5. Esfuerzo de agotamiento. ....	14
Figura 6. Deformaciones unitarias de fluencia y última.....	15
Figura 7. Módulo de elasticidad de acero.....	15
Figura 8. Componentes estructurales de un pórtico no arriostrado. ....	18
Figura 9. Estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial.....	19
Figura 10. Diagramas típicos de momentos flectores y esfuerzos de corte en un pórtico sometido a la acción sísmica.....	19
Figura 11. Ancho cooperante de una viga metálica secundaria. ....	24
Figura 12. Viga simplemente apoyada. ....	25
Figura 13. Cargas aplicadas sobre la viga principal. ....	28
Figura 14. Viga simplemente apoyada. ....	28
Figura 15. Diagrama de momentos de una viga apoyada.....	29
Figura 16. Área cooperante de una columna. ....	31
Figura 17. Planta arquitectónica del edificio.....	74
Figura 18. Fachada frontal del edificio.....	75

Figura 19.	Ancho cooperante de la viga secundaria A-B.....	80
Figura 20.	Sección de perfil W para vigas secundarias.....	83
Figura 21.	Ancho cooperante de la viga secundaria A-C.....	84
Figura 22.	Sección de perfil W para vigas principales.....	87
Figura 23.	Área cooperante de la columna B2.....	88
Figura 24.	Sección de perfil HSS para columnas.....	93
Figura 25.	Secciones del perfil W para cálculo de inercias.....	94
Figura 26.	Secciones del perfil W para cálculo de módulo plástico en x.....	98
Figura 27.	Secciones del perfil W para cálculo de módulo plástico en y.....	100
Figura 28.	Secciones del perfil HSS para cálculo de inercias.....	108
Figura 29.	Secciones del perfil HSS para cálculo de módulo plástico en x.....	113
Figura 30.	Secciones del perfil HSS para cálculo de módulo plástico en y.....	115
Figura 31.	Coefficiente de rigidez en conexión rígida.....	117
Figura 32.	Vigas principales dentro del área cooperante de la columna B2.....	118
Figura 33.	Malla de trabajo de la estructura en análisis.....	129
Figura 34.	Pisos de la estructura.....	130
Figura 35.	Cálculo del peso de pared.....	130
Figura 36.	Cargas actuantes en la estructura.....	131
Figura 37.	Selección del tipo de acero.....	131
Figura 38.	Pantalla principal del software.....	132
Figura 39.	Ubicación de las vigas secundarias.....	132

Figura 40.	Prediseño de viga secundaria y viga principal. ....	133
Figura 41.	Prediseño de vigas secundarias. ....	134
Figura 42.	Propiedades geométricas de la viga secundaria. ....	134
Figura 43.	Prediseño de vigas principales. ....	135
Figura 44.	Propiedades geométricas de la viga principal. ....	135
Figura 45.	Prediseño de columna. ....	136
Figura 46.	Prediseño de columnas. ....	136
Figura 47.	Propiedades geométricas de la columna. ....	137
Figura 48.	Diseño de viga. ....	138
Figura 49.	Propiedades geométricas de la viga. ....	139
Figura 50.	Arriostramiento lateral. ....	139
Figura 51.	Relación ancho – espesor. ....	140
Figura 52.	Resistencia nominal en flexión. ....	141
Figura 53.	Interacción de flexión y compresión. ....	141
Figura 54.	Diseño a corte. ....	142
Figura 55.	Diseño de columna. ....	143
Figura 56.	Propiedades geométricas de la columna. ....	144
Figura 57.	Propiedades geométricas de la viga. ....	144
Figura 58.	Coeficientes de rigidez relativa, longitud efectiva y esbeltez. ....	145
Figura 59.	Relación de esbeltez. ....	145
Figura 60.	Pandeo por flexión. ....	146

Figura 61.	Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo torsional. ....	146
Figura 62.	Relación ancho – espesor. ....	147
Figura 63.	Resistencia de flexión nominal. ....	148
Figura 64.	Interacción de flexión y compresión. ....	148
Figura 65.	Carpeta con el archivo de instalación.....	153
Figura 66.	Carpeta con los archivos de instalación. ....	153
Figura 67.	Archivo de instalación del software. ....	154
Figura 68.	Ventana con los datos del softwar.....	154
Figura 69.	Ventana con la ubicación de almacenamiento de los datos del software... .....	155
Figura 70.	Ventana para añadir un acceso directo del software en el escritorio. ..	155
Figura 71.	Ventana de autorización de instalación.....	156
Figura 72.	Ventana de instalación del software.....	156
Figura 73.	Ventana con información del software. ....	157
Figura 74.	Ventana con el avance de instalación.....	157
Figura 75.	Ventana de culminación de la instalación.....	158
Figura 76.	Ventana del escritorio con el acceso directo del software. ....	158
Figura 77.	Ventana de presentación del software.....	159
Figura 78.	Ventana principal del software.....	160
Figura 79.	Ventana de datos iniciales.....	161
Figura 80.	Ventana de datos de grilla.....	162
Figura 81.	Ventana de ingreso de número de pisos.....	162

Figura 82.	Ventana de abrir proyecto existente.....	163
Figura 83.	Ventana de guardar proyecto. ....	164
Figura 84.	Ventana de ingreso de cargas.....	165
Figura 85.	Ventana de valores de carga viva.....	165
Figura 86.	Ventana de selección de acero. ....	166
Figura 87.	Ventana principal con el tablero crítico de la estructura.....	167
Figura 88.	Ventana principal con el piso crítico de la estructura. ....	167
Figura 89.	Ventana principal con la posición de las vigas secundarias.....	168
Figura 90.	Ventana de prediseño de viga secundaria y principal. ....	169
Figura 91.	Ventana de prediseño de columna.....	170
Figura 92.	Ventana de prediseño de vigas secundarias. ....	170
Figura 93.	Ventana de prediseño de vigas principales. ....	171
Figura 94.	Ventana de prediseño de columnas.....	172
Figura 95.	Ventana de diseño devigas.....	173
Figura 96.	Ventana de diseño de columnas. ....	174
Figura 97.	Ventana de modificación de grilla de la estructura.....	175
Figura 98.	Ventana de alerta de modificación de pisos. ....	175
Figura 99.	Ventana de modificación de número y altura de entrepisos. ....	176
Figura 100.	Ventana de modificación de combinación de carga.....	176
Figura 101.	Ventana de modificación de dirección de vigas secundarias. ....	177
Figura 102.	Ventana de modificación de separación de vigas secundarias.....	177



Figura 103. Ventana de modificación de los parámetros de prediseño de columnas. ....	178
Figura 104. Ventana con las propiedades geométricas de una sección W. ....	178
Figura 105. Ventana con las propiedades geométricas de una sección HSS. ....	179
Figura 106. Ventana de cálculo de peso de mampostería. ....	180
Figura 107. Ventana con datos de pesos de mampostería. ....	180
Figura 108. Ventana de ingreso de datos para el diseño de vigas. ....	181
Figura 109. Ventana de alerta de salida del software. ....	183

## AGRADECIMIENTO

*Agradezco a Dios por darme la fuerza necesaria para lograr culminar este proyecto de tesis.*

*A mi esposa por ser el pilar más importante durante esta etapa de estudio, por brindarme su amor y comprensión incluso en los momentos más difíciles. No fue sencillo culminar este proyecto, sin embargo, siempre estuviste presente, motivándome y brindándome tu apoyo incondicional.*

*A mis padres y hermana por su cariño, apoyo y preocupación durante esta etapa de mi vida.*

*Mi mayor agradecimiento a la Universidad Técnica de Ambato y a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica por brindarme el conocimiento necesario para continuar con mi formación profesional.*

## DEDICATORIA

*Dedico con todo mi corazón mi tesis al mejor regalo que Dios me pudo brindar, mi hijo Leonardo Gabriel, mi mayor tesoro y mi fuente de motivación. Espero que este logro sirva para inspirarte a cumplir todas las metas que te plantees durante tu vida, TE AMO.*

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL – MENCIÓN ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**TEMA:**

**DESARROLLO DE UN SOFTWARE PARA EL DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS METÁLICAS DE ACERO CONFORME A LA NORMATIVA AISC 360-16.**

**AUTOR:** Ing. Luis Leonardo Zambrano Salazar

**DIRECTORA:** Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

- Propuestas metodológicas y tecnológicas avanzadas.

**FECHA:** 03 de marzo de 2022

**RESUMEN EJECUTIVO**

En el presente proyecto de investigación se realizó la interfaz gráfica y la codificación de un software de cálculo para el prediseño y diseño de vigas y columnas de acero conforme a la norma AISC 360-16, mediante el uso de un software de programación y de su herramienta guide. El software nos permite obtener secciones de prediseño tanto para vigas como para columnas, mismas que fueron verificadas en el proceso de diseño comprobadas que resisten las solicitaciones a las que se encuentra sometida la estructura en análisis, todo esto se lo realiza mediante el ingreso de datos como: configuración geométrica de la estructura, estados de carga y propiedades del acero a ser utilizado.

Para el desarrollo del software ha sido necesario realizar una investigación bibliográfica donde se determinó utilizar el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), para el diseño de vigas y columnas de acero, mismo que se encuentra aprobado por el instituto Americano de Construcción de Acero (AISC 360-16) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

Determinado el método de cálculo se procedió a desarrollar los algoritmos necesarios para la codificación del software, una vez definido se procedió a la elaboración de la interfaz gráfica del mismo. Finalizado el desarrollo del software se realizó una depuración del código de programación donde se optimizó a los algoritmos de cálculo para lograr un mejor y más rápido funcionamiento del software.

La validez del programa desarrollado se logró comprobar a través de una comparación de resultados obtenidos mediante el software, cálculos manuales y un programa comercial, logrando obtener un porcentaje de error menor al 0.8 por ciento, con lo que se pudo verificar que los valores de cálculo obtenidos a través del software desarrollado en esta investigación son válidos y confiables, logrando así una optimización en el tiempo de cálculo y precisión en los mismos, ya que al ser un software automatizado se elimina el factor humano capaz de cometer errores involuntarios durante el proceso de cálculo manual.

**Descriptor:** Acero, AISC, algoritmo, cálculo, columnas metálicas, diseño estructural, estructuras metálicas, guide, LRFD, metálicas, NEC, prediseño, software, vigas.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA - CENTRO DE**  
**POSGRADOS**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL – MENCIÓN ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**THEME:**

**DEVELOPMENT OF A SOFTWARE FOR THE DESIGN OF METALLIC STEEL BEAMS AND COLUMNS IN ACCORDANCE WITH THE AISC 360-16 STANDARD.**

**AUTHOR:** Ing. Luis Leonardo Zambrano Salazar

**DIRECTED BY:** Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

**LINE OF RESEARCH:**

- Advanced methodological and technological proposals.

**DATE:** March 03, 2022

**EXECUTIVE SUMMARY**

In the present research project, the graphical interface and the coding of a calculation software for the pre-design and design of steel beams and columns were carried out in accordance with the AISC 360-16 standard, through the use of a programming software and its tool guide. The software allows us to obtain pre-design sections for both beams and columns, which were verified in the design process, proven that they resist the requests to which they are exposed to the structure under analysis, all this is done by entering data such as: geometric configuration of the structure, load states and properties of the steel to be used.

For the development of the software, it has been necessary to carry out a bibliographical investigation where the LRFD (Load and Resistance Factor Design) method is extended, for the design of steel beams and columns, which is approved by the American Institute of Steel Construction. (AISC 360-16) and the Ecuadorian Construction Standard (NEC 2015).

Once the calculation method was determined, the algorithms necessary for the software coding were developed, once defined, the graphical interface of the same was

elaborated. Once the development of the software was completed, a debugging of the programming code was carried out where the calculation algorithms were optimized to achieve a better and faster operation of the software.

The validity of the developed program will be verified through a comparison of the results obtained through the software, manual calculations and a commercial program, obtaining an error rate of less than 0.8 percent, with which it was possible to verify that the calculation values obtained through the software developed in this research they are valid and reliable, thus achieving an optimization in the calculation time and precision in them, since being an automated software the human factor capable of committing involuntary errors during the manual process is eliminated. of calculation.

**Keywords:** Steel, AISC, algorithm, calculation, metallic columns, structural design, metallic structures, guide, LRF, metallic, NEC, pre-design, software, beams.

# CAPÍTULO I

## EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

### 1.1.INTRODUCCIÓN.

El diseño de vigas y columnas de acero es un tema de suma importancia dentro del diseño de estructurales metálicas, más aún debido a que se han convertido en el sistema constructivo más difundido en los últimos tiempos, la norma AISC (American Institute of Steel Construction) [1] establece los criterios necesarios para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero. En el presente proyecto de investigación se realizó el desarrollo de un software para el diseño de vigas y columnas metálicas, empleando la norma AISC 360-16 [1]. El software desarrollado nos permite obtener el diseño de forma rápida y segura, mediante el ingreso de datos tales como cargas, separación de vanos y selección del tipo de acero.

En la metodología empleada se revisa y analiza la norma AISC 360-16 [1] para determinar el método de diseño que nos permite elaborar una codificación del software. En el presente trabajo se emplea el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), el cual se basa en conceptos de estados límites, el mismo que describe una condición en que la estructura o alguna parte de esta ha dejado de cumplir su función.

Para el desarrollo del software de la presente investigación se utiliza un software de programación dentro del cual se emplea la herramienta guide para la elaboración de la interfaz gráfica y la escritura de la codificación, misma que se encuentra optimizada y descrita con comentarios para permitir que este trabajo sirva como inicio para posteriores investigaciones en esta área.



## **1.2.JUSTIFICACIÓN.**

La importancia de las estructuras metálicas radica en que son un sistema constructivo muy difundido en varios países, debido principalmente a que sus piezas son prefabricadas y esto acorta los plazos de obra significativamente, lo que conlleva a un ahorro económico importante. El acero de uso estructural se caracteriza por tener una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por lo que su uso es ampliamente recomendado para construcciones sismorresistentes.

El diseño de estructuras metálicas es una de las labores más importantes en el área de la construcción, pues permite crear conjuntos resistentes además de formas idóneas para dar cumplimiento a una variedad de necesidades de construcción, el objetivo principal del diseño estructural es garantizar que el material no presente fallas durante su periodo de vida útil.

En la actualidad existe la norma ANSI/AISC 360-16 (American National Standard/American Institute of Steel Construction) [1], la cual muestra cómo realizar el diseño de elementos metálicos, este diseño se convierte en un proceso matemático extenso que genera retrasos al realizarse de forma manual, debido principalmente al número de iteraciones que son necesarias para lograr un resultado óptimo, por lo que es indispensable la ayuda de un software que permita acortar el tiempo de cálculo.

El presente proyecto se enfoca en elaborar un software para el diseño de vigas y columnas metálicas de acero conforme a la normativa AISC 360-16 [1], permitiendo la automatización de cálculos de diseño, contribuyendo al aprendizaje y mejorando el entendimiento respecto al diseño de elementos metálicos, el software es de gran utilidad para estudiantes de la carrera de ingeniería civil e ingenieros calculistas ya que al ser un software libre no tiene ningún costo su adquisición.

En la presente investigación las implicaciones son de carácter educativo, económico y técnico, la primera debido a que al encontrarnos ante un software libre permite que sea empleado como una herramienta de estudio, la segunda ya que al ser de acceso libre

no generará gastos económicos a sus usuarios, finalmente la tercera debido a que se entrega una herramienta para el cálculo y diseño de elementos de acero.

### **1.3.OBJETIVOS.**

#### **1.3.1. General.**

Elaborar un software para el diseño de vigas y columnas metálicas de acero conforme a la normativa AISC 360-16.

#### **1.3.2. Específicos.**

- Desarrollar un software para obtener el prediseño y diseño de vigas y columnas de una estructura de 5 pisos.
- Implementar las normativas vigentes respecto al diseño de vigas y columnas de acero en un software de cálculo.
- Desarrollar una interfaz gráfica que permita la fácil interpretación del ingreso y lectura de resultados del diseño de vigas y columnas de acero.
- Elaborar un manual de usuario para la correcta utilización del software.
- Validar los resultados del software desarrollado con los obtenidos de forma manual.

## CAPÍTULO II

### ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

#### 2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.

Fuentes et al [2], manifiestan que “El acero estructural es uno de los materiales de construcción de mayor importancia a nivel mundial. Algunas de las propiedades que lo caracterizan son: bajo peso, altas capacidades para resistir esfuerzos como tracción, compresión, cortante o momento flector y la posibilidad de construir estructuras con grandes luces, que proporcionan extensos espacios libres”, el acero estructural se ha convertido en uno de los principales materiales en la construcción moderna, esto debido a que nos permite reducir los plazos de obra, lo que se traduce en un ahorro económico significativo.

Vásquez et al [3], explican que “El acero estructural es una aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos que le añaden características específicas”. El acero estructural puede resistir grandes esfuerzos y brinda mayor seguridad a las estructuras que son propensas a sufrir esfuerzos por sobrecargas, además de poder sufrir deformaciones sin llegar a la rotura. Las propiedades de ductilidad que tiene el acero estructural, no conllevan a que las estructuras construidas con este posean las mismas características, es debido a esto de la importancia de realizar un correcto diseño estructural. Meng et al [4], señalan que el acero estructural se ha convertido en el material más reconocido por diseñadores estructurales y por arquitectos considerando sus ventajas al relacionar su resistencia – peso, rentabilidad y sostenibilidad.

Aslam et al [5], indican que las estructuras de acero se han convertido en una herramienta indispensable en la industria de la construcción, esto debido al uso generalizado que tienen en la construcción de centros comerciales, edificios e industrias de todo tipo. Palacios et al [6], detallan que la arquitectura moderna está

definida por la geometría paramétrica, misma que exige una construcción con materiales más ligeros, con alta capacidad de moldeo y mayor resistencia, esto se logra a través del empleo de acero estructural. Jiang et al [7], describen que las estructuras de acero prefabricadas tienen un excelente desempeño estructural, estas se realizan a través de una producción industrializada y estandarizada que permite minimizar el consumo de energía y la contaminación ambiental durante su proceso constructivo.

Pérez et al [11], revisan la seguridad estructural en las construcciones ante un ambiente sísmico realizando un análisis a varias estructuras de diferentes usos que se encuentran ubicadas en la ciudad de México, se presentan los criterios básicos de diseño estructural y cómo los reglamentos de construcción intentan establecer cuál debe ser el desempeño de las estructuras ante acciones de distinta intensidad y frecuencia. En los criterios básicos de diseño por desempeño se establecen ciertos objetivos de desempeño de las estructuras ante distintos niveles de la intensidad de la acción sísmica, presentándose diferentes casos como por ejemplo: sismos de intensidad baja y con mucha frecuencia (la estructura debe seguir operando sin daños), sismos ocasionales (la estructura pueda ser utilizada, aunque haya sufrido daños menores en elementos no estructurales), sismos de intensidades elevadas y poco frecuentes (la estructura debe mantenerse en pie para garantizar la vida de sus ocupantes). Como resultado se deduce que la seguridad de las estructuras, y por tanto de la población ante la acción de un sismo intenso tiene que ver con un complejo sistema que está integrado por muchos grupos de interés: el estado rector, los desarrolladores, los que producen las normas, los diseñadores, los que construyen, verifican e inspeccionan las obras y los usuarios.

Tapia et al [12], en su investigación concluyen que la intención básica de los reglamentos para el diseño sísmico ha sido proveer los criterios que garanticen que los edificios tengan la capacidad de resistir cargas sísmicas intensas sin llegar al colapso. Hernández et al [13], nos indican que el mecanismo de prevención de colapso de la mayoría de reglamentos de diseño sismorresistente de varios países promueven como aceptable que una estructura quede muy dañada y prácticamente inservible.

Las condiciones actuales de Ecuador como del mundo demandan un diseño altamente eficaz ante la carga de viento y sismo, producto de ello es importante la aplicación correcta de normas y estudios recientes en el diseño de estructuras metálicas. Ruiz et al [14], mencionan que “Las estructuras ubicadas en zonas de alto peligro sísmico no son expuestas a un solo evento, sino a una secuencia sísmica conformada por precursores - evento principal - réplicas”, lo que conlleva a ser necesario el correcto desarrollo del diseño estructural, que nos permita afrontar de manera adecuada estos eventos sísmicos. Valenzuela et al [15], indican que nuestro entendimiento del fenómeno sísmico ha mejorado significativamente en los últimos años, este avance debe ser ubicado en el contexto de estimaciones más precisas de la respuesta de estructuras, ya que es un aspecto fundamental para el diseño apropiado de las mismas. Castañeda, et al [16], nos muestran los resultados reales obtenidos luego de un sismo en el cual se verificaron las condiciones en las cuales quedaron las edificaciones en Ecuador construidas con acero estructural y steel-deck en las cuales no se apreciaron abofados de losas por pérdida de estabilidad en su plano y fueron pocas las pérdidas de estabilidad local en vigas metálicas y losas colaborantes.

Mohie et al [17], detallan que una de las solicitaciones más importantes a las cuales está sometida una estructura, así como la que ha generado más afectaciones a las mismas es la carga sísmica, producto de ella se han generado colapsos y daños relevantes en sus elementos, es por ello que la consideración apropiada de la aplicación de la carga en el diseño es relevante para contar con estructuras que soporten este tipo de eventos y que mantenga sus propiedades de flexión y no se comporten de forma rígida.

Vielma et al [18], desarrollan el análisis de incremento dinámico que se ha empleado en el último tiempo para determinar la máxima resistencia aplicada a varios edificios sometidos a terremotos de intensidad variable en el Ecuador. Para lo cual se ha incrementado progresivamente las amplitudes de los acelerogramas empleados como excitación dinámica, bajo la aplicación del procedimiento numérico de evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras con la finalidad de evaluar los valores del factor de comportamiento, postulados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el proyecto sismorresistente de pórticos especiales de acero resistentes a

momentos, del análisis desarrollado se determina que algunos de los factores de comportamiento del citado código no permiten alcanzar las prestaciones de proyecto, siendo altos para el grupo de prestaciones de edificios bajos con luces de vanos grandes (6 metros) proyectados conforme al procedimiento con base en aceleraciones, produciendo un comportamiento no seguro frente a la acción de terremotos fuertes, por lo cual se debería considerar factores menores a los establecidos en la norma.

Fuentes et al [2], realizan consideraciones acerca del diseño sismorresistente de edificios de acero para lo cual se analizaron las principales normativas para el diseño sismorresistente de edificaciones de acero provenientes de países desarrollados, tanto económicamente como en tecnología, que han sido afectados por sismos, la norma ANSI/AISC 360-16 (American National Standards Institute/ American Institute of Steel Construction) es la norma que establece las especificaciones para diseñar estructuras de acero, en el caso del diseño sismorresistente se incorporan además los requerimientos de la ANSI/AISC 341-16 provisiones sísmicas para edificios de acero estructural y la ANSI/AISC 358-16, que analiza las conexiones precalificadas. Las especificaciones para construcciones de acero vigentes en Estados Unidos (AISC-2016) consideran dos métodos generales de diseño: el método de las tensiones admisibles (ASD), y el método de factores de carga y resistencia (LFRD) en esta investigación se logró concluir tras la revisión de las normativas que los manuales de construcción en acero del AISC son las herramientas disponibles más completas para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero para edificios.

El método de diseño más empleado en estructuras de acero es el LFRD (Load and Resistance Factor Design) por su traducción “Diseño por factores de carga y resistencia”, este método se fundamenta en los conceptos de estados límites, en el que se describe una condición en que la estructura o alguna parte de ella ha dejado de cumplir su función. Pinarbasi et al [19], comparan las pautas para elementos de compresión de acero de acuerdo con AISC 360 - 16 y EC 3 (Eurocódigo), este estudio tiene como objetivo comparar en detalle las pautas de diseño básicas dadas en ambas especificaciones, dado que los alcances de ambas especificaciones son considerablemente amplios. Aunque las definiciones y los valores límite para las relaciones de ancho - espesor de los elementos en compresión varían en ambos

documentos, la mayoría de las secciones las clasifican como elementos delgados de acuerdo con AISC 360 - 16 de igual forma en EC3. Como conclusión principal de esta investigación se ha determinado que los valores de diseño dados en AISC 360 - 16 para el módulo de elasticidad y módulo de corte de acero estructural son aproximadamente un 5% más pequeñas que las indicadas en EC 3.

En el diseño estructural de vigas y columnas de acero es indispensable considerar todas las solicitaciones a las que se verán sometidos estos elementos. Hazel et al [20], manifiestan que “Las estructuras de las naves industriales metálicas son proyectadas y construidas para soportar y resistir las solicitaciones de fuerzas axiales, momentos y cortantes; los cuales son producidos por el peso propio de la estructura, el uso que se hace de ella y las fuerzas de la naturaleza”. En el diseño LRFD el estado límite se puede catalogar en dos tipos, los de resistencia y los de servicio que son el comportamiento de la estructura bajo cargas normales de servicio las mismas que tienen que ver con el uso y la ocupación. Rahmani et al [21], tratan sobre el análisis y diseño de estructuras de acero, enfocado principalmente en la carga sísmica, debido a que esta produce una fuerza cortante que se genera en la unión de viga – columna, para el diseño de estos elementos estructurales se emplea el método de LRFD, detallado en la norma AISC.

El desarrollo informático y científico ha permitido alcanzar grandes metas en diversas áreas de la construcción, es así que en la actualidad se cuenta con un sin número de softwares aplicados al diseño de elementos estructurales. Hortencio, et al [8], generaron una herramienta computacional en el software, el cual permite al usuario contar con una base de datos de las dimensiones y propiedades principales de vigas, columnas, placas y pernos, facilitando la obtención de perfiles optimizados a partir de perfiles comerciales aplicados al diseño de las uniones viga-columna. De esta forma se puede observar que la aplicación del software, se ha convertido en un icono para la ejecución de diseños estructurales de diferentes tipos. Cedeño, et al [9], elaboran un software de diseño para perfiles de acero en el software Mathcad, mismo que permite desarrollar el proceso de programación de forma similar a cualquier lenguaje de programación existente y manifiestan “Con el desarrollo de esta herramienta computacional, un estudiante puede concentrarse en el proceso de revisión de perfiles

de acero por flexión y cortante sin realizar los cálculos numéricos involucrados”. Pilatasig, et al [10], elaboran un sistema informático CEINCI-LAB para el análisis de diferentes tipos de estructuras, permitiendo de esta manera conocer las características y el comportamiento de una estructura que se encuentre expuesta a cargas sísmicas, todo ello con la finalidad de aportar a la prevención de fuertes daños en edificaciones existentes y mejorar los diseños existentes, sin embargo tanto el software desarrollado en Mathcad como el sistema informático CEINCI-LAB, son de uso restringido para estudiantes y profesionales debido a su costo.

Por lo expuesto en todas las investigaciones anteriores se determinó emplear el método LRFD para el diseño de vigas y columnas de acero, aplicando la norma AISC, debido a que en ella se establecen todas las especificaciones necesarias para el diseño de estructuras de acero.

## **2.2.FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.**

### **2.2.1. Acero estructural.**

El acero estructural en la actualidad se considera como uno de los materiales de construcción más importante a nivel mundial. Dentro de las características más relevantes del acero podemos destacar las siguientes: bajo peso, resistencia alta a la tracción, compresión, momento flector y su facilidad para ser empleado en la construcción de edificaciones de luces grandes. Adicionalmente su versatilidad y control durante su fabricación han incrementado su uso [2].

Los aceros estructurales pueden fortalecerse mediante la adición de aleaciones especiales. Un factor importante a considerar en el acero es su resistencia, misma que puede ser afectada por el espesor del mismo, puesto que mientras más se rola el acero para hacerlo más delgado, este adquiere mayor resistencia. Es así que los miembros más gruesos tienden a ser más frágiles, y sus tasas de enfriamiento más lentas produciendo que el acero tenga una microestructura más áspera.



### **2.2.2. Aceros estructurales modernos.**

Al modificar los porcentajes de carbono en el acero, que por lo general corresponden a valores menores al 0.5% en peso e incorporar elementos químicos como el silicio, níquel, manganeso y cobre, se pueden cambiar en gran magnitud las propiedades del acero, puesto que estos elementos al ser incorporados de forma considerable producen un acero de tipo aleado.

Es por ello que la ASTM (American Society for Testing and Materials) especifica cuáles son los porcentajes precisos máximos permitidos en los aceros estructurales correspondientes a los elementos químicos carbono, manganeso, silicio, etc., todo ello bajo la consideración de la relevancia de su composición química respecto a los efectos que genera sobre sus propiedades, entre las cuales se pueden destacar la soldabilidad, resistencia a la fractura y a la corrosión, entre otras. Se debe recalcar además que no solo su composición química afecta las propiedades del material, puesto que también se debe considerar el proceso de laminado, sus esfuerzos y el tratamiento térmico al cual es expuesto.

### **2.2.3. Clasificación de los aceros estructurales.**

Podemos considerar que las agrupaciones de los aceros estructurales principales de la ASTM son:

- Aceros al carbono A36, A53, A500, A501 y A529.
- Aceros de baja aleación y de alta resistencia A572, A618, A913 y A992.
- Aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica A242, A588 y A847 [22].

#### **2.2.3.1. Acero al carbono.**

Los aceros al carbono son aquellos que se encuentran constituidos por los siguientes elementos, cuyas cantidades máximas son de: 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso,

0.60% de silicio y 0.60% de cobre. Estos aceros estructurales se dividen en cuatro categorías considerando el porcentaje de carbono.

- Acero de bajo contenido de carbono <0.15%.
- Acero dulce al carbono 0.15 a 0.29%. (El acero estructural al carbono queda dentro de esta categoría).
- Acero medio al carbono 0.3 a 0.59%.
- Acero con alto contenido de carbono 0.60 a 1.70%.

#### **2.2.3.2. Acero de baja aleación y alta resistencia.**

Estos aceros estructurales presentan mayor resistencia a la corrosión que los aceros al carbón, puesto que a diferencia de ellos, estos aceros estructurales obtienen su elevada resistencia y demás propiedades por efecto de la adición de diferentes sustancias químicas, puesto que a más de contar con carbono y manganeso se incorporan al mismo el cromo, cobre, cromo vanadio, silicio, níquel, entre otros que se consideran agentes aleantes, y que al considerarse de baja aleación no exceden el porcentaje de la composición total del acero [22].

#### **2.2.3.3. Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica.**

Como su nombre lo indica estos aceros estructurales son altamente resistentes a la corrosión y son empleados en su gran mayoría en procesos constructivos en los cuales la estructura se encuentra expuesta a la atmosfera y se presenta el impedimento de cubrir al acero con pintura anticorrosiva, es así que cuando este tipo de acero es expuesto a la atmosfera, su superficie se oxida, formando una capa adhesiva comprimida conocida como “pátina bien adherida” o “capa de óxido”, producto de los ciclos de humedad y sequedad, que impide un mayor grado de oxidación al ya obtenido, dependiendo de la exposición, al pasar un periodo de 18 meses a 3 años el acero adquiere un color que varía del rojo oscuro al café y al negro.

Es importante señalar que estos aceros no son recomendables para conformas estructuras que se encuentren expuestas a la atmosfera de brisas marinas, nieblas o que estén continuamente sumergidos en agua (dulce o salada) o el suelo, o donde existan humos industriales muy corrosivos [22].

#### 2.2.4. Diagrama esfuerzo – deformación del acero estructural.

El diagrama esfuerzo-deformación nos permite obtener información muy valiosa necesaria para entender cómo se comporta el acero ante una situación dada. Se denomina límite proporcional al mayor esfuerzo para el que todavía es válida la ley de Hooke, o el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación. El límite elástico es el mayor esfuerzo que puede resistir un material sin deformarse permanentemente.

Es importante mencionar que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica misma que le permite resistir sobrecargas e impactos repentinos, impidiendo que se fracture repentinamente [22].

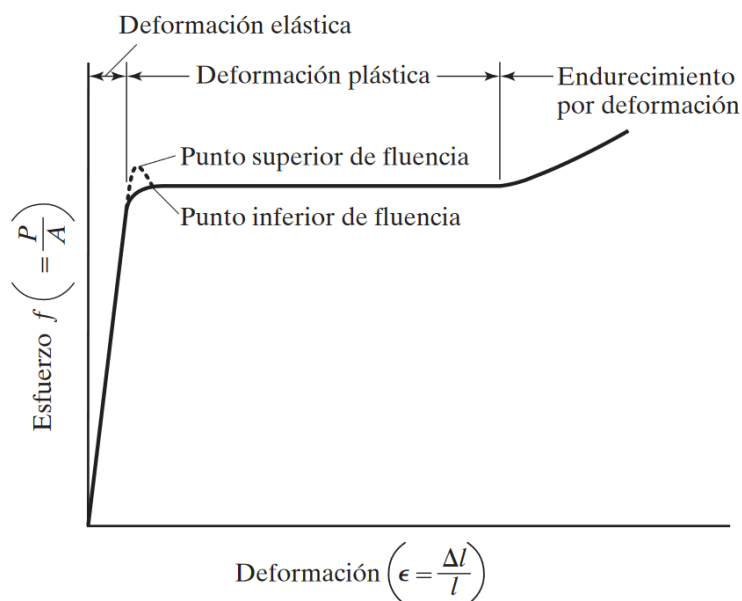


Figura 1. Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce a temperatura ambiente. [22]

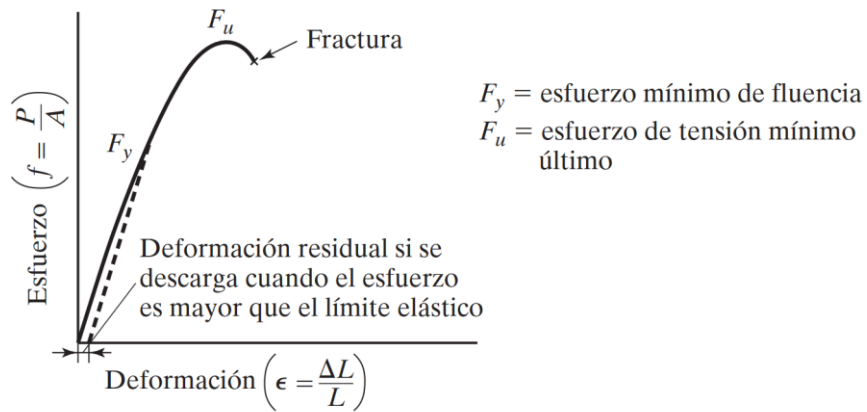


Figura 2. Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero frágil. [22]

## 2.2.5. Propiedades del acero.

### 2.2.5.1. Esfuerzo de fluencia, $F_y$ .

Es el valor para el cual las deformaciones se incrementan visiblemente sin existir un aumento de la carga aplicada exteriormente al elemento. En general el valor correspondiente a  $F_y$  es inversamente proporcional a la ductilidad del acero estructural. Los aceros estructurales actuales están disponibles con esfuerzos de fluencia de 32 ksi a 150 ksi.

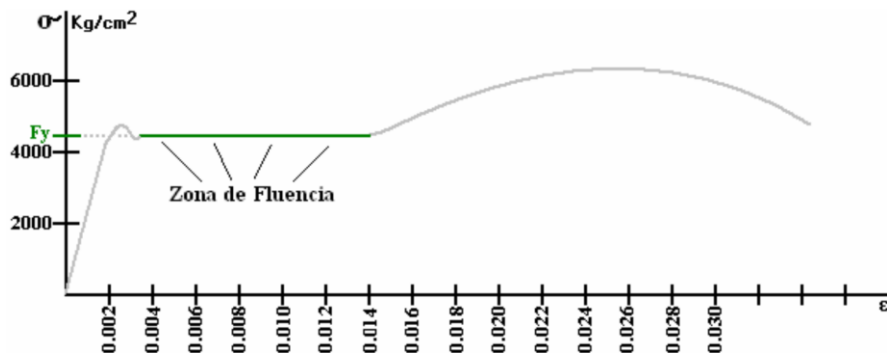


Figura 3. Zona de fluencia del acero estructural. [23]

### 2.2.5.2. Límite de proporcionalidad, $F_p$ .

Corresponde al esfuerzo máximo para el cual es válida la ley de Hook, es decir las secciones sometidas a flexión, secciones planas antes de la deformación, se mantienen planas después de la deformación.

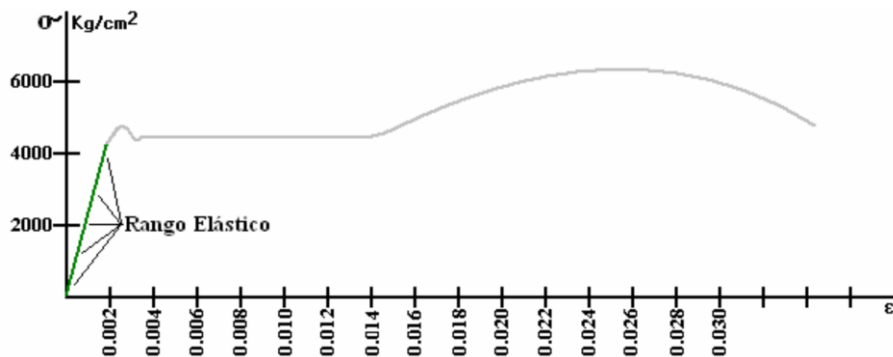


Figura 4. Rango elástico del acero estructural. [23]

### 2.2.5.3. Esfuerzo de ruptura del acero, $F_u$ .

Se considera como la carga máxima alcanzada ante la prueba de tracción monoaxial, la relación  $F_u / F_y$  mide la reserva de la resistencia, bajo determinadas condiciones de carga.

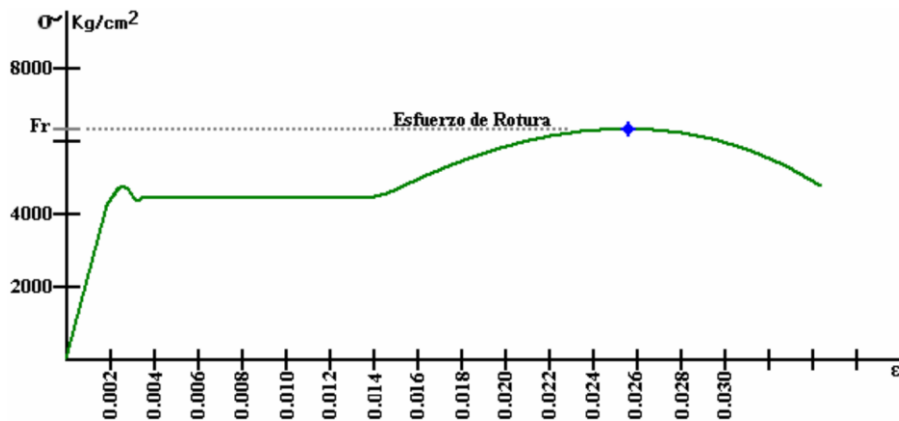


Figura 5. Esfuerzo de agotamiento. [23]

#### 2.2.5.4. Ductilidad.

Corresponde a la capacidad de un material para ser sometido a grandes deformaciones sin quebrarse, es así que el acero puede soportar grandes deformaciones ya sea a tensión o a compresión antes de fallar, su ductilidad le permite fluir en los puntos donde puede ocurrir una falla prematura.

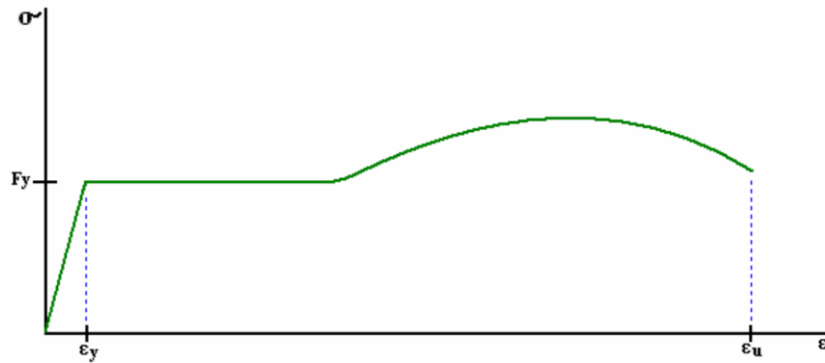


Figura 6. Deformaciones unitarias de fluencia y última. [23]

#### 2.2.5.5. Módulo de elasticidad longitudinal (E).

También denominado Módulo de Young corresponde a la pendiente del diagrama esfuerzo - deformación de la región elástica, considerado como una medida de la rigidez del material dentro del dominio elástico.

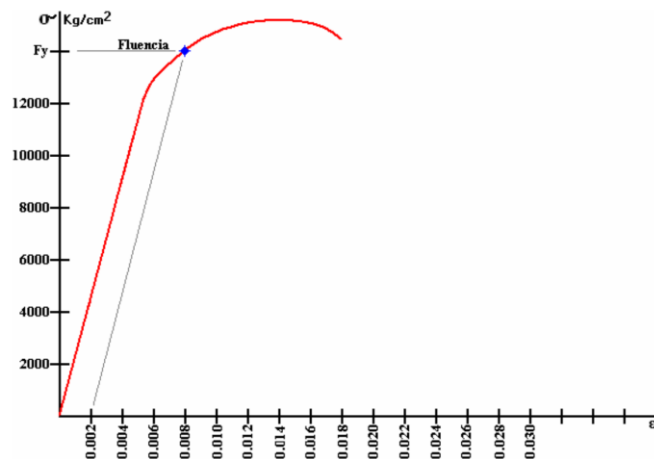


Figura 7. Módulo de elasticidad de acero. [23]

#### **2.2.5.6. Coeficiente de poisson ( $\mu$ ).**

Se considera como la relación entre la deformación en dirección transversal y longitudinal del elemento solicitado por tensión axial. Para el acero en rango elástico es de alrededor de  $\mu= 0,3$  y de 0,5 en el rango plástico.

#### **2.2.5.7. Módulo de elasticidad por cortante G.**

También denominado módulo de rigidez es la razón entre el cortante y la deformación unitaria cortante que se produce dentro del límite elástico. En lo correspondiente a aceros los valores de G varían entre 11 500 ksi a 12 000 ksi.

#### **2.2.6. Ventajas del acero en estructuras.**

El acero estructural es un material muy empleado en el sector de la construcción, siendo, en la actualidad el material más versátil, puesto que proporciona varias ventajas frente a otros materiales empleados en la construcción, principalmente una mayor relación de resistencia y rigidez por unidad de volumen, siendo un material homogéneo y que conserva sus propiedades mecánicas y físicas al paso del tiempo, estas y otras ventajas se detallan a continuación.

- Su alta resistencia permite que su peso sea más bajo; lo que genera una gran ventaja en la construcción de edificaciones grandes.
- Puede alcanzar un tiempo de vida largo, todo ello si se considera un adecuado mantenimiento del mismo.
- Soporta grandes esfuerzos y deformaciones sin llegar a fallar.
- El acero es un material tenaz puesto que resiste fuerzas aun en su estado deformado, es así que se considera muy beneficioso para la elaboración y el montaje de estructuras de acero.
- Su facilidad y rapidez de conexión.
- Pueden ser reutilizados o fundidos para contar con tratamiento adecuado que permita su re utilización.

### **2.2.7. Desventajas del acero.**

Entre las principales desventajas del acero se puede considerar las detalladas a continuación:

#### **2.2.7.1. Corrosión.**

Al exponerse el acero estructural a las condiciones atmosféricas, es propenso a la corrosión, lo que produce la necesidad de pintar la estructura periódicamente para su protección, aunque en la actualidad se puede emplear el uso de aceros intemperizados que no requieren la intervención de pintura para su conservación.

#### **2.2.7.2. Costo de la protección contra el fuego.**

La resistencia de los miembros estructurales se reduce considerablemente ante el fuego, considerando este de alto nivel como al que se llega en caso de un incendio, adicional a ello una de las propiedades del acero es la conducción, por lo cual el acero se convierte un buen conductor de calor por lo que pueden compartir el calor a otros miembros de la edificación o a otros edificios adyacentes. Razón por la cual el edificio debe ser protegido con materiales aislantes o con rociadores que cumplan los requisitos de seguridad del código de construcción.

#### **2.2.7.3. Pandeo elástico.**

Al contar con miembros estructurales de largas dimensiones o cuya esbeltez es alta, estos son más propensos al pandeo.

Otras desventajas:

- Transmisión de ruidos entre un edificio y otro.
- Se requiere el empleo de mano de obra especializada.
- Alto costo del equipo de izaje.



### 2.2.8. Diseño sismo resistente de edificaciones de acero estructural.

Es primordial considerar que los sismos son eventos que poseen baja probabilidad de ocurrir, sin embargo, las consecuencias que estos generan respecto a la destrucción de edificaciones son elevadas. Razón por la cual el diseño de estructuras sismorresistentes es particularmente distinto al diseño que se produce para otro tipo de acciones.

Es así que se debe considerar que los códigos de diseño estructural establecen requerimientos mínimos que conllevan a salvaguardar las vidas humanas evitando el colapso parcial o total de la estructura, razón por la cual se emplea el reglamento AISC 341 [24], al igual que la NEC (Norma Ecuatoria de la Construcción) 2015. [25]

Vale la pena recalcar que la disipación de energía, así como el comportamiento dúctil de la estructura de acero al verse afectada por las acciones sísmicas, únicamente puede lograrse si los miembros que la componen son adecuadamente diseñados y se cumplen los códigos de diseño.

### 2.2.9. Pórticos no arriostrados.

También denominados pórticos resistentes a momento, cuya principal característica es la disipación de energía, y están conformados por vigas y columnas conectadas entre sí por soldaduras, pernos o ambos y se encuentran sometidos a esfuerzos de corte y momentos flectores.

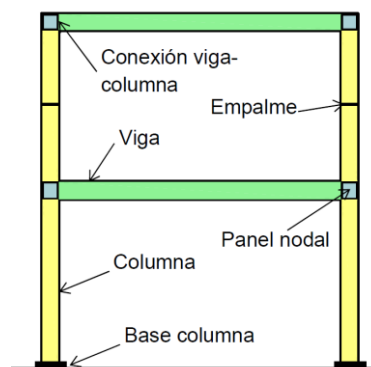


Figura 8. Componentes estructurales de un pórtico no arriostrado. [26]

En el diseño de este tipo de pórticos es fundamental asegurar que la viga pueda desarrollar su capacidad a flexión.



Figura 9. Estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial. [26]

#### 2.2.10. Comportamiento estructural de los pórticos no arriostrados.

En cuanto a la acción sísmica los momentos flectores desarrollan sus valores máximos en los extremos de vigas y columnas, donde pueden formarse rótulas plásticas para permitir la disipación de energía por fluencia del acero, permitiendo que en el extremo de la viga se formen rotulas plásticas, haciendo que las columnas mantengan su rango elástico [26].

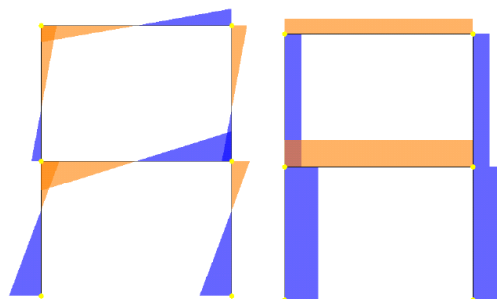


Figura 10. Diagramas típicos de momentos flectores y esfuerzos de corte en un pórtico sometido a la acción sísmica. [26]

### **2.2.11. Pórticos no arriostrados especiales a momento.**

Este tipo de pórticos presentan una elevada ductilidad y capacidad de disipación de energía, diseñándose con un factor de respuesta sísmica elevada, esperando que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas por efecto de la flexión, la estructura debe ser diseñada para limitar la distorsión del panel nodal, evitando que en las columnas de la edificación se presenten rotulaciones y se controle así los efectos del pandeo local.

### **2.2.12. Método LRFD.**

Este método se basa en los conceptos de estados límites; es decir las condiciones en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función. Existen dos estados de servicio, el de resistencia, que se fundamenta en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluye las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.; y el de servicio, que tiene que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexión excesiva, deslizamiento, vibraciones y agrietamientos. La estructura no sólo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o trabajo en forma tal, que se cumpla con los requisitos de los usuarios de la misma [26].

### **2.2.13. Factores de carga.**

En el método LRFD, las cargas de servicio se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad que son casi siempre mayores que 1.0 y se obtienen las “Cargas factorizadas” usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas, así:

$$U = 1.4D \quad \text{Ec.1}$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{Ec.2}$$

$$U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W) \quad \text{Ec.3}$$

$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{Ec.4}$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad \text{Ec.5}$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad \text{Ec.6}$$

$$U = 0.9D + 1.0E \quad \text{Ec.7}$$

Donde:

U = Carga mayorada.

D = Carga permanente.

E = Carga de sismo.

L = Sobrecarga (carga viva).

Lr = Sobrecarga cubierta (carga viva).

S = Carga de granizo.

W = Carga de viento.

#### **2.2.14. Factores de resistencia.**

Estos factores multiplican la resistencia teórica lo que permite la consideración de incertidumbres producidas por los distintos tipos de cálculos, dimensiones, materiales,

entre otras. Los valores a considerar por este factor dependen de la sollicitación actuante y del tipo de componente de la estructura.

A continuación, se presentan los valores del factor de resistencia para conexiones:

TABLA 1. VALORES DEL FACTOR DE RESISTENCIA PARA CONEXIONES. [26]

<b>Caso</b>	<b>Estado límite de resistencia</b>	<b>Factor de resistencia</b>
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	0,9
	Rotura en el área neta	0,75
Miembros compactos	Pandeo flexional	0,9
	Pandeo torsional o flexo-torsional	
	Pandeo local	
Miembros flexionados	Fluencia	0,9
	Pandeo lateral-torsional	
	Pandeo local de ala	
	Pandeo local de alma	
	Fluencia por compresión o tracción del ala	
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0,9
	Pandeo del alma	

### 2.2.15. Ventajas del método de diseño LRFD.

- El método LRFD permite que ante diferentes condiciones de carga se pueda contar con márgenes de seguridad confiable y uniforme, permitiendo que el factor de seguridad sea más preciso ante diferentes tipos de cargas y combinaciones de las mismas.
- El diseñador cuenta con mayor información sobre el comportamiento real de la estructura.

- Se cuenta con una mejor representación del comportamiento estructural real al obtener resistencias nominales en términos de fuerzas en vez de esfuerzos.

#### **2.2.16. Predimensionamiento de vigas secundarias.**

En el predimensionamiento de vigas es importante definir la condición de apoyo entre las vigas secundarias y vigas principales, estas pueden ser consideradas como simplemente apoyadas [27].

El predimensionamiento de vigas está directamente relacionado a la luz y a la carga que actúan sobre ellas, el primer paso para el predimensionamiento de vigas secundarias es la determinación de los valores de cargas.

##### **2.2.16.1. Carga Muerta.**

La carga muerta es un tipo de carga que estará durante toda la vida útil de la estructura, hay dos tipos de cargas, el primero es la carga muerta de los elementos estructurales y la segunda son las cargas permanentes. Las cargas muertas de los elementos son: el peso propio de vigas, columnas, losas y cualquier otro elemento que esté de manera constante sujeta a la estructura, las cargas permanentes son las cargas de enlucidos, mampostería, recubrimientos y demás.

##### **2.2.16.2. Carga Viva.**

La carga viva se define por el tipo de uso que se va a dar al edificio. Se toma en cuenta los pesos que actuarán sobre la estructura, así como de las personas, muebles, equipos y todas las cargas transitorias que actuarán sobre ella. Debido a que las cargas son temporales es más difícil estimarlas ya que puede variar durante la vida útil de la estructura. Para cubrir estas incertidumbres las normas de construcción proporcionan cargas factoradas con un coeficiente de mayoración más alto.

### 2.2.16.3. Carga Mayorada.

Definidas las cargas se procede a su mayoración, empleando la combinación de carga que se encuentra en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC – SE – CG), misma que corresponde a la combinación 2 del método AISC – LRFD. [1]

$$U = 1.2D + 1.6L \quad \text{Ec.8}$$

### 2.2.16.4. Ancho cooperante.

Se determina calculando las áreas de aporte que existen a ambos lados de la viga secundaria en análisis.

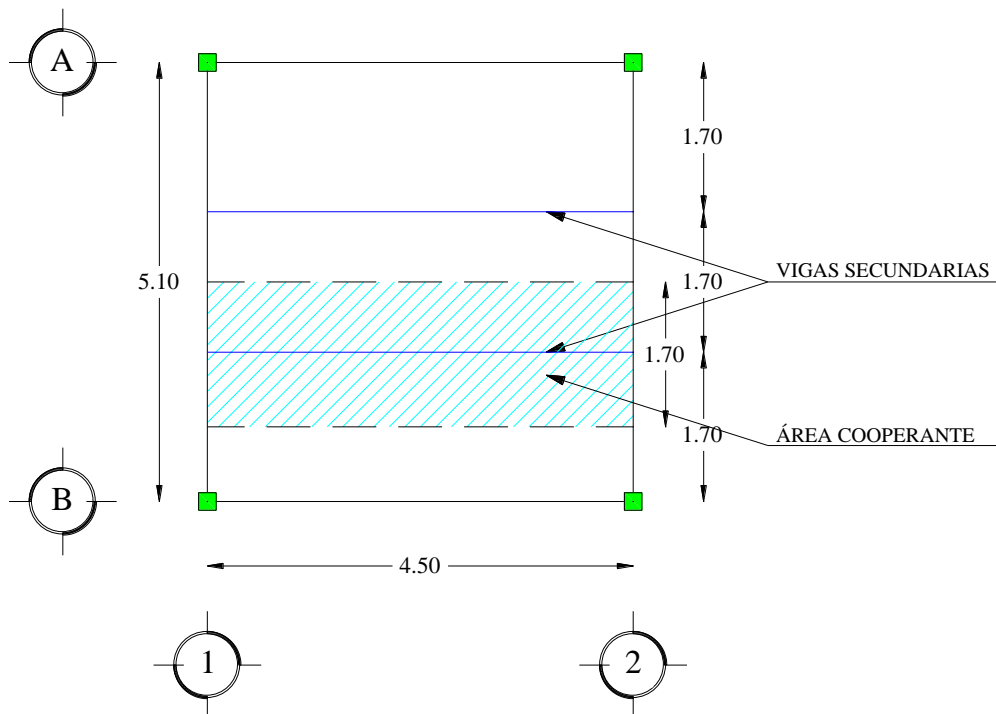


Figura 11. Ancho cooperante de una viga metálica secundaria.

### 2.2.16.5. Carga por longitud uniformemente distribuida.

Se obtiene multiplicando la carga mayorada (U) por el valor del ancho cooperante de la viga secundaria.

$$q_u = U * \text{ancho cooperante} \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

$q_u$  = Carga por longitud uniformemente distribuida.

### 2.2.16.6. Momento máximo y reacciones en los apoyos.

Una vez determinado el valor de carga por longitud uniformemente distribuida, se procede a realizar el cálculo del momento máximo positivo y de las reacciones en los apoyos, estas reacciones generadas en las vigas secundarias serán transmitidas a las vigas principales, el cálculo de estos valores se los puede realizar empleando las fórmulas directas.

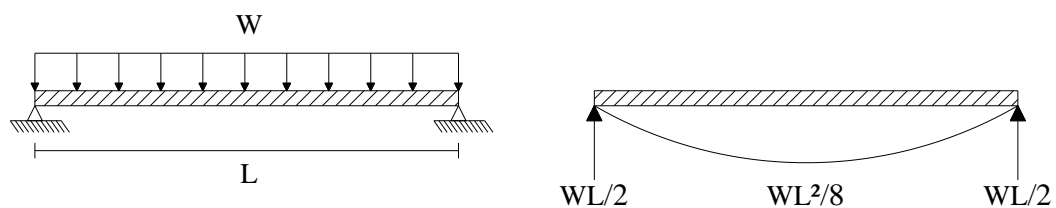


Figura 12. Viga simplemente apoyada.

$$M_u = \frac{w * L^2}{8} \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

$M_u$  = Momento máximo.



W = Carga distribuida.

L = Longitud de viga.

$$R = \frac{w*L}{2} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

R = Reacción en los apoyos.

#### **2.2.16.7. Módulo plástico requerido.**

Empleando la siguiente fórmula se calcula el valor del módulo plástico requerido, para satisfacer las solicitaciones a las que se encuentra sometida la viga secundaria.

$$Z_{x_{req}} = \frac{Mu}{\phi_b * f_y} \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

$Z_{x_{req}}$  = Módulo plástico requerido.

$f_y$  = Límite de fluencia del acero.

De las tablas publicadas por la norma AISC – LRFD [1] se selecciona el elemento comercial con un módulo plástico similar al calculado.

Es importante tener en cuenta que las tablas publicadas en el AISC se encuentran en unidades inglesas y para elementos laminados en caliente, por lo que se debe realizar la transformación de unidades.

A continuación, se indican algunos criterios necesarios para la selección de la sección de una viga.

- Es importante seleccionar el perfil más liviano pero que a su vez satisfaga la demanda de esfuerzo necesario.
- Es necesario tener en cuenta los criterios para limitar las deflexiones, ya que al existir deflexiones excesivas estas pueden generar daños en los elementos adyacentes.
- Se debe escoger un peralte adecuado de la viga, para así evitar las vibraciones que se general con el tránsito peatonal.

Las secciones que encontramos en el AISC son fáciles de obtener en Estados Unidos, pero en ciertos países como Ecuador solo se puede encontrar algunos de estos, sin embargo, se debe mencionar que el diseñador puede plantear una viga armada, conformada por placas de acero para las alas y alma [27].

#### **2.2.17. Predimensionamiento de vigas principales.**

Las reacciones que se producen en las vigas secundarias son transmitidas a las vigas principales, estas a su vez las transfieren a las columnas y así a la cimentación. Los esfuerzos que se producen en la estructura son absorbidos a través de la continuidad de los elementos estructurales, estos son transmitidos de elemento a elemento a través de sus respectivas conexiones. En zonas de alto riesgo sísmico como Ecuador, es necesario realizar un diseño estructural capaz de resistir fuerzas gravitatorias y fuerzas sísmicas.

En el predimensionamiento de vigas principales se considera que las vigas secundarias se encuentran simplemente apoyadas sobre la viga principal, por lo que se asume que las vigas secundarias transmiten una carga puntual a la viga principal, el valor de esta carga es la reacción que se genera en las vigas secundarias [27].

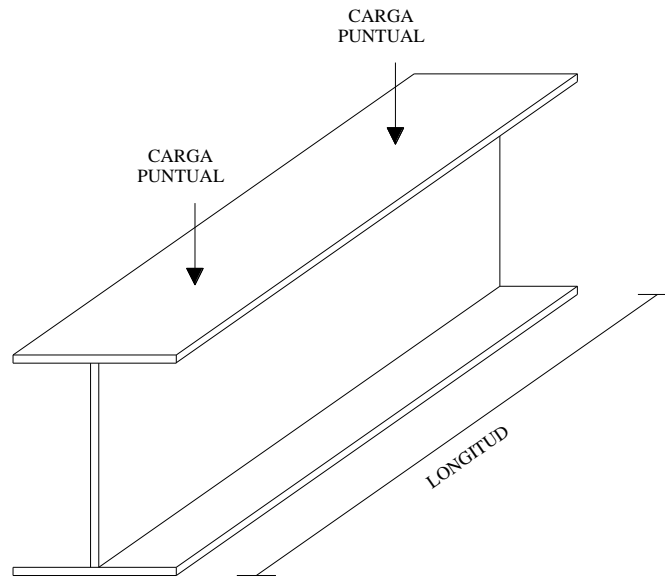


Figura 13. Cargas aplicadas sobre la viga principal.

Para el predimensionamiento se supondrán dos condiciones de apoyo, el primero será empotramiento perfecto y el segundo un apoyo articulado, la condición real de la estructura será una condición intermedia entre las dos.

### 2.2.17.1. Momentos de una viga con apoyo simple.

En el cálculo de momentos se empleará el modelo matemático de una viga simplemente apoyada, ya que esta genera mayores momentos que una viga empotrada. A continuación, se detallan las fórmulas directas para el cálculo.

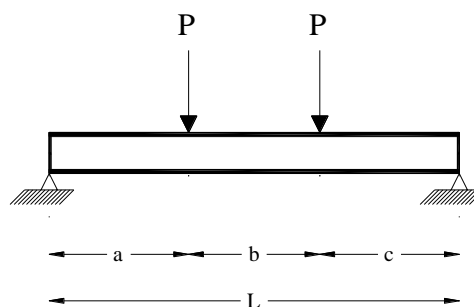


Figura 14. Viga simplemente apoyada. [27]

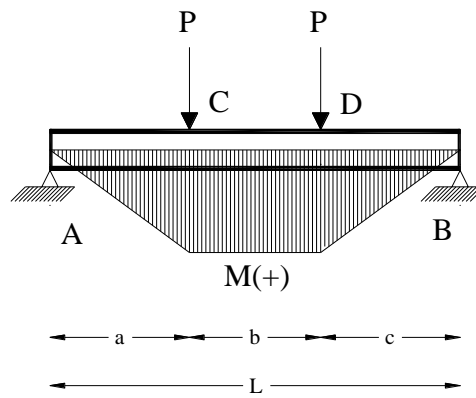


Figura 15. Diagrama de momentos de una viga apoyada. [27]

$$M_{C-D} = P * a \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

$M_{C-D}$  = Momento máximo.

$P$  = Carga puntual aplicada a la viga.

$a$  = Longitud entre el apoyo y la carga.

$$M_{A-C} = P * x \quad \text{Ec. 14}$$

Donde:

$M_{A-C}$  = Momento en cualquier lugar del tramo.

$$M_{D-B} = P(L - x) \quad \text{Ec. 15}$$

Donde

$M_{D-B}$  = Momento en cualquier lugar del tramo.

L= Longitud total.

### **2.2.17.2. Módulo plástico requerido.**

La siguiente fórmula nos permite determinar el valor del módulo plástico requerido para viga principal.

$$Z_{x_{req}} = \frac{Mu}{\phi_b * f_y} \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

$Z_{x_{req}}$  = Módulo plástico requerido.

Mu = Momento máximo.

$f_y$  = Límite de fluencia del acero.

Una vez determinado el valor de  $Z_{x_{req}}$  emplearemos las tablas AISC – LRFD [1] y se selecciona el elemento comercial con el módulo plástico más similar al calculado para la viga.

### **2.2.18. Predimensionamiento de columnas.**

En el predimensionamiento de columnas se utiliza el método descrito en la norma AISC – LRFD, es decir se emplea el método de carga concéntrica equivalente o de carga efectiva, reemplazando una carga axial ficticia en lugar de la carga axial y los momentos flectores, la carga equivalente (Pueq) equivale a la carga axial real de diseño más el momento de diseño, la carga equivalente debe tener una magnitud que produzca un esfuerzo igual al máximo esfuerzo producido por la carga axial y los momentos flectores.

### 2.2.18.1. Área cooperante.

Se debe seleccionar la columna que recibe mayor carga axial, esta puede ser alguna ubicada en el centro del tablero, el área cooperante es la mitad de las longitudes adyacentes a la columna en análisis.

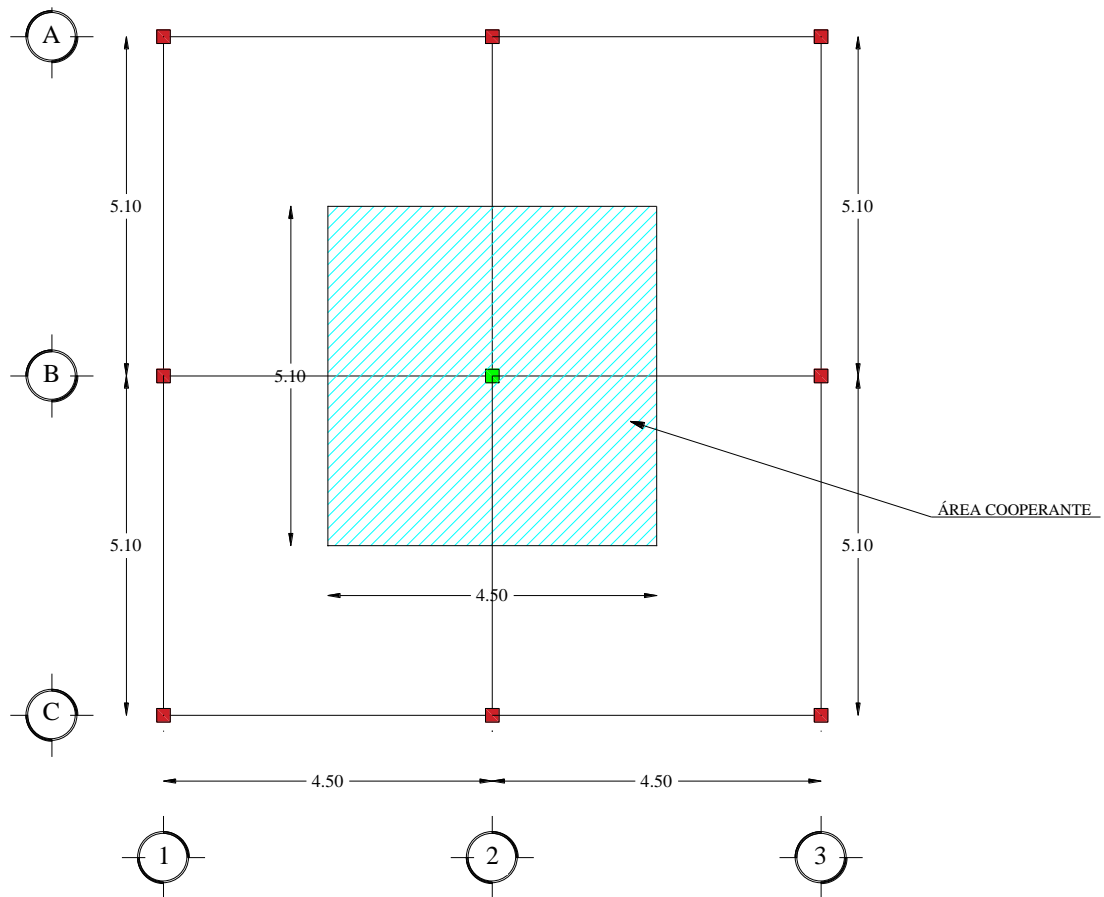


Figura 16. Área cooperante de una columna.

### 2.2.18.2. Carga Axial.

La carga axial se determina empleando la siguiente fórmula.

$$P_u = U * \text{área cooperante}$$

Ec. 17

Donde:

$P_u$  = Carga axial.

### **2.2.18.3. Esfuerzo crítico.**

La relación de esbeltez de un miembro es el cociente de longitud no soportada y su radio de giro mínimo, la relación de esbeltez efectiva de una columna promedio de 10 a 15 pies de longitud será aproximadamente de entre 40 y 60 [22].

Para el predimensionamiento podemos asumir una relación de esbeltez, y con este valor buscar en las tablas de la norma AISC – LRFD de esfuerzos críticos admisibles para elementos que trabajan solo a compresión y obtener el valor de esfuerzo crítico.

$$\frac{K \cdot l}{r} \qquad \text{Ec. 18}$$

Donde:

$K$  = Factor de longitud efectiva.

$l$  = Longitud.

$r$  = Radio de giro.

### **2.2.18.4. Área requerida.**

De los conceptos básicos de la resistencia de materiales podemos obtener la siguiente fórmula.

$$A_{req} = \frac{P_u}{\sigma} \qquad \text{Ec. 19}$$

Donde:

$A_{req}$  = Área requerida.

$P_u$  = Carga axial última.

$\sigma$  = Esfuerzo admisible a compresión.

Una vez determinado el valor de  $A_{req}$  empleamos las tablas AISC – LRFD, y se selecciona el elemento comercial con el área más similar al calculado para nuestra columna.

### **2.2.19. Diseño de vigas sección W.**

El diseño es un proceso de prueba – error, puesto que para los elementos estructurales (vigas, columnas) se debe realizar una interacción entre secciones hasta llegar a contar con las secciones optimas, de modo que sean seguras y satisfagan las especificaciones de la norma AISC 360 – 16. [1]

#### **2.2.19.1. Arriostramiento lateral.**

La determinación del arriostramiento lateral se lo realiza conforme a la norma AISC 341 [24], capítulo D, aplicando la siguiente fórmula.

$$L = 0.086 * r_y * \frac{E}{f_y} \quad \text{Ec. 20}$$

Donde:

$r_y$  = Radio de giro sobre el eje y.

$E$  = Módulo de elasticidad longitudinal o (Young).



$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

Y se procede a verificar la condición:

$$L_b \leq L \therefore CUMPLE$$

Donde:

$L_b$  = Longitud no arriostrada.

### **2.2.19.2. Relación ancho – espesor.**

Se debe verificar la relación ancho – espesor del elemento estructural (ala y alma), para determinar si dicho elemento es compacto o no compacto, conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo B tabla B4.1b, aplicando las siguientes fórmulas.

#### **Ala**

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad \text{Ec. 21}$$

Donde:

$b_f$  = Ancho de ala.

$t_f$  = Espesor de ala.

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 22}$$

Y se procede a verificar la condición:

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

$$\lambda \geq \lambda_p \therefore \text{NO COMPACTA}$$

### **Alma**

$$\lambda = \frac{h}{tw} \quad \text{Ec. 23}$$

Donde:

h = Distancia libre entre alas.

tw = Espesor de alma.

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad \text{Ec. 24}$$

Y se procede a verificar la condición:

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

$$\lambda \geq \lambda_p \therefore \text{NO COMPACTA}$$

Una vez determinadas si las secciones son compactas o no compactas se procede a emplear el capítulo F de la norma AISC 360 – 16 [1], en el cual se detallan las secciones a emplear.

Sección F2 para ala compacta y alma compacta.

Sección F3 para ala no compacta y alma compacta.

El código AISC 341 [24], manifiesta que las vigas deben ser sísmicamente compactas, para lo cual la relación ancho – espesor debe ser la máxima y de esta forma el elemento estructural incursiona en el rango elástico.

### **2.2.19.3. Resistencia nominal en flexión para miembros compactos.**

La resistencia nominal en flexión es el menor valor obtenido de los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral torsional.

#### **Fluencia.**

Los primeros cálculos a realizar en este tipo de condición es la determinación de la fluencia, para la cual aplicamos la siguiente fórmula:

$$M_n = M_p = f_y * Z_x \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

$M_n$  = Momento nominal.

$M_p$  = Momento plástico.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

$Z_x$  = Módulo de sección plástico en torno al eje x.

#### **Pandeo lateral torsional.**

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 26}$$

Donde:

$r_y$  = Radio de giro sobre el eje y.

Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ec. 27}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x}} \quad \text{Ec. 28}$$

Nota:  $c = 1$ , para secciones I con doble simetría.

Donde:

$J$  = Constante torsional de St. Venant.

$S_x$  = Módulo de sección elástica en torno al eje x.

$h_o$  = Distancia entre los centroides de las alas.

$I_y$  = Momento de inercia sobre el eje y.

$C_w$  = Constante torsional de alabeo.

Y se procede a verificar la condición:

a) Cuando.

$$L_b \leq L_p$$

El estado límite de pandeo lateral – torsional no aplica.

b) Cuando.

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ec. 29}$$

Nota: Para miembros con simetría doble el valor de  $C_b = 1.0$ .

Donde:

$C_b$  = Gradiente de momento.

$L_b$  = Longitud no arriostrada.

$L_p$  = Longitud no arriostrada estado límite de fluencia.

$L_r$  = Longitud no arriostrada estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

c) Cuando.

$$L_b > L_r$$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad \text{Ec. 30}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c}{S_x * h_o} * \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad \text{Ec. 31}$$

Donde:

$F_{cr}$  = Tensión crítica.

#### 2.2.19.4. Resistencia nominal en flexión para miembros con alma compactas y alas no compactas.

La resistencia nominal de flexión,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de pandeo lateral torsional y pandeo local del ala en compresión, los cuales se detallan a continuación.

**Flexión.**

$$M_n = M_p = f_y * Z_x \quad \text{Ec. 32}$$

**Pandeo lateral torsional.**

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 33}$$

Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ec. 34}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x}} \quad \text{Ec. 35}$$

Y se procede a verificar la condición:

a) Cuando.

$$L_b \leq L_p$$

El estado límite de pandeo lateral – torsional no aplica.

b) Cuando.

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ec. 36}$$

Nota: Para miembros con simetría doble el valor de  $C_b = 1.0$ .

Donde:

$C_b$  = Gradiente de momento.

$L_b$  = Longitud no arriostrada.

$L_p$  = Longitud no arriostrada estado límite de fluencia.

$L_r$  = Longitud no arriostrada estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

c) Cuando.

$$L_b > L_r$$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad \text{Ec. 37}$$

$$F_{cr} = \frac{Cb \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{Jc}{Sx \cdot ho} \cdot \left(\frac{Lb}{rts}\right)^2} \quad \text{Ec. 38}$$

**Pandeo local ala en compresión.**

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 \cdot f_y \cdot S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad \text{Ec. 39}$$

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} \quad \text{Ec. 40}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 41}$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 42}$$

**2.2.19.5. Interacción de flexión y compresión.**

Conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo H, se deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

a) Cuando.

$$\frac{Pr}{P_c} < 0.2 \quad \text{Ec. 43}$$

$$\frac{Pr}{2 \cdot P_c} + \left( \frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 44}$$

Donde:

Pr = Resistencia de compresión axial requerida.



$P_c$  = Resistencia de compresión axial disponible.

$M_r$  = Resistencia de flexión requerida.

$M_c$  = Resistencia de flexión disponible.

$x$  = Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

$y$  = Subíndice que indica flexión en torno al eje débil.

b) Cuando.

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \text{Ec. 45}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 46}$$

#### **2.2.19.6. Diseño de miembros en corte.**

La resistencia nominal de corte de almas no arriostradas o arriostradas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo G es.

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v \quad \text{Ec. 47}$$

Donde:

$A_w$  = Área del alma del perfil.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

$C_v$  = Coeficiente de corte del alma.

### Área del alma del perfil.

$$A_w = h * t_w \quad \text{Ec. 48}$$

Donde:

$h$  = Distancia libre entre alas del perfil.

$t_w$  = Espesor del alma.

### Coefficiente de corte del alma.

a) Cuando.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 49}$$

$$C_v = 1$$

b) Cuando.

$$1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 50}$$

$$C_v = \frac{1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad \text{Ec. 51}$$

c) Cuando.

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. 52}$$

$$C_v = \frac{1.51 * E * K_v}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 * f_y} \quad \text{Ec. 53}$$

**Coefficiente de pandeo por corte del alma.**

$$\frac{h}{tw} \leq 260 \quad \text{Ec. 54}$$

$$K_v = 5 \quad \text{Ec. 55}$$

**2.2.19.7. Resistencia de corte de diseño.**

La resistencia de corte de diseño o la resistencia de corte admisible conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo G, deben ser determinados de la siguiente manera.

$$\phi_b = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi V_n = \phi_b * V_n \quad \text{Ec. 56}$$

Y se procede a verificar la condición:

$$V_u < \phi V_n \therefore \text{CUMPLE}$$

**2.2.20. Diseño de columnas sección HSS.**

**2.2.20.1. Coeficiente de rigidez relativa.**

Las columnas que se encuentren conectadas mediante articulaciones a la cimentación, tienen un valor teórico de G de infinito, para el procedimiento de diseño de columnas se considera G=10.

Para el caso de columnas que estén conectadas de forma rígida a la cimentación tendrán un valor de  $G=1$ .

Todo ello conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], apéndice 7.

$$G = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_g I_g}{L_g}} = \frac{\sum \left(\frac{E^* I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{E^* I}{L}\right)_g} \quad \text{Ec. 57}$$

Donde:

$E$  = Módulo de elasticidad longitudinal o (Young).

$I$  = Inercia.

$L$  = Longitud del miembro.

#### 2.2.20.2. Coeficiente de longitud efectiva ( $k$ ).

Conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], apéndice 7.

##### **Pórticos no arriostrados.**

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad \text{Ec. 58}$$

##### **Pórticos arriostrados.**

$$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28} \quad \text{Ec. 59}$$

### 2.2.20.3. Determinación de Esbeltez.

Conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo B, tabla B4.1a.

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad \text{Ec. 60}$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad \text{Ec. 61}$$

Donde:

b = ancho interior del perfil.

t = espesor del perfil.

Y se procede a verificar la condición:

$$\lambda > \lambda r \therefore \text{ESBELTO}$$

$$\lambda \leq \lambda r \therefore \text{NO ESBELTO}$$

### 2.2.20.4. Pandeo por flexión.

Conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo E.

#### **Miembros sin elementos esbeltos.**

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. 62}$$

Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ o } (Fe \geq 0.44fy) \quad \text{Ec. 63}$$

$$Fcr = \left[ 0.658 \frac{fy}{Fe} \right] fy \quad \text{Ec. 64}$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ o } (Fe < 0.44fy) \quad \text{Ec. 65}$$

$$Fcr = 0.877 Fe \quad \text{Ec. 66}$$

Resistencia de compresión nominal.

$$Pn = Fcr * Ag \quad \text{Ec. 67}$$

Donde:

Ag = Área bruta de miembro.

Resistencia de diseño en compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \text{Ec. 68}$$

$$\phi Pn = \phi_c * Pn \quad \text{Ec. 69}$$

Y se procede a verificar la condición:

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

### **Miembros con elementos esbeltos.**

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. 70}$$

Ancho efectivo (be).

Para alas de elementos esbeltos de tubos cuadrados y rectangulares en compresión uniforme con:

$$\frac{b}{t} \geq 1.4 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad \text{Ec. 71}$$

$$be = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{fy}} \left[ 1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad \text{Ec. 72}$$

Nota: f puede ser tomada igual a fy, esto resulta en una estimación levemente conservadora en la capacidad de la columna.

Donde:

be = Ancho efectivo reducido.

Factor de reducción (Q).

$$Q = \frac{A_{eff}}{A} \quad \text{Ec. 73}$$

Donde:

A = Área seccional total del miembro.

A<sub>eff</sub> = Suma de las áreas efectivas de la sección basada en el ancho efectivo reducido, b<sub>e</sub>.

Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * fy}} \text{ o } (Fe \geq 0.44 * Q * fy) \quad \text{Ec. 74}$$

$$Fcr = Q \left[ 0.658 \frac{Q * fy}{Fe} \right] fy \quad \text{Ec. 75}$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * fy}} \text{ o } (Fe < 0.44 * Q * fy) \quad \text{Ec. 76}$$

$$Fcr = 0.877Fe \quad \text{Ec. 77}$$

Resistencia de compresión nominal.

$$Pn = Fcr * Ag \quad \text{Ec. 78}$$

Resistencia de diseño en compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi Pn = \phi_c * Pn \quad \text{Ec.79}$$



Y se procede a verificar la condición:

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

#### 2.2.20.5. Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo torsional.

Conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo E.

##### **Miembros sin elementos esbeltos.**

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L)^2} + GJ \right] * \frac{1}{I_x + I_y} \quad \text{Ec. 80}$$

Nota:  $C_w$  se considera cero para perfiles cuadrados, rectangulares.

Donde:

$G$  = Módulo de elasticidad transversal o (módulo de corte), (790000 kg/cm<sup>2</sup>).

$C_w$  = Constante torsional de alabeo.

$K_z$  = Factor de longitud efectiva para pandeo torsional.

$I_x, I_y$  = Momento de inercia en torno de los ejes principales.

Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ o } (Fe \geq 0.44fy) \quad \text{Ec. 81}$$

$$Fcr = \left[ 0.658 \frac{fy}{Fe} \right] fy \quad \text{Ec. 82}$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ o } (Fe < 0.44fy) \quad \text{Ec. 83}$$

$$Fcr = 0.877Fe \quad \text{Ec. 84}$$

Resistencia de compresión nominal.

$$Pn = Fcr * Ag \quad \text{Ec. 85}$$

Resistencia de diseño a compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi Pn = \phi_c * Pn \quad \text{Ec. 86}$$

Y se procede a verificar la condición:

$$\phi Pn > Pu \therefore \text{CUMPLE}$$

**Miembros con elementos esbeltos.**

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$Fe = \left[ \frac{\pi^2 * E * Cw}{(Kz * L)^2} + GJ \right] * \frac{1}{Ix + Iy} \quad \text{Ec. 87}$$

Nota: La constante de alabeo,  $C_w$  se considera cero para perfiles cuadrados, rectangulares.

Ancho efectivo ( $b_e$ ).

Para alas de elementos esbeltos de tubos cuadrados y rectangulares en compresión uniforme con:

$$\frac{b}{t} \geq 1.4 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad \text{Ec. 88}$$

$$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[ 1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad \text{Ec. 89}$$

Nota:  $f$  puede ser tomada igual a  $f_y$ , esto resulta en una estimación levemente conservadora en la capacidad de la columna.

Donde:

$b_e$  = Ancho efectivo reducido.

Factor de reducción ( $Q$ ).

$$Q = \frac{A_{eff}}{A} \quad \text{Ec. 90}$$

Donde:

$A$  = Área seccional total del miembro.

$A_{eff}$  = Suma de las áreas efectivas de la sección basada en el ancho efectivo reducido,  $b_e$ .

Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * fy}} \text{ o } (Fe \geq 0.44 * Q * fy) \quad \text{Ec. 91}$$

$$Fcr = Q \left[ 0.658 \frac{Q * fy}{fe} \right] fy \quad \text{Ec. 92}$$

b) Cuando.

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * fy}} \text{ o } (Fe < 0.44 * Q * fy) \quad \text{Ec. 93}$$

$$Fcr = 0.877 Fe \quad \text{Ec. 94}$$

Resistencia de compresión nominal.

$$Pn = Fcr * Ag \quad \text{Ec. 95}$$

Resistencia de diseño en compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi Pn = \phi_c * Pn \quad \text{Ec. 96}$$

Y se procede a verificar la condición:

$$\phi Pn > Pu \therefore \text{CUMPLE}$$

**2.2.20.6. Determinación relación ancho - espesor (compacto, no compacto, esbelto).**

Conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo B, tabla B4.1b.

**Para Alas.**

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad \text{Ec. 97}$$

$$\lambda_p = 1.12 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad \text{Ec. 98}$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad \text{Ec. 99}$$

Y se procede a verificar la condición:

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTO}$$

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \therefore \text{NO COMPACTO}$$

$$\lambda > \lambda_r \therefore \text{ESBELTO}$$

**Para Alma.**

$$\lambda = \frac{h}{t} \quad \text{Ec. 100}$$

$$\lambda_p = 2.42 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad \text{Ec. 101}$$

$$\lambda_r = 5.70 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} \quad \text{Ec. 102}$$

Y se procede a verificar la condición:

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTO}$$

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \therefore \text{NO COMPACTO}$$

$$\lambda > \lambda_r \therefore \text{ESBELTO}$$

#### **2.2.20.7. Resistencia de flexión nominal.**

La resistencia de flexión nominal,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, pandeo local del alma y pandeo lateral torsional en flexión pura.

Conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo F, sección F7.

#### **Flexión.**

$$M_n = M_p = f_y * Z \qquad \text{Ec. 103}$$

Donde:

$M_n$  = Momento nominal.

$M_p$  = Momento plástico.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

$Z$  = Módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión.

### **Pandeo Local de Ala.**

a) Para secciones compactas.

No aplica el estado límite de pandeo local del ala.

b) Para secciones con alas no compactas.

$$Mn = Mp - (Mp - fy * S) \left( 3.57 * \frac{b}{t} * \sqrt{\frac{fy}{E}} - 4.0 \right) \leq Mp \quad \text{Ec. 104}$$

Donde:

S = Módulo elástico de la sección en torno al eje en flexión.

b = Ancho interior del perfil.

c) Para secciones con alas esbeltas.

$$be = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{fy}} \left[ 1 - \frac{0.34}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{fy}} \right] \leq b \quad \text{Ec. 105}$$

Donde:

be = Ancho efectivo reducido.

$$Mn = fy * Se \quad \text{Ec. 106}$$

Donde:

Se = Módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión.

### **Pandeo local de Alma.**

- a) Para secciones compactas.

No aplica el estado límite de pandeo local de alma.

- b) Para secciones con almas no compactas.

$$M_n = M_p - (M_p - f_y * S) \left( 0.305 * \frac{h}{t} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad \text{Ec. 107}$$

Donde:

$h$  = Distancia libre entre alas del perfil.

- c) Para secciones con almas esbeltas.

No hay secciones tubulares HSS con almas esbeltas.

### **Pandeo lateral torsional.**

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 0.13 * E * r_y * \frac{\sqrt{J * A g}}{M_p} \quad \text{Ec. 108}$$

Donde:

$J$  = Constante torsional de St. Venant.

$r_y$  = Radio de giro sobre el eje  $y$ .



Longitud no arriostrada para estado límite de fluencia.

$$L_r = 2 * E * r_y * \frac{\sqrt{J * A g}}{0.7 * f_y * S_x} \quad \text{Ec. 109}$$

a) Cuando.

$$L_b \leq L_p$$

Estado límite de pandeo lateral – torsional no aplica.

b) Cuando.

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 * f_y * S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ec. 110}$$

c) Cuando.

$$L_b > L_r$$

$$M_n = 2 E C_b \frac{\sqrt{J * A g}}{\frac{L_b}{r_y}} \leq M_p \quad \text{Ec. 111}$$

#### **2.2.20.8. Interacción de flexión y compresión.**

Conforme a la norma AISC 360 – 16 [1], capítulo H, se deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

a) Cuando.

$$\frac{Pr}{Pc} < 0.2 \quad \text{Ec. 112}$$

$$\frac{Pr}{2*Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 113}$$

Donde:

Pr = Resistencia de compresión axial requerida.

Pc = Resistencia de compresión axial disponible.

Mr = Resistencia de flexión requerida.

Mc = Resistencia de flexión disponible.

x = Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

y = Subíndice que indica flexión en torno al eje débil.

b) Cuando.

$$\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2 \quad \text{Ec. 114}$$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 115}$$

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

#### **3.1.UBICACIÓN.**

La elaboración de este proyecto se realizó en la Universidad Técnica de Ambato en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ubicada en el Campus Huachi, en la ciudad de Ambato – Ecuador.

#### **3.2.EQUIPOS Y MATERIALES.**

Para el desarrollo del presente proyecto de titulación se ha empleado un computador con acceso a internet y con el Software de programación instalado.

##### **Recursos Materiales.**

- Computadora.
- Software de programación.
- Software Microsoft office.
- Internet.
- Normas.
- Libros.
- Materiales de Oficina.

#### **3.3.TIPO DE INVESTIGACIÓN.**

### **Tecnológico.**

Se considera este tipo de investigación, debido a que el objetivo general de la presente investigación es el desarrollo de un software que nos permita optimizar el tiempo de cálculo en el prediseño y diseño de elementos estructurales.

### **Aplicada.**

La investigación que se aplicó al presente trabajo fue de tipo “Aplicada”, debido a que la misma tiene un propósito práctico bien definido, es decir, se investiga los métodos de prediseño y diseño de elementos estructurales para realizar una mejora tecnológica mediante el desarrollo de un software para facilitar y agilizar el diseño de vigas y columnas metálicas de acero.

### **3.4.PRUEBA DE HIPÓTESIS – PREGUNTA CIENTÍFICA – IDEA A DEFENDER.**

El software desarrollado permitirá la optimización del tiempo y precisión de cálculo en el prediseño y diseño de vigas y columnas metálicas.

#### **3.4.1. Variable independiente.**

Software de cálculo desarrollado.

#### **3.4.2. Variable dependiente.**

Prediseño y diseño de vigas y columnas metálicas.

### **3.5.POBLACIÓN O MUESTRA.**

#### **Población.**

La población para la presente investigación engloba los datos necesarios para el diseño de vigas y columnas metálicas de acero.

## **Muestra.**

Para el desarrollo de la presente investigación se ha considerado como muestra los estados de carga que deben ser incluidos en el diseño estructural de elementos de acero, así como las propiedades del acero estructural.

## **Estados de Carga.**

- Viva.
- Muerta.

## **Propiedades del acero estructural.**

- Límite de fluencia ( $f_y$ ).
- Límite de ruptura ( $f_u$ ).
- Módulo de corte ( $G$ ).

## **3.6.RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.**

A continuación, se detallarán las técnicas e instrumentos que se aplicarán para lograr los objetivos propuestos anteriormente.

- Revisión detallada a la norma ANSI/AISC 360-16, a los capítulos de diseño de vigas y columnas metálicas.
- Determinación de las combinaciones de carga establecidas en la normativa ANSI/AISC 360-16.
- Selección de los tipos de acero de acuerdo a las especificadas realizadas en la normativa ANSI/AISC 360-16.
- Revisión a la norma ANSI/AISC 341-16, para diseño sismorresistente de construcciones de acero.
- Revisión de la NEC-SE-AC, para estructuras de acero.
- Revisión de manuales de programación.

- Revisión de las limitaciones y procedimientos de cálculo para realizar la codificación del software.

### **3.7.PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO.**

Para el desarrollo del presente proyecto de titulación se seguirá un plan estructurado de la siguiente manera:

- Investigación de los comandos existentes en lenguaje de programación.
- Codificación del proceso de cálculo para el diseño de vigas y columnas metálicas mediante la norma AISC 360-16.
- Definir la configuración geométrica del modelo a diseñar.
- Definir las propiedades del acero estructural.
- Establecer las cargas de diseño.
- Establecer la interfaz gráfica con la información para el prediseño de vigas y columnas.
- Establecer la interfaz gráfica con la información del diseño de vigas y columnas.
- Comparación de los resultados obtenidos con el software desarrollado y los calculados de forma manual.

### **3.8.VARIABLES DE RESPUESTA O RESULTADOS ALCANZADOS.**

Se plantea obtener un software que nos permita calcular el prediseño y diseño de vigas y columnas metálicas, conforme a las especificaciones de la norma AISC 360-16, mismo software nos permitirá obtener las secciones de diseño para los elementos estructurales, así como las siguientes verificaciones.

## Vigas.

- Arriostamiento lateral.
- Relación ancho – espesor.
- Resistencia nominal en flexión.
- Interacción.
- Corte.

## Columnas.

- Relación de esbeltez.
- Pandeo por flexión.
- Resistencia a compresión.
- Relación ancho – espesor.
- Resistencia de flexión nominal.
- Interacción de flexión y compresión.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.

De los anexos 1 y 2 se obtuvieron los datos presentados en la tabla 2 y 3, donde se realiza una comparativa entre los resultados obtenidos en la fase de prediseño, estos valores son los obtenidos mediante cálculos manuales y a través del software desarrollado en este proyecto de investigación.

TABLA 2. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE MÓDULOS DE ELASTICIDAD.

Elemento	Módulo de elasticidad		Diferencia	
	in <sup>3</sup>		in <sup>3</sup>	%
	Manual	Software		
Viga secundaria	15.19	15.14	0.05	0.33
Viga principal	33.73	33.54	0.19	0.57

TABLA 3. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE ÁREA REQUERIDA.

Elemento	Área requerida		Diferencia	
	in <sup>3</sup>		in <sup>3</sup>	%
	Manual	Software		
Columna	9.05	9.01	0.04	0.44

A continuación, se presentan en las tablas 4 y 5 una comparativa de los resultados de diseño obtenidos mediante cálculos manuales, un programa comercial de cálculo y el software desarrollado. Los valores detallados a continuación se encuentran calculados en los anexos 1, 2 y 3.



TABLA 4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE INTERACCIÓN DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN.

Elemento	Interacción de flexión y compresión		Diferencia	
	Manual	Software Desarrollado	Manual - Software Desarrollado	
				%
<b>Viga</b>	0.957	0.96	0.003	0.31
<b>Columna</b>	0.75	0.75	0	0

TABLA 5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE INTERACCIÓN DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN.

Elemento	Interacción de flexión y compresión		Diferencia	
	Software Comercial	Software Desarrollado	Software Comercial – Software Desarrollado	
				%
<b>Viga</b>	0.957	0.96	0.003	0.31
<b>Columna</b>	0.756	0.75	0.006	0.8

La diferencia existente entre los resultados obtenidos a través del software desarrollado y los cálculos manuales, radican en el número de decimales con los que se realiza los cálculos, debido a que el software desarrollado trabaja con 14 decimales y en los cálculos manuales se ha considerado un máximo de 4 decimales.

#### 4.2.VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

De acuerdo con la hipótesis planteada con anterioridad en esta investigación “El software desarrollado permitirá la optimización del tiempo y precisión de cálculo en el prediseño y diseño de vigas y columnas metálicas.”, se ha logrado verificar que mediante el empleo del software se logra una disminución significativa en el tiempo empleado para el prediseño y diseño de vigas y columnas de acero, así como una mayor precisión en los resultados, esto debido a varios motivos como:

El software cuenta con una interfaz gráfica de ingreso de datos y de visualización de resultados de prediseño y diseño que es de fácil interpretación por parte del usuario, lo que nos permite generar una optimización en el tiempo.

Al tratarse de un software automatizado no existe la posibilidad de cometer errores en los cálculos necesarios para el prediseño y diseño de vigas y columnas de acero, es decir se elimina el factor humano capaz de cometer un error involuntario al momento de realizar la digitación de cada fórmula en la calculadora o computador.

El software trabaja con 14 decimales lo que permite tener una mayor precisión de cálculo y al no realizar aproximaciones en las fórmulas evitamos generar un error de arrastre por los decimales omitidos.

El software nos ofrece varias opciones de perfiles dentro de los cálculos de prediseño, lo que nos permite seleccionar un perfil más liviano que satisfaga las solicitaciones a las que se encuentra sometida nuestra estructura, adicional el software tiene almacenado en su memoria interna las tablas de perfiles de la norma AISC, lo que nos facilita poder revisar diferentes alternativas de perfiles.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.3.CONCLUSIONES.

- Se realizó el prediseño y diseño de vigas y columnas de acero de una estructura de 5 pisos, los resultados obtenidos del software desarrollado fueron comparados con valores dados por un software comercial y el porcentaje de diferencia es menor al 0.8 por ciento, lo que nos permite verificar que el software de esta investigación cuenta con una codificación de cálculo correcta.
- En una comparación entre los resultados generados por el software de esta investigación y los obtenidos a través de un cálculo manual, se logró comprobar la similitud de los mismos, con una diferencia menor al 0.6 por ciento, ya que el software realiza los cálculos empleando 14 decimales, sin aproximaciones.
- La investigación bibliográfica realizada permitió determinar el método LRFD para el diseño de vigas y columnas de acero, mismo que se encuentra en la norma AISC donde se establece todas las especificaciones necesarias para el diseño de estructuras de acero.
- Mediante el uso de un software de programación a través de su aplicativo guide se realizó el desarrollo de un software para el prediseño y diseño de vigas y columnas de acero, empleando las normativas actuales vigentes como son: AISC 360 – 16 y NEC 2015.
- A través del uso del software desarrollado se puede reducir el tiempo de cálculo y obtener resultados confiables, con lo que se convierte en una herramienta de apoyo necesaria en el proceso de diseño estructural, así como en el proceso de enseñanza – aprendizaje.
- El software ha sido desarrollado con una interfaz gráfica amigable que permite al usuario el ingreso de datos de manera rápida e intuitiva, a la vez que permite una fácil interpretación de los mismos, logrando una optimización del tiempo requerido para el cálculo.

- El presente software nos permite realizar los cálculos para el prediseño y diseño de vigas y columnas de acero de una manera rápida y segura, ayudándonos a evitar errores humanos involuntarios que se pueden generar al realizar los cálculos de forma manual.
- El software desarrollado es de acceso libre y nos permite visualizar su codificación para poder revisar los algoritmos utilizados en el mismo, a diferencia de los softwares comerciales que existen en el mercado y que tienen un costo su adquisición y no permiten la visualización de su código de programación.
- Los algoritmos desarrollados en este proyecto de investigación pueden ser empleados en futuras investigaciones asociadas al tema de estructuras metálicas a portando de esta manera al desarrollo de proyectos de programación.

#### **4.4.RECOMENDACIONES.**

- Es importante previo al manejo del software leer el manual de usuario, el cual nos mostrará detalladamente como ingresar de manera correcta los datos y donde podemos visualizar los resultados.
- Para facilidad del usuario el software tiene almacenada en su memoria interna el manual, lo que nos permitirá acceder a él en cualquier momento.
- Al realizar una comparación entre los resultados que se obtienen de forma manual y los obtenidos mediante el software desarrollado es importante tener en consideración que no van a ser iguales, esto debido principalmente al número de decimales con los que se trabaje.
- Para poder revisar la codificación del software es necesario tener conocimientos sobre lógica de programación y los comandos con los que trabaja el software de programación a través de su herramienta guide.

#### 4.5.BIBLIOGRAFÍA.

- [1] An American National Standard, “Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-16,” 2016.  
<https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16w-rev-june-2019.pdf> (accessed Feb. 15, 2022).
- [2] S. Fuentes, L. González, F. Calderín, and Y. Sánchez, “Consideraciones acerca del diseño sismorresistente de edificios de acero en Cuba,” *Cienc. en su PC*, vol. 1, no. 4, pp. 11–26, Dec. 2019.
- [3] A. Vásquez-Granados, L. Abarca-Guerrero, A. Vásquez-Granados, and L. Abarca-Guerrero, “Trazabilidad de la varilla de acero para construcción #3 en ArcelorMittal Costa Rica,” *Rev. Tecnol. en Marcha*, vol. 31, no. 1, pp. 131–143, Mar. 2018, doi: 10.18845/TM.V31I1.3503.
- [4] X. Meng and L. Gardner, “Testing, modelling and design of normal and high strength steel tubular beam-columns,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 183, p. 106735, Aug. 2021, doi: 10.1016/J.JCSR.2021.106735.
- [5] F. Aslam, Z. A. Siddiqi, W. Abbass, and R. R. Hussain, “Economical-Structural Performance of Steel Moment Resisting Building Frames Using the Section Variation Technique,” *Rev. la construcción*, vol. 13, no. 1, pp. 41–46, 2014, doi: 10.4067/S0718-915X2014000100005.
- [6] S. Palacios Rodríguez, J. Anaya Díaz, B. Cruz López, S. Palacios Rodríguez, J. Anaya Díaz, and B. Cruz López, “Diseño de construcción ligera con superficies portantes. Estructuras de paredes delgadas,” *Rev. la construcción*, vol. 18, no. 2, pp. 398–408, 2019, doi: 10.7764/RDLC.18.2.398.
- [7] H. Jiang, C. Jin, L. Yan, Q. N. Li, and W. Lu, “Design method for the relocation of plastic hinges in prefabricated steel beams with corrugated webs,” *PLoS One*, vol. 16, no. 2 February 2021, pp. 51–62, Feb. 2021, doi:

10.1371/journal.pone.0246439.

- [8] R. da S. Hortencio and G. A. S. Falcón, “Optimal design of beam-column connections of plane steel frames using the component method,” *Lat. Am. J. Solids Struct.*, vol. 15, no. 11MecSol2017Joinville, Oct. 2018, doi: 10.1590/1679-78254247.
- [9] R. Cedeño-Rosete and J. C. Gatica-Galina, “Capacidad Resistente a Flexión y Cortante de Vigas de Acero Mediante la Aplicación Mathcad,” *Inf. tecnológica*, vol. 16, no. 1, pp. 61–68, 2005, doi: 10.4067/S0718-07642005000100009.
- [10] J. Pilatasig *et al.*, “Análisis del reforzamiento de una estructura de acero con diagonales concéntricas. caso del uvc de manta,” *Rev. Ing. construcción*, vol. 36, no. 3, pp. 294–310, Sep. 2021, doi: 10.7764/RIC.00004.21.
- [11] N. A. López M. *et al.*, “A Structural Design Comparison Between Two Reinforced Concrete Regular 6-Level Buildings using Soil-Structure Interaction in Linear Range,” *Ing. e Investig.*, vol. 42, no. 1, Jan. 2022, doi: 10.15446/ING.INVESTIG.V42N1.86819.
- [12] E. Tapia Hernández, J. S. García Carrera, E. Tapia Hernández, and J. S. García Carrera, “Comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre de 2017,” *Ing. sísmica*, no. 101, pp. 36–52, Dec. 2019, doi: 10.18867/RIS.101.499.
- [13] H. Hernández Ramírez, A. Tena Colunga, H. Hernández Ramírez, and A. Tena Colunga, “Evaluación del diseño sísmico resiliente conforme al método de las fuerzas de marcos dúctiles de acero con disipadores de energía histeréticos,” *Ing. sísmica*, no. 98, pp. 45–76, Jul. 2018, doi: 10.18867/RIS.98.495.
- [14] J. Ruiz, E. Bojórquez, E. Corona, and A. Reyes, “Comportamiento de edificios

de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas,” *Ing. sísmica*, no. 100, pp. 53–73, Jun. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2016.07.032.

- [15] “Reglas de combinación de los efectos de las tres componentes de terremotos y respuesta crítica.”  
[http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2015000100065&lang=pt](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2015000100065&lang=pt) (accessed Feb. 15, 2022).
- [16] A. E. Castañeda, Y. Mieles Bravo, A. E. Castañeda, and Y. Mieles Bravo, “Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entresijos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016,” *Rev. Ing. construcción*, vol. 32, no. 3, pp. 157–172, 2017, doi: 10.4067/S0718-50732017000300157.
- [17] M. E. Shoukry, A. M. Tarabia, and M. Z. Abdelrahman, “Seismic retrofit of deficient exterior RC beam-column joints using steel plates and angles,” *Alexandria Eng. J.*, Sep. 2021, doi: 10.1016/J.AEJ.2021.08.048.
- [18] J. C. Vielma and M. A. Cando, “Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas,” *Rev. Int. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ing.*, vol. 33, no. 3–4, pp. 271–279, Jul. 2017, doi: 10.1016/J.RIMNI.2016.09.001.
- [19] S. Pinarbasi, T. Genc, E. Akpınar, and F. Okay, “Comparison of Design Guidelines for Hot-Rolled I-Shaped Steel Compression Members according to AISC 360-16 and EC3,” *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2020, pp. 12–19, Jul. 2020, doi: 10.1155/2020/6853176.
- [20] F. Hazel, D. Sánchez, and L. González, “Comportamiento estructural ante acciones sísmicas de una nave industrial de acero en Santiago de Cuba,” *Cienc. en su PC*, vol. 1, no. 4, pp. 1–10, Dec. 2019, Accessed: Jun. 11, 2021. [Online]. Available: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181358509001>.
- [21] R. Kadarningsih, I. Satyarno, Muslikh, and A. Triwiyono, “Analysis and

Design of Reinforced Concrete Beam-column Joint Using King Cross Steel Profile,” *Procedia Eng.*, vol. 171, pp. 948–956, Jan. 2017, doi: 10.1016/J.PROENG.2017.01.397.

- [22] “(PDF) Diseño de Estructuras De Acero - McCormac (5ta Ed.).pdf | Oswaldo Ramos - Academia.edu.”  
[https://www.academia.edu/28111116/Diseño\\_de\\_Estructuras\\_De\\_Acero\\_McCormac\\_5ta\\_Ed\\_pdf](https://www.academia.edu/28111116/Diseño_de_Estructuras_De_Acero_McCormac_5ta_Ed_pdf) (accessed Feb. 22, 2022).
- [23] Romo Proaño Marcelo, *Temas de Concreto Armado 2008* . 2008.
- [24] American Institute of Steel Construction, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI AISC 341-16,” 2016.  
<https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansi-aisc-341-16.pdf> (accessed Feb. 15, 2022).
- [25] MIDUVI, *NEC-SE-AC (Estructuras de acero)*. 2015.
- [26] FRANCISCO JAVIER CRISAFULLI, P. D. Ingeniero Civil, Profesor de Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Cuyo, and A. Mendoza, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, QUINTA EDICION. MENDOZA, 2018.
- [27] M. Guerra, *Diseño Sismo Resistente de Edificios Utilizando Etabs*. Cámara Ecuatoriana del Libro, 2015.



## 4.6.ANEXOS.

### 4.6.1. Anexo 1.

#### RESOLUCIÓN MANUAL.

El proyecto consiste en una estructura de cinco pisos con una altura libre de entrepiso de 2,70 metros, cuyo uso estará destinado a departamentos familiares.

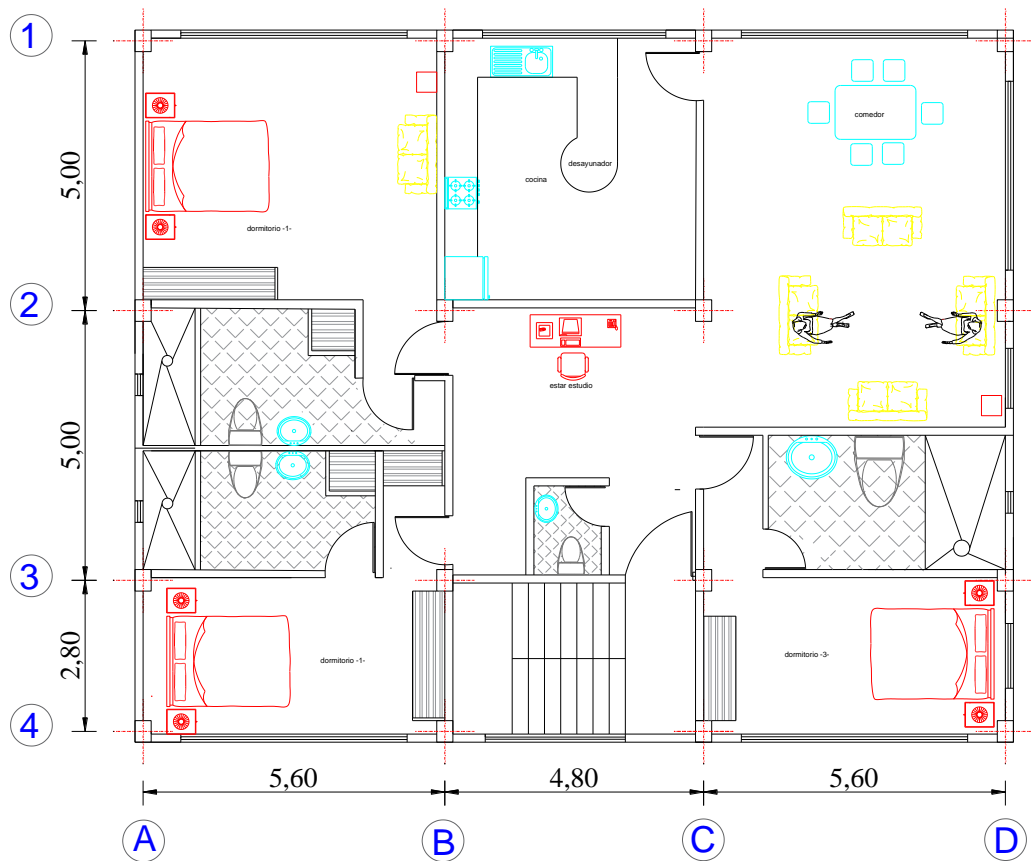
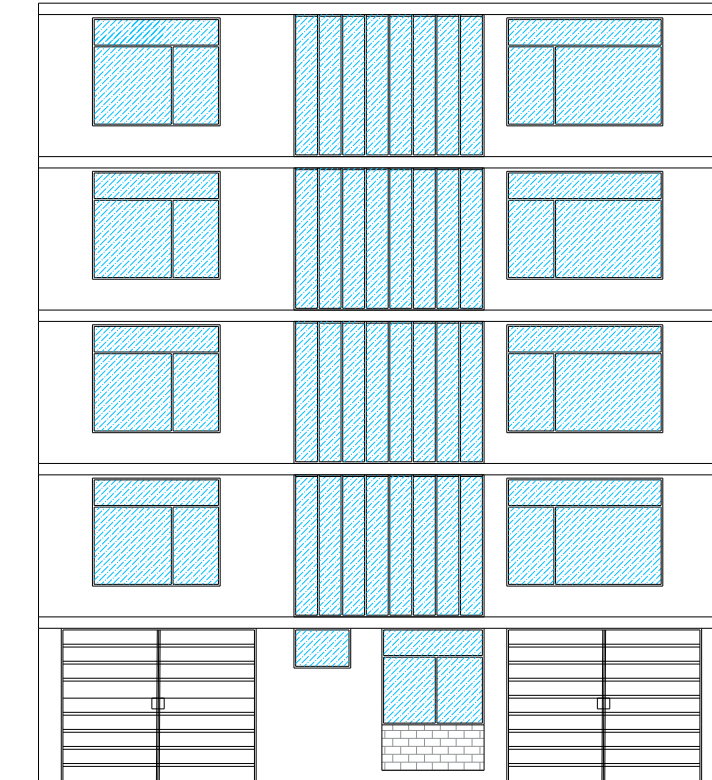


Figura 17. Planta arquitectónica del edificio.



FACHADA FRONTAL

Figura 18. Fachada frontal del edificio.

## 1. Prediseño de vigas.

### 1.1.Cálculo de cargas.

#### Carga muerta.

Cálculo de peso propio de losa.

TABLA 6. PROPIEDADES DE LA PLACA COLABORANTE DE 0.65 MM.

Altura total de losa	Altura de hormigón sobre cresta	Volumen de hormigón	Peso Placa colaborante
cm	cm	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>
10	5	0.07	6.09

Datos:

$$\text{Espesor de la placa colaborante (Deck)} = 0.65 \text{ mm}$$

$$\text{Peso de la placa colaborante} = 6.09 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Volumen de hormigón (V}_{\text{Hormigón}}) = 0.07 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Peso específico del hormigón } (\gamma_{\text{hormigón}}) = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso del hormigón} = V_{\text{Hormigón}} * \gamma_{\text{Hormigón}}$$

$$\text{Peso del hormigón} = 0.07 \text{ m}^3/\text{m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso del hormigón} = 168 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio total de losa} = \text{Peso de la placa} + \text{peso del hormigón}$$

$$\text{Peso propio total de losa} = 6.09 \text{ kg/m}^2 + 168 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio total de losa} = 174.09 \text{ kg/m}^2$$

#### Cálculo del peso de la mampostería.

Datos:

$$\text{Peso específico bloque} = 1200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso específico vidrio} = 2600 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Longitud de pared completa} = 8.5 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de pared con ventana} = 4.6 \text{ m}$$

Pared tipo 1.

$$\text{Peso de pared c/m} = 1\text{m} * 2.7\text{m} * 0.15\text{m} * 1200\text{kg/m}^3$$

$$\text{Peso de pared c/m} = 486\text{kg c/m}$$

$$\text{Peso de pared completa} = \frac{486\text{kg c/m} * \text{longitud de pared}}{\text{área de tablero}}$$

$$\text{Peso de pared completa} = \frac{486\text{kg c/m} * 8.5\text{m}}{5\text{m} * 5.6\text{m}}$$

$$PP \text{ completa} = 147.54\text{kg/m}^2$$

Pared tipo 2.

*Peso de pared c/m*

$$= (1\text{m} * 1.2\text{m} * 0.15\text{m} * 1200\text{kg/m}^3) + (1\text{m} * 1.5\text{m} * 0.006\text{m} * 2600\text{kg/m}^3)$$

$$\text{Peso de pared c/m} = 239.4\text{kg c/m}$$

$$\text{Peso de pared con ventana} = \frac{239.4\text{kg c/m} * \text{longitud de pared}}{\text{área de tablero}}$$

$$\text{Peso de pared con ventana} = \frac{239.4\text{kg c/m} * 4.6\text{m}}{5\text{m} * 5.6\text{m}}$$

$$PP \text{ con ventana} = 39.33\text{kg/m}^2$$

$$\text{Peso de mampostería} = PP \text{ completa} + PP \text{ con ventana}$$

$$\text{Peso de mampostería} = 147.54\text{kg/m}^2 + 39.33\text{kg/m}^2$$

$$\text{Peso de mampostería} = 186.87\text{kg/m}^2$$

Cálculo del peso del masillado de losa.

Datos:

$$\text{Peso específico masilla de hormigón} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso masillado} = 1\text{m} * 1\text{m} * 0.02\text{m} * 2200\text{kg/m}^3$$

$$\text{Peso masillado} = 44\text{kg/m}^2$$

Cálculo de la carga muerta total.

Datos:

$$\text{Peso unitarios baldosa} = 20 \text{ kg/m}^2$$

Peso unitarios cielorraso de yeso =		20 kg/m <sup>2</sup>
Peso instalaciones =		10 kg/m <sup>2</sup>
Peso de mampostería =		186.87 kg/m <sup>2</sup>
Peso de masillado =		44 kg/m <sup>2</sup>
Peso propio total de losa =		174.09 kg/m <sup>2</sup>

Carga muerta Piso N°1 - N°4.

$$CM = 20kg/m^2 + 20kg/m^2 + 10kg/m^2 + 186.87kg/m^2 + 44kg/m^2 + 174.09kg/m^2$$

$$CM = 454.96kg/m^2$$

Carga muerta Piso N°5.

$$CM = 10kg/m^2 + 44kg/m^2 + 174.09kg/m^2$$

$$CM = 228.09kg/m^2$$

**Carga viva.**

Los valores de cargas vivas son tomados de la Norma Ecuatoriana de la Construcción del capítulo de cargas no sísmicas (NEC\_SE\_CG\_2015).

Carga viva Piso N°1 - N°4.

$$CV = 200kg/m^2$$

Carga viva Piso N°5.

$$CV = 70kg/m^2$$

**Carga mayorada.**

Datos:

$$CM_{N^{\circ}1 - N^{\circ}4} = 454.96 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{N^{\circ}5} = 228.09 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{N^{\circ}1 - N^{\circ}4} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{N^{\circ}5} = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 1.2CM + 1.6CV$$

$$U_{N^{\circ}1-N^{\circ}4} = 1.2(454.96 \text{ kg/m}^2) + 1.6(200 \text{ kg/m}^2)$$

$$U_{N^{\circ}1-N^{\circ}4} = 865.95 \text{ kg/m}^2$$

$$U_{N^{\circ}5} = 1.2(228.09 \text{ kg/m}^2) + 1.6(70 \text{ kg/m}^2)$$

$$U_{N^{\circ}5} = 385.71 \text{ kg/m}^2$$

## 1.2. Prediseño de vigas secundarias.

Se realiza el prediseño para la viga secundaria que se encuentra en el tablero geoméricamente más crítico y para el piso con mayor carga, en este análisis los pisos N°1 al N°4 tienen mayor carga, siendo el que más carga soporta el primer piso, razón por la cual se prediseña la viga secundaria del eje A-B.

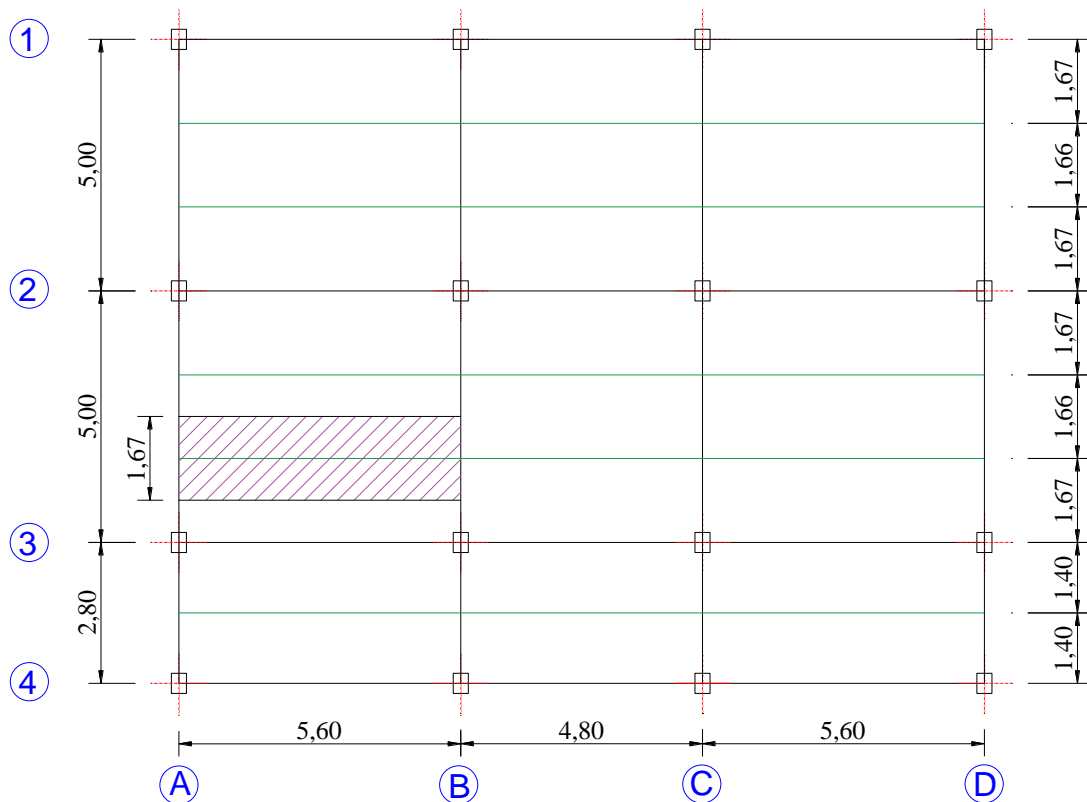


Figura 19. Ancho cooperante de la viga secundaria A-B.

### 1.2.1. Cálculo de la carga por longitud uniformemente distribuida.

Datos:

$$U = 865.95 \text{ kg/m}^2$$

$$qu = U * \text{ancho cooperante}$$

$$qu = 865.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.67\text{m}$$

$$qu = 1446.14 \frac{kg}{m}$$

$$qu = 1.45 \frac{t}{m}$$

**1.2.2. Cálculo del momento máximo positivo para la viga simplemente apoyada.**

$$M_{max} = \frac{qu * L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{1.45 T/m * (5.6m)^2}{8}$$

$$M_{max} = 5.67 t * m$$

**1.2.3. Cálculo de las reacciones en los apoyos.**

$$R = \frac{qu * L}{2}$$

$$R = \frac{1.45 T/m * 5.6m}{2}$$

$$R = 4.06 t$$

**1.2.4. Cálculo del módulo plástico requerido.**

Datos:

$$fy = 25310 t/m^2$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$Z_{xreq} = \frac{M_{max}}{\phi_b * fy}$$

$$Z_{xreq} = \frac{5.67 t * m}{0.9 * 25310 t/m^2}$$

$$Z_{xreq} = 0.0002489 m^3$$



$$Z_{xreq} = 248.9 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xreq} = 15.19 \text{ in}^3$$

1.2.5. Búsqueda en las tablas AISC – LRFD de elementos laminados en caliente que satisfaga el módulo plástico requerido.

TABLA 7. PERFILES W DE LA NORMA AISC – LRFD.

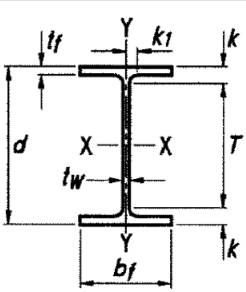



Table 1-1 (continued)  
**W-Shapes**  
Dimensions

Shape	Area, <i>A</i>	Depth, <i>d</i>		Web			Flange				Distance				
				Thickness, <i>t<sub>w</sub></i>	$\frac{t_w}{2}$	Width, <i>b<sub>f</sub></i>	Thickness, <i>t<sub>f</sub></i>	<i>k</i>		<i>k<sub>1</sub></i>	<i>T</i>	Work- able Gage			
								<i>k<sub>des</sub></i>	<i>k<sub>det</sub></i>						
in. <sup>2</sup>	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.			
W8×21	6.16	8.28	8 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.250	1/4	1/8	5.27	5 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.400	3/8	0.700	7/8	9/16	6 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>
×18	5.26	8.14	8 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	0.230	1/4	1/8	5.25	5 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.330	5/16	0.630	13/16	9/16	6 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>

TABLA 8. PERFILES W DE LA NORMA AISC – LRFD.

Table 1-1 (continued)  
**W-Shapes**  
Properties



Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				<i>r<sub>ts</sub></i>	<i>h<sub>o</sub></i>	Torsional Properties	
			<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>			<i>J</i>	<i>C<sub>w</sub></i>
			in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>			in. <sup>4</sup>	in. <sup>6</sup>
lb/ft	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>6</sup>
21	6.59	27.5	75.3	18.2	3.49	20.4	9.77	3.71	1.26	5.69	1.46	7.88	0.282	152
18	7.95	29.9	61.9	15.2	3.43	17.0	7.97	3.04	1.23	4.66	1.43	7.81	0.172	122

**1.2.6. Secciones propuestas para una viga armada conformada por placas de acero para el alma y las alas.**

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.8 \text{ cm}$$

$$b_f = 12 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.6$$

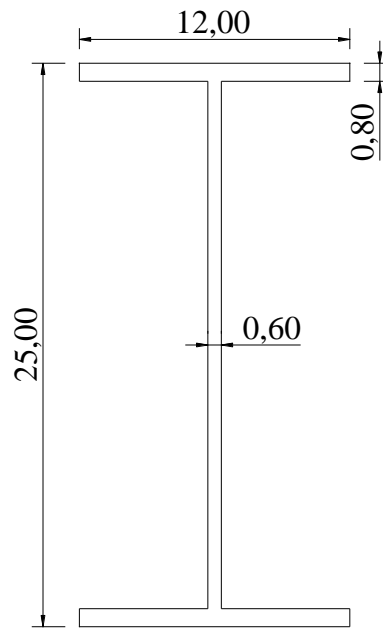


Figura 20. Sección de perfil W para vigas secundarias.

### 1.3. Prediseño de vigas principales.

Para este análisis se realiza el prediseño a la viga principal que se encuentra en el tablero geoméricamente más crítico en el piso con mayor carga, para este análisis es la viga B 2-3, del primer piso.

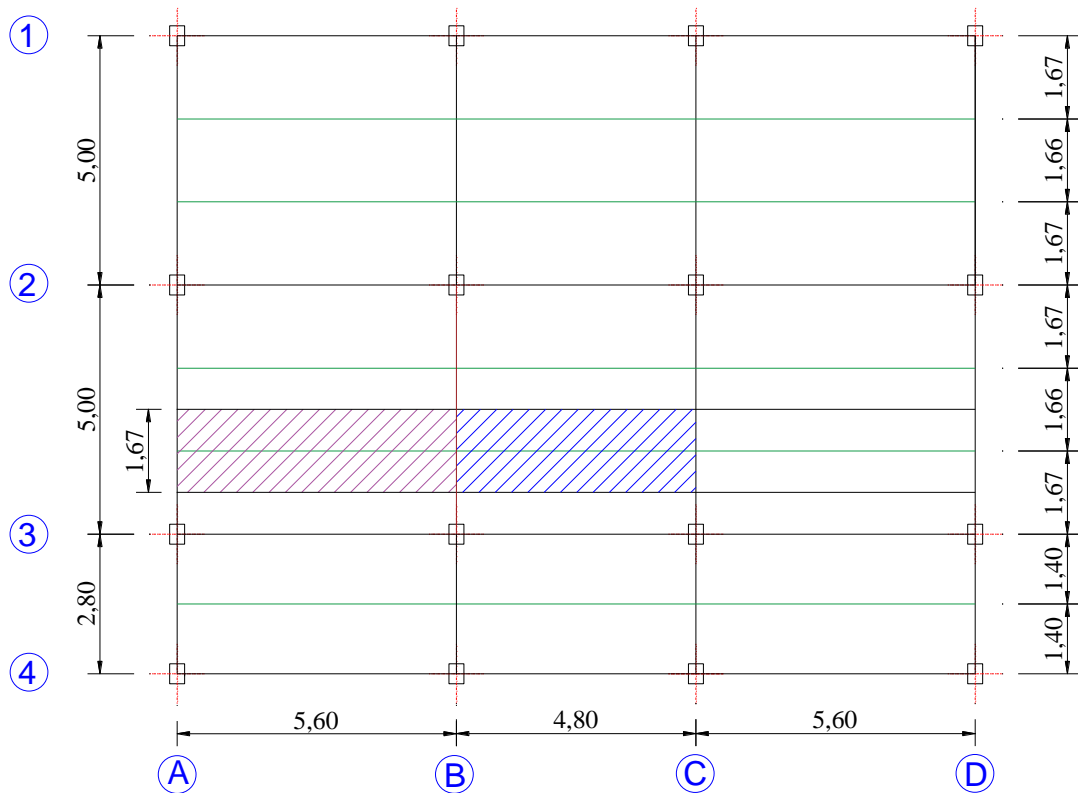


Figura 21. Ancho cooperante de la viga secundaria A-C.

#### 1.3.1. Cálculo de las reacciones de las vigas secundarias apoyadas sobre la viga principal en análisis.

Viga secundaria A-B.

$$R_{A-B} = \frac{qu * L}{2}$$

$$R_{A-B} = \frac{1.45 \text{ T/m} * 5.6\text{m}}{2}$$

$$R_{A-B} = 4.06 \text{ t}$$

Viga secundaria B-C.

$$R_{B-C} = \frac{qu * L}{2}$$

$$R_{B-C} = \frac{1.45 T/m * 4.8m}{2}$$

$$R_{B-C} = 3.48 t$$

**1.3.2. Cálculo del momento máximo.**

$$P = R_{A-B} + R_{B-C}$$

$$P = 4.06 t + 3.48 t$$

$$P = 7.54 t$$

$$M_{max} = P * a$$

$$M_{max} = 7.54 t * 1.67m$$

$$M_{max} = 12.59 t * m$$

**1.3.3. Cálculo del módulo plástico requerido.**

$$Z_{xreq} = \frac{M_{max}}{\phi_b * f_y}$$

$$Z_{xreq} = \frac{12.59 t * m}{0.9 * 25310 t/m^2}$$

$$Z_{xreq} = 0.0005527 m^3$$

$$Z_{xreq} = 552.70 cm^3$$

$$Z_{xreq} = 33.73 in^3$$

**1.3.4. Búsqueda en las tablas AISC – LRFD de elementos laminados en caliente que satisfaga el módulo plástico requerido.**

TABLA 9. PERFILES W DE LA NORMA AISC – LRFD.

Shape	Area, <i>A</i> in. <sup>2</sup>	Depth, <i>d</i> in.	Web			Flange		Distance				Workable Gage in.		
			Thickness, <i>t<sub>w</sub></i> in.	$\frac{t_w}{2}$ in.	Width, <i>b<sub>f</sub></i> in.	Thickness, <i>t<sub>f</sub></i> in.	<i>k</i>		<i>k<sub>1</sub></i> in.	<i>T</i> in.				
							<i>k<sub>des</sub></i> in.	<i>k<sub>det</sub></i> in.						
W14×26 <sup>c</sup>	7.69	13.9	0.255	1/4	1/8	5.03	5	0.420	7/16	0.820	1 1/8	3/4	11 5/8	2 3/4 <sup>g</sup>
×22 <sup>c</sup>	6.49	13.7	0.230	1/4	1/8	5.00	5	0.335	5/16	0.735	1 1/16	3/4	11 5/8	2 3/4 <sup>g</sup>

TABLA 10. PERFILES W DE LA NORMA AISC – LRFD.

Nominal Wt. lb/ft	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				<i>r<sub>ts</sub></i> in.	<i>h<sub>o</sub></i> in.	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	<i>I</i> in. <sup>4</sup>	<i>S</i> in. <sup>3</sup>	<i>r</i> in.	<i>Z</i> in. <sup>3</sup>	<i>I</i> in. <sup>4</sup>	<i>S</i> in. <sup>3</sup>	<i>r</i> in.	<i>Z</i> in. <sup>3</sup>			<i>J</i> in. <sup>4</sup>	<i>C<sub>w</sub></i> in. <sup>6</sup>
	26	5.98	48.1	245	35.3	5.65	40.2	8.91	3.55	1.08	5.54	1.30	13.5	0.358
22	7.46	53.3	199	29.0	5.54	33.2	7.00	2.80	1.04	4.39	1.27	13.4	0.208	314

1.3.5. Secciones propuestas para una viga armada conformada por placas de acero para el alma y las alas.

$d = 35 \text{ cm}$

$t_f = 1 \text{ cm}$

$b_f = 15 \text{ cm}$

$t_w = 0.7$

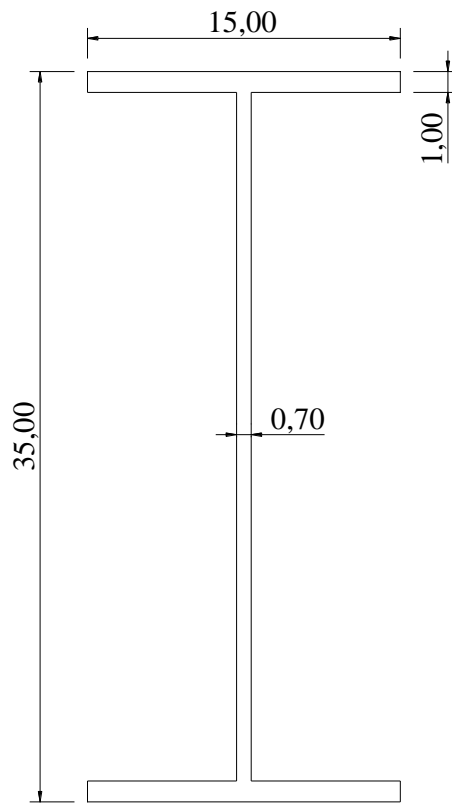


Figura 22. Sección de perfil W para vigas principales.

## 2. Prediseño de columnas.

Se realiza el prediseño para la columna más carga que se encuentra en el primer piso y que tiene mayor área cooperante, para este análisis es la columna B2.

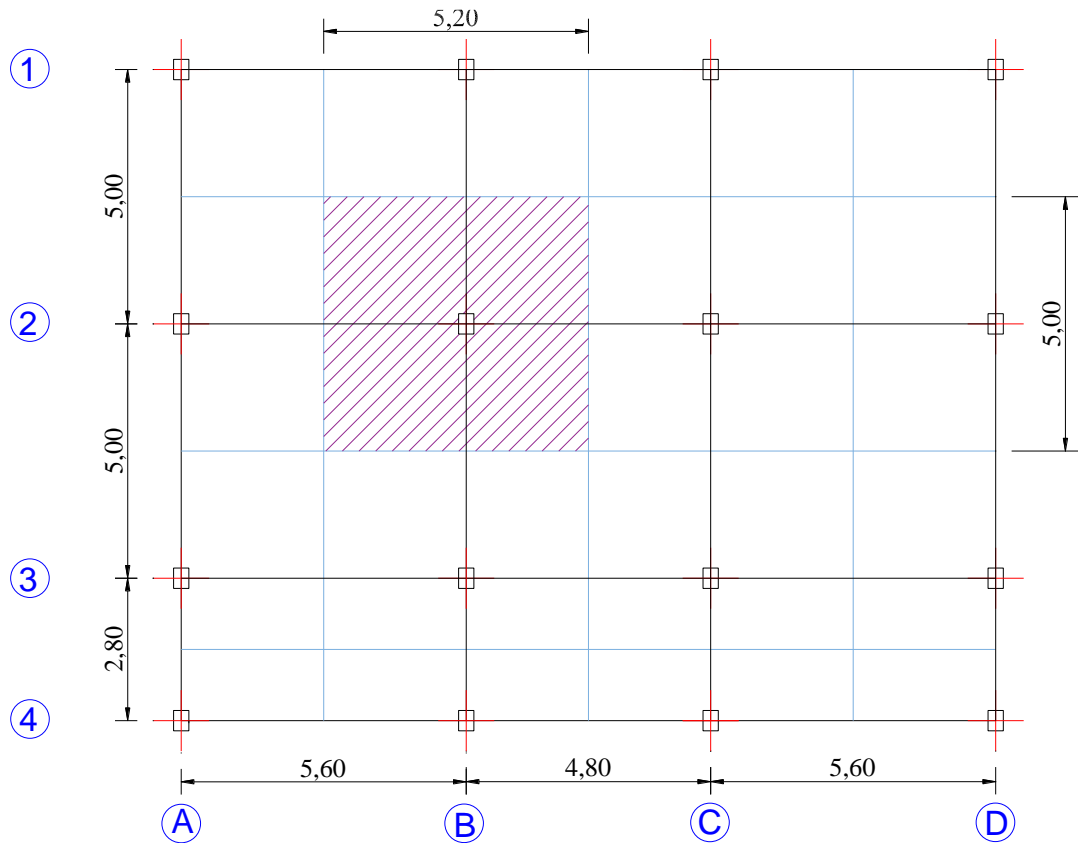


Figura 23. Área cooperante de la columna B2.

### 2.1. Cálculo del área cooperante para la columna B2.

$$\text{Area Cooperante} = Lx * Ly$$

$$\text{Area Cooperante} = 5.2m * 5m$$

$$\text{Area Cooperante} = 26m^2$$

### 2.2. Cálculo de las cargas.

**Carga muerta.**

Piso N°1 – N°4.

$$CM_{1-4} = (CM + \text{peso propio de vigas y columnas}) * \text{Número de pisos}$$

$$CM_{1-4} = \left( 454.96 \frac{kg}{m^2} + 35 \frac{kg}{m^2} \right) * 4$$

$$CM_{1-4} = 1959.84 \frac{kg}{m^2}$$

Piso N°5.

$$CM_5 = (CM + \text{peso propio de vigas y columnas}) * \text{Número de pisos}$$

$$CM_5 = \left( 228.09 \frac{kg}{m^2} + 35 \frac{kg}{m^2} \right) * 1$$

$$CM_5 = 263.09 \frac{kg}{m^2}$$

$$CM_{total} = CM_{1-4} + CM_5$$

$$CM_{total} = 1959.84 \frac{kg}{m^2} + 263.09 \frac{kg}{m^2}$$

$$CM_{total} = 2222.93 \frac{kg}{m^2}$$

**Carga viva.**

Piso N°1 – N°4.

$$CV_{1-4} = CV * \text{Número de pisos}$$

$$CV_{1-4} = 200 \frac{kg}{m^2} * 4$$

$$CV_{1-4} = 800 \frac{kg}{m^2}$$

Piso N°5.

$$CV_5 = CV * \text{Número de pisos}$$



$$CV_5 = 70 \frac{kg}{m^2} * 1$$

$$CV_5 = 70 \frac{kg}{m^2}$$

$$CV_{total} = CV_{1-4} + CV_5$$

$$CV_{total} = 800 \frac{kg}{m^2} + 70 \frac{kg}{m^2}$$

$$CV_{total} = 870 \frac{kg}{m^2}$$

### 2.3.Cálculo de carga mayorada.

$$U = 1.2CM + 1.6CV$$

$$U = 1.2 * 2222.93 \frac{kg}{m^2} + 1.6 * 870 \frac{kg}{m^2}$$

$$U = 4059.52 \frac{kg}{m^2}$$

Con el método empleado para prediseño de columnas no se puede estimar la acción sísmica en la sección y es debido a esto que se recomienda multiplicar al valor de carga mayorada por un factor de 1.10 y de esta manera considerar los efectos de las fuerzas sísmicas.

$$U = 4059.52 \frac{kg}{m^2} * 1.10$$

$$U = 4465.47 \frac{kg}{m^2}$$

$$U = 4.47 \frac{t}{m^2}$$

### 2.4.Cálculo de la carga actuante en la columna B2.

$$P_{B3} = U * \text{área cooperante}$$

$$P_{B3} = 4.47 \frac{t}{m^2} * 26m^2$$

$$P_{B3} = 116.22 t$$

### 2.5. Cálculo del área requerida.

Para el prediseño se asume un valor de relación de esbeltez igual a 50, con este valor se revisa las tablas de la norma AISC – LRFD, correspondientes a esfuerzos críticos admisibles para elementos que trabajan solo a compresión.

TABLA 11. ESFUERZOS CRÍTICOS AISC – LRFD.

Table 4-22 (continued) Available Critical Stress for Compression Members														
$F_y = 35$ ksi			$F_y = 36$ ksi			$F_y = 42$ ksi			$F_y = 46$ ksi			$F_y = 50$ ksi		
$\frac{KL}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2

$$\phi_c F_{cr} = 28.4 \text{ ksi}$$

$$\phi_c F_{cr} = 1996.718 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi_c F_{cr} = 1.99 \frac{t}{cm^2}$$

$$A_{req} = \frac{P}{\sigma}$$

$$A_{req} = \frac{116.22 t}{1.99 \frac{t}{cm^2}}$$

$$A_{req} = 58.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{req} = 9.05 \text{ in}^2$$

**2.6. Búsqueda en las tablas AISC – LRFD de elementos laminados en caliente que satisfaga el área requerida.**

TABLA 12. PERFILES HSS DE LA NORMA AISC – LRFD.

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>b/t</i>	<i>h/t</i>	Axis X-X			
						<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>
						in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>
HSS12×8× <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.581	76.33	21.0	10.8	17.7	397	66.1	4.34	82.1
× <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.465	62.46	17.2	14.2	22.8	333	55.6	4.41	68.1
× <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.349	47.90	13.2	19.9	31.4	262	43.7	4.47	53.0
× <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	0.291	40.35	11.1	24.5	38.2	224	37.4	4.50	44.9
× <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.233	32.63	8.96	31.3	48.5	184	30.6	4.53	36.6
× <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	0.174	24.73	6.76	43.0	66.0	140	23.4	4.56	27.8

**2.7. Secciones propuestas para una columna armada conformada por placas de acero.**

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

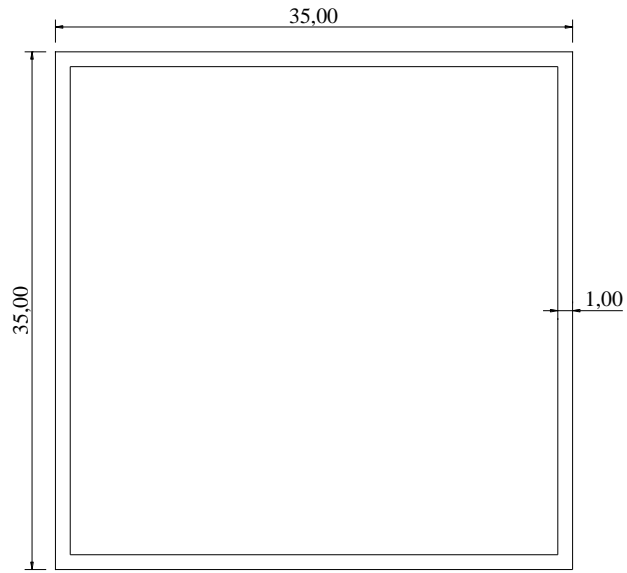


Figura 24. Sección de perfil HSS para columnas.

### 3. Diseño de viga.

Se realiza el diseño a la viga previamente prediseñada, la viga principal B 2-3.

#### 3.1. Propiedades geométricas de la sección W.

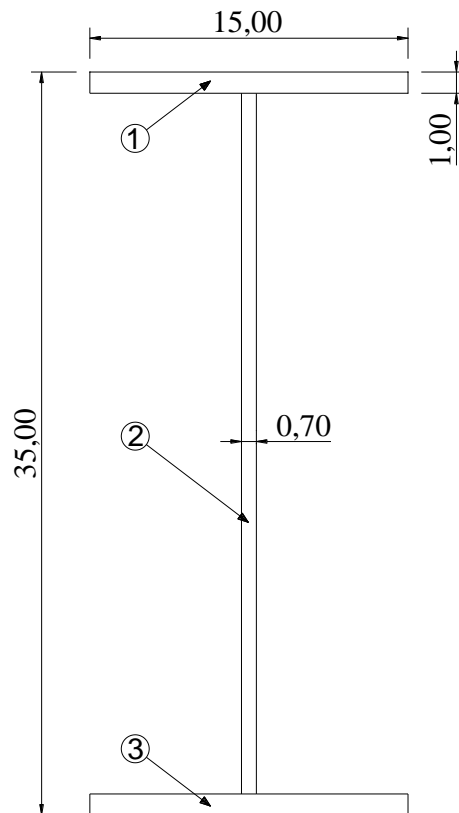


Figura 25. Secciones del perfil W para cálculo de inercias.

$$A = b * h$$

$$I_x = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12}$$

Sección 1.

$$A1 = 15cm * 1cm = 15cm^2$$

$$X1 = 7.5cm$$

$$Y1 = 34.5cm$$

$$Ix1 = \frac{15cm * (1cm)^3}{12} = 1.25cm^4$$

$$Iy1 = \frac{1cm * (15cm)^3}{12} = 281.25cm^4$$

Sección 2.

$$A2 = 0.7cm * 33cm = 23.1cm^2$$

$$X2 = 7.5cm$$

$$Y2 = 17.5cm$$

$$Ix2 = \frac{0.7cm * (33cm)^3}{12} = 2096.33cm^4$$

$$Iy2 = \frac{33cm * (0.7cm)^3}{12} = 0.943cm^4$$

Sección 3.

$$A3 = 15cm * 1cm = 15cm^2$$

$$X3 = 7.5cm$$

$$Y3 = 0.5cm$$

$$Ix3 = \frac{15cm * (1cm)^3}{12} = 1.25cm^4$$

$$Iy3 = \frac{1cm * (15cm)^3}{12} = 281.25cm^4$$

### Área de la figura.

$$A_{total} = A1 + A2 + A3$$

$$A_{total} = 15cm^2 + 23.1cm^2 + 15cm^2$$

$$A_{total} = 53.1cm^2$$

### Centro de gravedad de la figura.

$$X_{cg} = \frac{(15cm^2 * 7.5cm) + (23.1cm^2 * 7.5cm) + (15cm^2 * 7.5cm)}{53.1cm^2} = 7.5cm$$

$$Y_{cg} = \frac{(15cm^2 * 34.5cm) + (23.1cm^2 * 17.5cm) + (15cm^2 * 0.5cm)}{53.1cm^2} = 17.5cm$$

### Inercia.

En X

$$I_x = \sum I_x + \text{Área} * d^2$$

Donde:

d = Distancia entre el centro de gravedad en Y de la figura menos el centro de gravedad de la sección en Y.

$$\begin{aligned} I_x &= (1.25cm^4 + 15cm^2 * (17.5cm - 34.5cm)^2) \\ &+ (2096.33cm^4 + 23.1cm^2 * (17.5cm - 17.5cm)^2) \\ &+ (1.25cm^4 + 15cm^2 * (17.5cm - 0.5cm)^2) \end{aligned}$$

$$I_x = 10768.83cm^4$$

En y.

$$I_y = \sum I_y + \text{Área} * d^2$$

Donde:

d = Distancia entre el centro de gravedad en X de la figura menos el centro de gravedad de la sección en X.

$$\begin{aligned} I_y &= (281.25\text{cm}^4 + 15\text{cm}^2 * (7.5\text{cm} - 7.5\text{cm})^2) \\ &\quad + (0.943\text{cm}^4 + 23.1\text{cm}^2 * (7.5\text{cm} - 7.5\text{cm})^2) \\ &\quad + (281.25\text{cm}^4 + 15\text{cm}^2 * (7.5\text{cm} - 7.5\text{cm})^2) \\ I_y &= 563.44\text{cm}^4 \end{aligned}$$

### **Módulo de sección elástico.**

En x.

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{I_x}{Y_{cg}} \\ S_x &= \frac{10768.83\text{cm}^4}{17.5\text{cm}} \\ S_x &= 615.36\text{cm}^3 \end{aligned}$$

En y.

$$\begin{aligned} S_y &= \frac{I_y}{X_{cg}} \\ S_x &= \frac{563.44\text{cm}^4}{7.5\text{cm}} \\ S_x &= 75.13\text{cm}^3 \end{aligned}$$

### **Radio de giro.**

En x.

$$\begin{aligned} r_x &= \sqrt{\frac{I_x}{A_{total}}} \\ r_x &= \sqrt{\frac{10768.83\text{cm}^4}{53.1\text{cm}^2}} \end{aligned}$$



$$r_x = 14.24cm$$

En y.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{total}}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{563.44cm^4}{53.1cm^2}}$$

$$r_y = 3.26cm$$

**Módulo de sección plástico.**

En x.

$$Z_x = \sum Q = Q_1 + Q_2 = A_1 Y_1 + A_2 Y_2$$

$$Y_1 = Y_2 = \frac{\sum AY}{\sum A}$$

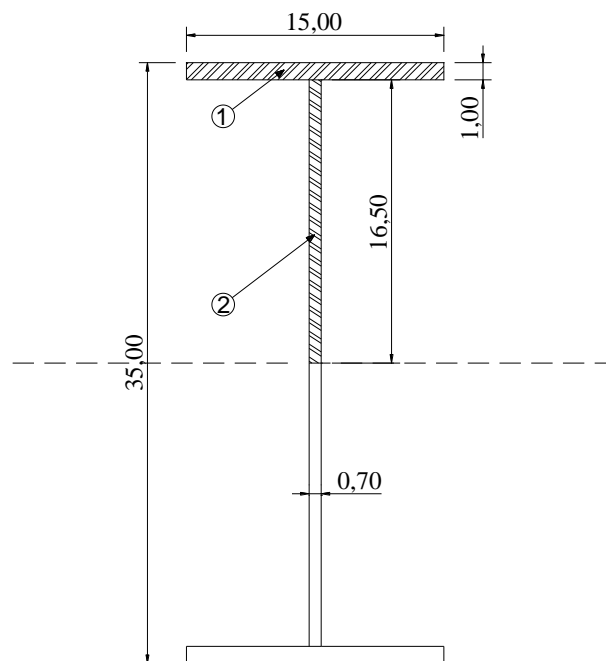


Figura 26. Secciones del perfil W para cálculo de módulo plástico en x.

Sección 1.

$$A1 = 15cm * 1cm = 15cm^2$$

$$x1 = 7.5cm$$

$$y1 = 17cm$$

Sección 2.

$$A2 = 0.7cm * 16.5cm = 11.55cm^2$$

$$x2 = 7.5cm$$

$$y2 = 8.25cm$$

$$Y_1 = Y_2 = \frac{(15cm^2 * 17cm) + (11.55cm^2 * 8.25cm)}{15cm^2 + 11.55cm^2} = 13.19cm$$

$$Z_x = ((15cm^2 + 11.55cm^2) * 13.19cm) + ((11.55cm^2 + 15cm^2) * 13.19cm)$$

$$Z_x = 700.58cm^3$$

En y.

$$Z_y = \sum Q = Q_1 + Q_2 = A_1 X_1 + A_2 X_2$$

$$X_1 = X_2 = \frac{\sum AX}{\sum A}$$

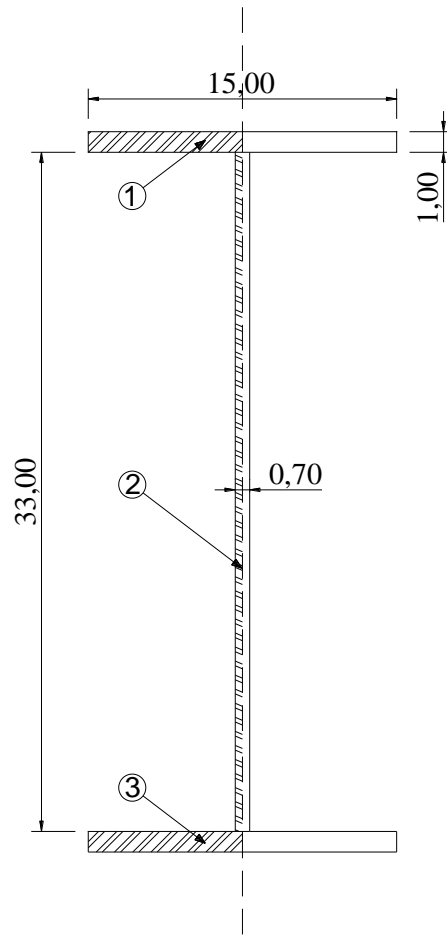


Figura 27. Secciones del perfil W para cálculo de módulo plástico en y.

Sección 1.

$$A1 = 7.5cm * 1cm = 7.5cm^2$$

$$x1 = 3.75cm$$

$$y1 = 34.5cm$$

Sección 2.

$$A2 = 0.35cm * 33cm = 11.55cm^2$$

$$x2 = 0.175cm$$

$$y2 = 17.5cm$$

Sección 3.

$$A_3 = 7.5\text{cm} * 1\text{cm} = 7.5\text{cm}^2$$

$$x_3 = 3.75\text{cm}$$

$$y_3 = 0.5\text{cm}$$

$$X_1 = X_2 = X_3 = \frac{(7.5 * 3.75\text{cm}) + (11.55\text{cm}^2 * 0.175\text{cm}) + (7.5 * 3.75\text{cm})}{7.5\text{cm}^2 + 11.55\text{cm}^2 + 7.5\text{cm}^2}$$
$$= 2.19\text{cm}$$

$$Z_y = ((7.5\text{cm}^2 + 11.55\text{cm}^2 + 7.5\text{cm}^2) * 2.19\text{cm})$$
$$+ ((11.55\text{cm}^2 + 7.5\text{cm}^2 + 7.5\text{cm}^2) * 2.19\text{cm})$$

$$Z_y = 116.29\text{cm}^3$$

**Constante torsional de St. Venant.**

$$J = \frac{1}{3}(2bf * tf^3 + h * tw^3)$$

Donde:

h = Distancia libre entre centros de gravedad de los patines.

$$J = \frac{1}{3}(2 * 15\text{cm} * (1\text{cm})^3 + 34\text{cm} * (0.7\text{cm})^3)$$

$$J = 13.89\text{cm}^4$$

**Constante torsional de alabeo.**

$$C_w = \frac{tf * h^2 * bf^3}{24}$$

$$C_w = \frac{1\text{cm} * (34\text{cm})^2 * (15\text{cm})^3}{24}$$

$$C_w = 162562.5\text{cm}^6$$

TABLA 13. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL W.

Viga principal B 2-3	
Área	53.1 cm <sup>2</sup>
Xcg	7.5 cm
Ycg	17.5 cm
Ix	10768.83 cm <sup>4</sup>
Iy	563.44 cm <sup>4</sup>
Sx	615.36 cm <sup>3</sup>
Sy	75.13 cm <sup>3</sup>
rx	14.24 cm
ry	3.26 cm
Zx	700.58 cm <sup>3</sup>
Zy	116.29 cm
J	13.89 cm <sup>4</sup>
Cw	162562.5 cm <sup>6</sup>

### 3.2.Arriostramiento lateral.

Datos:

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_b = 167 \text{ cm}$$

$$L = 0.086 * r_y * \frac{E}{f_y}$$

$$L = 0.086 * (3.26\text{cm}) * \frac{2100000\text{kg/cm}^2}{2531\text{kg/cm}^2}$$

$$L = 232.62\text{cm}$$

$$L_b \leq L \therefore \text{CUMPLE}$$

### 3.3.Determinación relación ancho – espesor.

**Ala.**

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda = \frac{15cm}{2(1cm)}$$

$$\lambda = 7.5$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2100000kg/cm^2}{2531kg/cm^2}}$$

$$\lambda_p = 10.95$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

**Alma.**

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda = \frac{33cm}{0.7cm}$$

$$\lambda = 47.14$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2100000 \text{kg/cm}^2}{2531 \text{kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 108.31$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

### 3.4. Resistencia nominal en flexión para miembros compactos

**Fluencia.**

$$M_n = M_p = f_y * Z_x$$

$$M_n = M_p = 2531 \text{kg/cm}^2 * 700.58 \text{cm}^3$$

$$M_n = M_p = 1773167.98 \text{kg} * \text{cm}$$

$$M_n = M_p = 17.73 \text{t} * \text{m}$$

**Pandeo lateral torsional.**

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_p = 1.76 * (3.26 \text{cm}) * \sqrt{\frac{2100000 \text{kg/cm}^2}{2531 \text{kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 165.27 \text{cm}$$

Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x}}$$

$$rts = \sqrt{\frac{\sqrt{563.44cm^4 * 162562.5cm^6}}{615.36cm^3}} = 3.94cm$$

$$Lr = 1.95 * rts * \frac{E}{0.7 * fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * fy}{E}\right)^2}}$$

$Lr$

$$= 1.95 * 3.94cm * \frac{2100000kg/cm^2}{0.7 * 2531kg/cm^2}$$

$$* \sqrt{\frac{13.89cm^4}{615.36cm^3 * 34cm} + \sqrt{\left(\frac{13.89cm^4}{615.36cm^3 * 34cm}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * 2531kg/cm^2}{2100000kg/cm^2}\right)^2}}$$

$$Lr = 495.1cm$$

Cuando.

$$Lp < Lb \leq Lr$$

$$Mn = Cb \left[ Mp - (Mp - 0.7 * fy * Sx) \left( \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq Mp$$

$$Mn = 1 \left[ 1773167.98kg * cm - (1773167.98kg * cm - (0.7 * 2531kg/cm^2 * 615.36cm^3)) \left( \frac{167cm - 165.27cm}{495.1cm - 165.27cm} \right) \right]$$

$$Mn = 1769567.014kg * cm$$

$$Mn = 17.69t * m$$

**Valor menor.**

$$Mn = 17.69t * m$$



$$\phi Mn = 17.69t * m * 0.9$$

$$\phi Mn = 15.92t * m$$

### 3.5. Interacción de flexión y compresión.

$$\frac{Pr}{Pc} < 0.2$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Datos:

$$Mux = 15.2463 \text{ t*m .}$$

$$0 + \left( \frac{15.2463t * m}{15.92t * m} + 0 \right) \leq 1$$

$$0.957 \leq 1 \therefore \text{CUMPLE}$$

### 3.6. Diseño de miembro a corte.

$$Vn = 0.6 * fy * Aw * Cv$$

**Determinación de Aw.**

$$Aw = h * tw$$

$$Aw = 33cm * 0.7cm$$

$$Aw = 23.1cm^2$$

**Determinación de Kv.**

$$\frac{h}{tw} \leq 260$$

$$\frac{33cm}{0.7cm} \leq 260$$

$$47.14 \leq 260$$

$$Kv = 5$$

**Determinación de Cv.**

$$\frac{h}{tw} \leq 1.10 * \sqrt{Kv * \frac{E}{fy}}$$

$$\frac{33cm}{0.7} \leq 1.10 * \sqrt{5 * \frac{2100000kg/cm^2}{2531kg/cm^2}}$$

$$47.14 \leq 70.85$$

$$Cv = 1$$

$$Vn = 0.6 * 2531kg/cm^2 * 23.1cm^2 * 1$$

$$Vn = 35079.66kg$$

$$Vn = 35.08t$$

### **3.7.Resistencia de corte de diseño.**

Datos:

$$Vu=11.3057 t .$$

$$\phi_b = 0.9 (LRFD)$$

$$\phi Vn = 0.9 * 35.08t$$

$$\phi Vn = 31.57t$$

$$Vu < \phi Vn \therefore \text{CUMPLE}$$

#### 4. Diseño de columna.

Se realiza el diseño de la columna B2.

##### 4.1. Propiedades geométricas de la sección HSS.

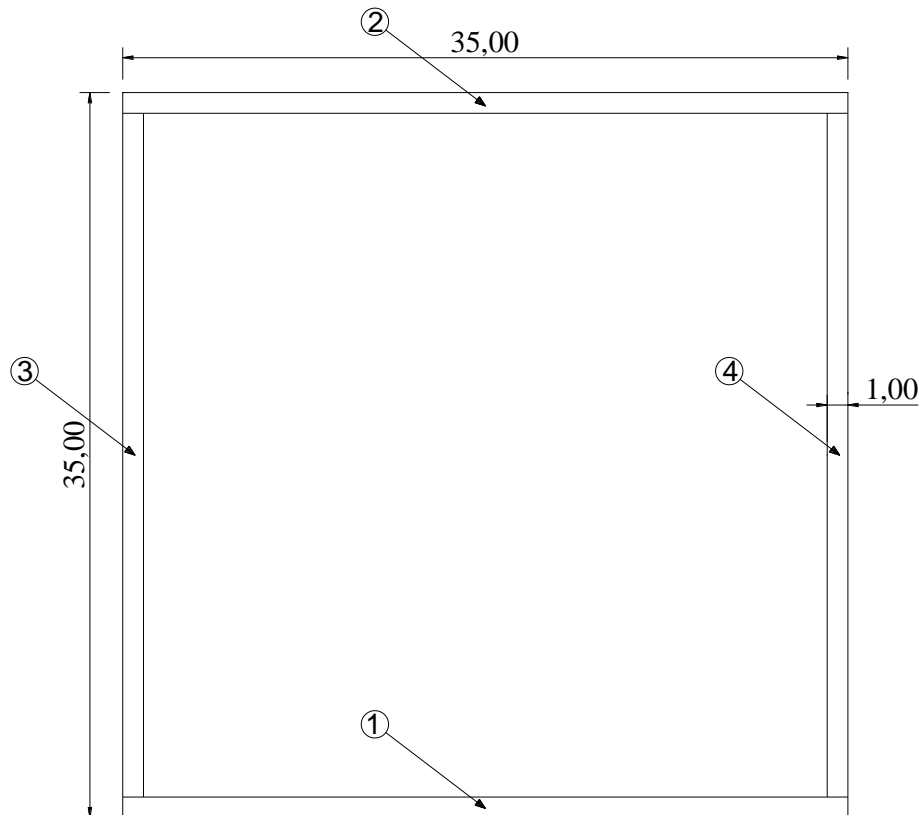


Figura 28. Secciones del perfil HSS para cálculo de inercias.

$$A = b * h$$

$$I_x = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12}$$

##### Sección 1.

$$A_1 = 35cm * 1cm = 35cm^2$$

$$X_1 = 17.5cm$$

$$Y1 = 0.5cm$$

$$Ix1 = \frac{35cm * (1cm)^3}{12} = 2.92cm^4$$

$$Iy1 = \frac{1cm * (35cm)^3}{12} = 3572.92cm^4$$

Sección 2.

$$A2 = 35cm * 1cm = 35cm^2$$

$$X2 = 17.5cm$$

$$Y2 = 34.5cm$$

$$Ix2 = \frac{35cm * (1cm)^3}{12} = 2.92cm^4$$

$$Iy2 = \frac{1cm * (35cm)^3}{12} = 3572.92cm^4$$

Sección 3.

$$A3 = 1cm * 33cm = 33cm^2$$

$$X3 = 0.5cm$$

$$Y3 = 17.5cm$$

$$Ix3 = \frac{1cm * (33cm)^3}{12} = 2994.75cm^4$$

$$Iy3 = \frac{33cm * (1cm)^3}{12} = 2.75cm^4$$

Sección 4.

$$A4 = 1cm * 33cm = 33cm^2$$

$$X4 = 34.5cm$$

$$Y_4 = 17.5\text{cm}$$

$$I_{x4} = \frac{1\text{cm} * (33\text{cm})^3}{12} = 2994.75\text{cm}^4$$

$$I_{y4} = \frac{33\text{cm} * (1\text{cm})^3}{12} = 2.75\text{cm}^4$$

**Área de la figura.**

$$A_{total} = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$$

$$A_{total} = 35\text{cm}^2 + 35\text{cm}^2 + 33\text{cm}^2 + 33\text{cm}^2$$

$$A_{total} = 136\text{cm}^2$$

**Centro de gravedad de la figura.**

$X_{cg}$

$$= \frac{(35\text{cm}^2 * 17.5\text{cm}) + (35\text{cm}^2 * 17.5\text{cm}) + (33\text{cm}^2 * 0.5\text{cm}) + (33\text{cm}^2 * 34.5\text{cm})}{136\text{cm}^2}$$

$$= 17.5\text{cm}$$

$Y_{cg}$

$$= \frac{(35\text{cm}^2 * 0.5\text{cm}) + (35\text{cm}^2 * 34.5\text{cm}) + (33\text{cm}^2 * 17.5\text{cm}) + (33\text{cm}^2 * 17.5\text{cm})}{136\text{cm}^2}$$

$$= 17.5\text{cm}$$

**Inercia.**

En X.

$$I_x = \sum I_x + \text{Área} * d^2$$

Donde:

d = Distancia entre el centro de gravedad en Y de la figura menos el centro de gravedad de la sección en Y.

$$\begin{aligned}
I_x &= (2.92cm^4 + 35cm^2 * (17.5cm - 0.5cm)^2) \\
&+ (2.92cm^4 + 35cm^2 * (17.5cm - 34.5cm)^2) \\
&+ (2994.75cm^4 + 33cm^2 * (17.5cm - 17.5cm)^2) \\
&+ (2994.75cm^4 + 33cm^2 * (17.5cm - 17.5cm)^2)
\end{aligned}$$

$$I_x = 26225.34cm^4$$

En y.

$$I_y = \sum I_y + \text{Área} * d^2$$

Donde:

d = Distancia entre el centro de gravedad en X de la figura menos el centro de gravedad de la sección en X.

$$\begin{aligned}
I_y &= (3572.92cm^4 + 35cm^2 * (17.5cm - 17.5cm)^2) \\
&+ (3572.92cm^4 + 35cm^2 * (17.5cm - 17.5cm)^2) \\
&+ (2.75cm^4 + 33cm^2 * (17.5cm - 0.5cm)^2) \\
&+ (2.75cm^4 + 33cm^2 * (17.5cm - 34.5cm)^2)
\end{aligned}$$

$$I_y = 26225.34cm^4$$

**Módulo de sección elástico.**

En x.

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{cg}}$$

$$S_x = \frac{26225.34cm^4}{17.5cm}$$

$$S_x = 1498.59cm^3$$

En y.

$$S_y = \frac{I_y}{X_{cg}}$$

$$S_x = \frac{26225.34cm^4}{17.5cm}$$

$$S_x = 1498.59cm^3$$

### **Radio de giro.**

En x.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{total}}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{26225.34cm^4}{136cm^2}}$$

$$r_x = 13.89cm$$

En y.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{total}}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{26225.34cm^4}{136cm^2}}$$

$$r_y = 13.89cm$$

### **Módulo de sección plástico.**

En x.

$$Z_x = \sum Q = Q_1 + Q_2 = A_1 Y_1 + A_2 Y_2$$

$$Y_1 = Y_2 = \frac{\sum AY}{\sum A}$$

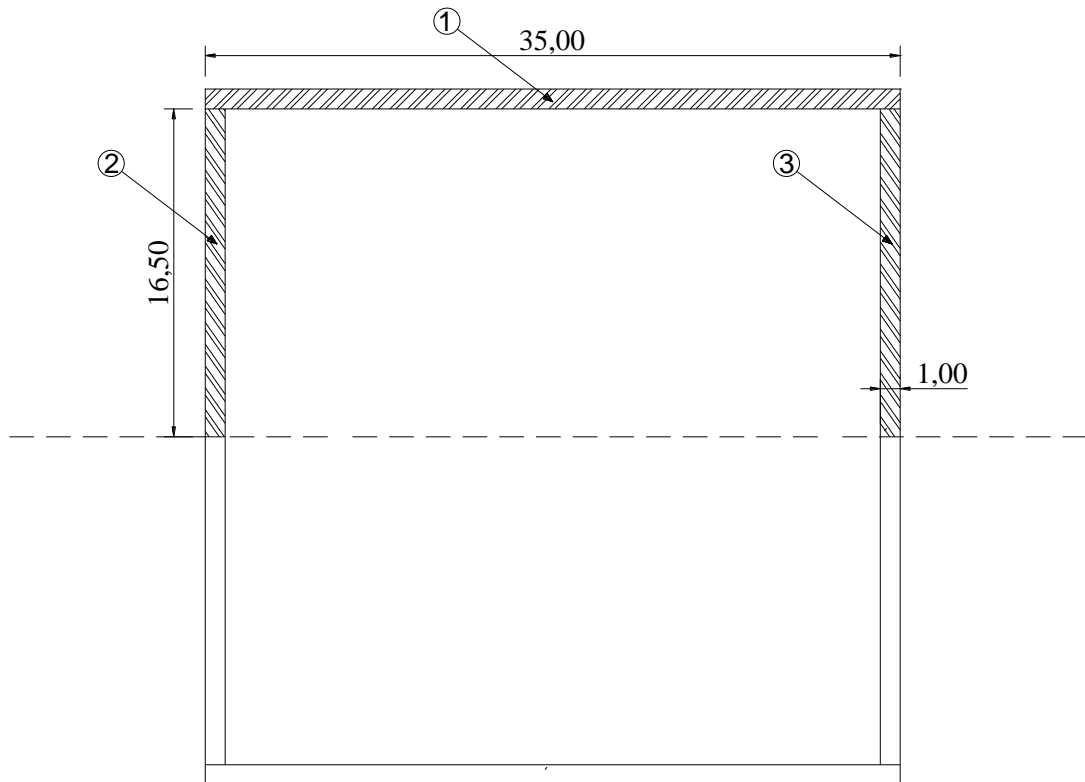


Figura 29. Secciones del perfil HSS para cálculo de módulo plástico en x.

Sección 1.

$$A1 = 35cm * 1cm = 35cm^2$$

$$x1 = 17.5cm$$

$$y1 = 17cm$$

Sección 2.

$$A2 = 1cm * 16.5cm = 16.5cm^2$$

$$x2 = 0.5cm$$

$$y2 = 8.25m$$

Sección 3.

$$A3 = 1cm * 16.5cm = 16.5cm^2$$



$$x_3 = 34.5\text{cm}$$

$$y_3 = 8.25\text{cm}$$

$$Y_1 = Y_2 = \frac{(35\text{cm}^2 * 17\text{cm}) + (16.5\text{cm}^2 * 8.25\text{cm}) + (16.5\text{cm}^2 * 8.25\text{cm})}{35\text{cm}^2 + 16.5\text{cm}^2 + 16.5\text{cm}^2}$$

$$= 12.7\text{cm}$$

$$Z_x = ((35\text{cm}^2 * 12.7\text{cm}) + (16.5\text{cm}^2 * 12.7\text{cm}) + (16.5\text{cm}^2 * 12.7\text{cm})) * 2$$

$$Z_x = 1734\text{cm}^3$$

En y.

$$Z_y = \sum Q = Q_1 + Q_2 = A_1 X_1 + A_2 X_2$$

$$X_1 = X_2 = \frac{\sum A X}{\sum A}$$

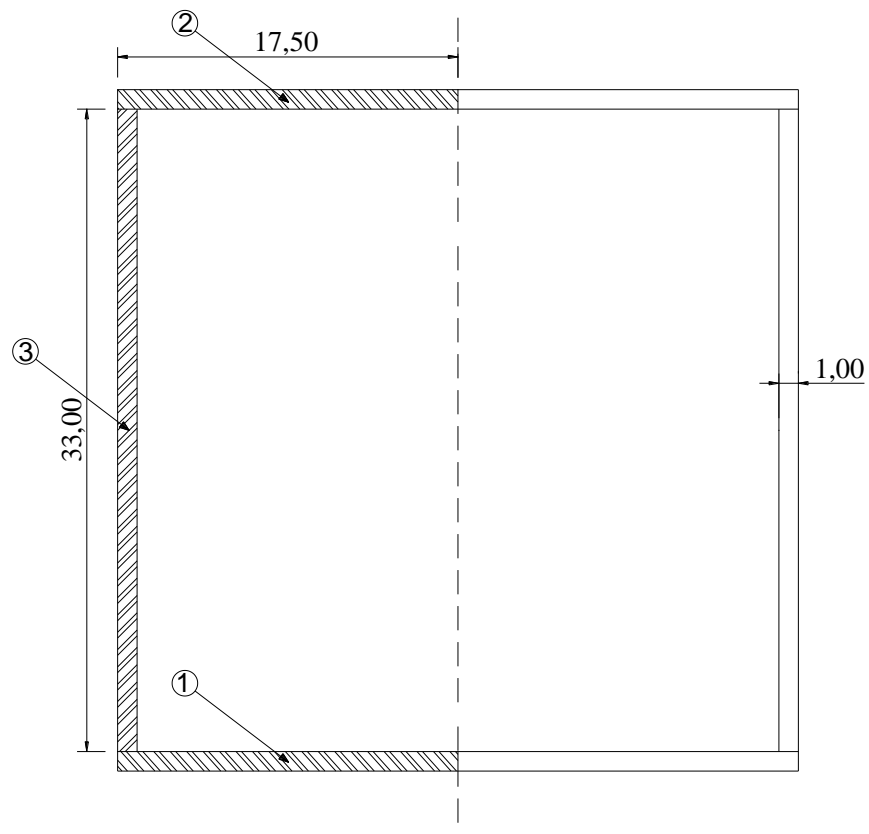


Figura 30. Secciones del perfil HSS para cálculo de módulo plástico en y.

Sección 1.

$$A1 = 17.5cm * 1cm = 17.5cm^2$$

$$x1 = 8.75cm$$

$$y1 = 0.5cm$$

Sección 2.

$$A2 = 17.5cm * 1cm = 17.5cm^2$$

$$x2 = 8.75cm$$

$$y2 = 34.5m$$

Sección 3.

$$A3 = 1cm * 33cm = 33cm^2$$

$$x3 = 17cm$$

$$y3 = 17.5cm$$

$$X_1 = X_2 = \frac{(17.5cm^2 * 8.75cm) + (17.5cm^2 * 8.75cm) + (33cm^2 * 17cm)}{35cm^2 + 16.5cm^2 + 16.5cm^2}$$
$$= 12.7cm$$

$$Z_y = ((17.5cm^2 * 12.7cm) + (17.5cm^2 * 12.7cm) + (33cm^2 * 12.7cm)) * 2$$

$$Z_y = 1734cm^3$$

**Constante torsional de St. Venant.**

$$J = \frac{4 * Ap^2 * t}{P}$$

$$Rc = 1.5 * t$$

$$Rc = 1.5 * 1cm$$

$$Rc = 1.5cm$$

$$Ap = (h - t)(b - t) - Rc^2(4 - \pi)$$

$$Ap = (35cm - 1cm)(35cm - 1cm) - (1.5cm)^2(4 - \pi)$$

$$Ap = 1154.07$$

$$P = 2[(h - t) + (b - t) - Rc(4 - \pi)]$$

$$P = 2[(35cm - 1cm) + (35cm - 1cm) - 1.5 * (4 - \pi)]$$

$$P = 133.42$$

$$J = \frac{4 * (1154.07)^2 * 1cm}{133.42}$$

$$J = 39930.37$$

TABLA 14. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL HSS.

Columna B2	
Área	136 cm <sup>2</sup>
Xcg	17.5. cm
Ycg	17.5 cm
Ix	26225.34 cm <sup>4</sup>
Iy	26225.34 cm <sup>4</sup>
Sx	1498.59 cm <sup>3</sup>
Sy	1498.59 cm <sup>3</sup>
rx	13.89 cm
ry	13.89 cm
Zx	1734 cm <sup>3</sup>
Zy	1734 cm

J	39930.37 cm <sup>4</sup>
Cw	0

#### 4.2. Coeficiente de rigidez relativa.

La columna se encuentra conectada de forma rígida a la cimentación, por lo que se considera un valor de  $G=10$ .

$$GA_x = 1$$

$$GA_y = 1$$

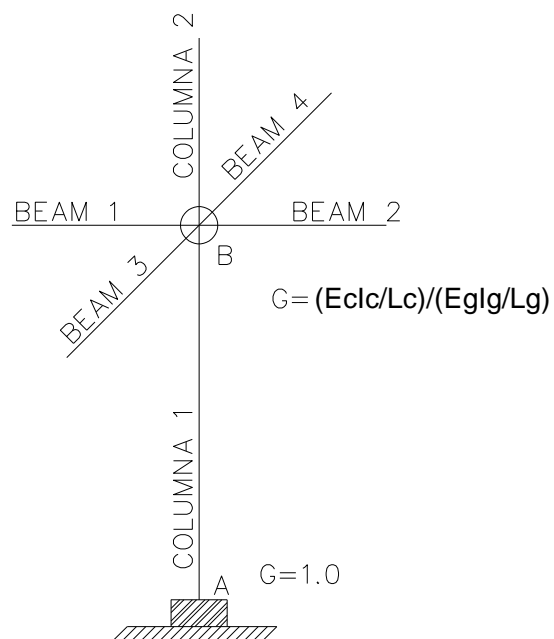


Figura 31. Coeficiente de rigidez en conexión rígida.

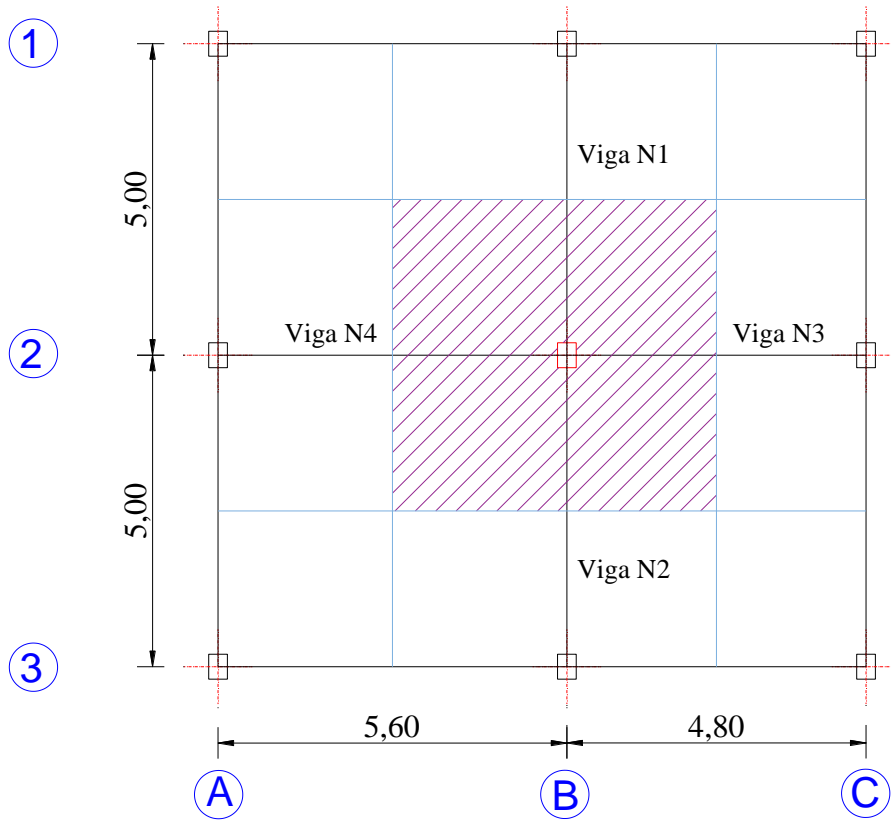


Figura 32. Vigas principales dentro del área cooperante de la columna B2.

Datos:

TABLA 15. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA COLUMNA EN ANÁLISIS.

Columna N	1	2
<b>d (cm)</b>	35	35
<b>t (cm)</b>	1	1
<b>b (cm)</b>	35	35
<b>L (cm)</b>	270	270
<b>I<sub>x</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	26225.34	26225.34
<b>I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	26225.34	26225.34
<b>r<sub>x</sub> (cm)</b>	13.89	13.89
<b>r<sub>y</sub> (cm)</b>	13.89	13.89

<b>Zx (cm<sup>3</sup>)</b>	1734	1734
<b>Zy (cm<sup>3</sup>)</b>	1734	1734

TABLA 16. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS VIGAS.

<b>Viga N</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>d (cm)</b>	35	35	35	35
<b>tf (cm)</b>	1	1	1	1
<b>bf (cm)</b>	15	15	15	15
<b>tw (cm)</b>	0.7	0.7	0.7	0.7
<b>L (cm)</b>	500	500	480	560
<b>Ix (cm<sup>4</sup>)</b>	10768.83	10768.83	10768.83	10768.83
<b>Iy (cm<sup>4</sup>)</b>	563.44	563.44	563.44	563.44

$$G = \frac{\sum \frac{Ec * Ic}{Lc}}{\sum \frac{Eg * Ig}{Lg}} = \frac{\sum \left( \frac{E * I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{E * I}{L} \right)_g}$$

$$GBx = \frac{\frac{26225.34cm^4}{270cm}}{\frac{10768.83cm^4}{500cm}} + \frac{\frac{26225.34cm^4}{270cm}}{\frac{10768.83cm^4}{500cm}}$$

$$GBx = 4.51$$

$$GBy = \frac{\frac{26225.34cm^4}{270cm}}{\frac{10768.83cm^4}{480cm}} + \frac{\frac{26225.34cm^4}{270cm}}{\frac{10768.83cm^4}{560cm}}$$

$$GBy = 4.66$$

### 4.3. Coeficiente de longitud efectiva (k).

Pórtico no arriostrado.

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

$$K_x = \sqrt{\frac{(1.6 * 1 * 4.51) + 4.0(1 + 4.51) + 7.5}{1 + 4.51 + 7.5}}$$

$$K_x = 1.68$$

$$K_y = \sqrt{\frac{(1.6 * 1 * 4.66) + 4.0(1 + 4.66) + 7.5}{1 + 4.66 + 7.5}}$$

$$K_y = 1.69$$

### 4.4. Coeficiente de Esbeltez.

$$\lambda = \frac{K * L}{r}$$

$$\lambda_x = \frac{1.68 * 270cm}{13.89cm}$$

$$\lambda_x = 32.66$$

$$\lambda_y = \frac{1.69 * 270cm}{13.89cm}$$

$$\lambda_y = 32.85$$

### 4.5. Determinación de Esbeltez.

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = \frac{35cm}{1cm}$$

$$\lambda = 35$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{E}{fy}\right)}$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{2100000kg/cm^2}{2531kg/cm^2}\right)}$$

$$\lambda r = 40.33$$

$$\lambda \leq \lambda r \therefore \text{NO ESBELTO}$$

#### 4.6.Pandeo por flexión.

**Tensión crítica de pandeo elástico.**

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * 2100000kg/cm^2}{(32.85)^2}$$

$$Fe = 19206.50kg/cm^2$$

**Tensión de pandeo por flexión.**

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ o } (Fe \geq 0.44fy)$$

$$32.85 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000kg/cm^2}{2531kg/cm^2}}$$



$$32.85 \leq 135.67$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{f_y}{F_e} \right] f_y$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{2531 \text{ kg/cm}^2}{19206.50 \text{ kg/cm}^2} \right] 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2395.18 \text{ kg/cm}^2$$

### **Resistencia compresión nominal.**

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 2395.18 \text{ kg/cm}^2 * 136 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 325744.48 \text{ kg}$$

$$P_n = 325.74 \text{ t}$$

### **Resistencia de diseño en compresión.**

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi P_n = \phi_c * P_n$$

Datos:

$$P_u = 111.1027 \text{ t.}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 325.74 \text{ t}$$

$$\phi P_n = 293.17 \text{ t}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

#### 4.7. Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo torsional.

##### Tensión crítica de pandeo elástico.

Datos:

$$G = 790000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 * E * C_w}{(Kz * L)^2} + GJ \right] * \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 0}{(1.69 * 270 \text{ cm})^2} + (790000 \text{ kg/cm}^2 * 39930.37 \text{ cm}^4) \right] * \frac{1}{26225.34 \text{ cm}^4 + 26225.34 \text{ cm}^4}$$

$$F_e = 601421.99 \text{ kg/cm}^2$$

##### Tensión de pandeo por flexión.

a) Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_e \geq 0.44 f_y)$$

$$32.85 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$32.85 \leq 135.67$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{f_y}{F_e} \right] f_y$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{2531 \text{ kg/cm}^2}{601421.99 \text{ kg/cm}^2} \right] 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2526.55 \text{ kg/cm}^2$$

### Resistencia compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 2526.55 \text{kg/cm}^2 * 136 \text{cm}^2$$

$$P_n = 343610.23 \text{kg}$$

$$P_n = 343.61 \text{t}$$

### Resistencia de diseño en compresión.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi P_n = \phi_c * P_n$$

Datos:

$$P_u = 111.1027 \text{ t.}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 343.61 \text{t}$$

$$\phi P_n = 309.25 \text{t}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

### 4.8. Determinación relación ancho – espesor.

**Ala.**

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = \frac{35 \text{cm}}{1 \text{cm}}$$

$$\lambda = 35$$

$$\lambda p = 1.12 * \sqrt{\left(\frac{E}{fy}\right)}$$

$$\lambda p = 1.12 * \sqrt{\left(\frac{2100000kg/cm^2}{2531kg/cm^2}\right)}$$

$$\lambda p = 32.26$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{E}{fy}\right)}$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{2100000kg/cm^2}{2531kg/cm^2}\right)}$$

$$\lambda r = 40.33$$

$$\lambda p \leq \lambda \leq \lambda r \therefore \text{NO COMPACTO}$$

**Alma.**

$$\lambda = \frac{h}{t}$$

$$\lambda = \frac{35cm}{1cm}$$

$$\lambda = 35$$

$$\lambda p = 2.42 * \sqrt{\left(\frac{E}{fy}\right)}$$

$$\lambda_p = 2.42 * \sqrt{\left(\frac{2100000kg/cm^2}{2531kg/cm^2}\right)}$$

$$\lambda_p = 69.71$$

$$\lambda_r = 5.70 * \sqrt{\left(\frac{E}{fy}\right)}$$

$$\lambda_r = 5.70 * \sqrt{\left(\frac{2100000kg/cm^2}{2531kg/cm^2}\right)}$$

$$\lambda_r = 164.19$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTO}$$

#### 4.9.Resistencia de flexión nominal.

##### Fluencia.

$$M_n = M_p = fy * Z$$

$$M_n = M_p = 2531kg/cm^2 * 1734cm^3$$

$$M_n = M_p = 4388754kg * cm$$

$$M_n = M_p = 43.89t * m$$

##### Pandeo Local de Ala.

a) Para secciones con alas no compactas.

$$M_n = M_p - (M_p - fy * S) \left( 3.57 * \frac{b}{t} * \sqrt{\frac{fy}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

$$Mn = 4388754kg * cm$$

$$- (4388754kg * cm - 2531kg/cm^2 * 1498.59cm^3) \left( 3.57 * \frac{33cm}{1cm} * \sqrt{\frac{2531kg/cm^2}{2100000kg/cm^2} - 4.0} \right)$$

$$Mn = 4335156.48kg * cm$$

$$Mn = 43.35t * m$$

### **Pandeo local de Alma.**

a) Para secciones compactas.

No aplica el estado límite de pandeo local de alma.

$$Mn = Mp = 43.89t * m$$

### **Pandeo lateral torsional.**

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$Lp = 0.13 * E * ry * \frac{\sqrt{J * Ag}}{Mp}$$

$$Lp = 0.13 * 2100000kg/cm^2 * 13.89cm * \frac{\sqrt{39930.37cm^4 * 136cm}}{4388754kg * cm}$$

$$Lp = 2013.47cm$$

Longitud no arriostrada para estado límite de fluencia.

$$Lr = 2 * E * ry * \frac{\sqrt{J * Ag}}{0.7 * fy * Sx}$$

$$Lr = 2 * 2100000kg/cm^2 * 13.89cm * \frac{\sqrt{39930.37cm^4 * 136cm}}{0.7 * 2531kg/cm^2 * 1498.59cm^3}$$

$$Lr = 51203.49cm$$

a) Cuando.

$$Lb \leq Lp$$

Estado límite de pandeo lateral – torsional no aplica.

$$Mn = Mp = 43.89t * m$$

**Valor menor.**

$$Mn = 43.35t * m$$

$$\phi Mn = 43.35t * m * 0.9$$

$$\phi Mn = 39.02t * m$$

#### **4.10. Interacción de flexión y compresión.**

$$\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$$

$$\frac{111.1027t}{293.17t} \geq 0.2$$

$$0.38 \geq 0.2$$

Datos:

$$Mux = 11.9947 t*m .$$

$$Muy=4.278 t*m .$$

$$\frac{111.1027t}{293.17t} + \frac{8}{9} \left( \frac{11.9947t * m}{39.02t * m} + \frac{4.278t * m}{39.02t * m} \right) \leq 1$$

$$0.75 \leq 1 \therefore \text{CUMPLE}$$

#### 4.6.2. Anexo 2.

### RESOLUCIÓN CON EL SOFTWARE DESARROLLADO.

#### 1. Ingreso de datos generales.

- Ingreso del número de ejes y distancias que tiene el modelo que va a ser analizado, las distancias son consideradas de eje a eje.

The screenshot shows a software window titled 'IngresoDatos1' with a grid layout. On the left, there are input fields for 'Dimensiones de Grilla (Planta)': 'Numero de Ejes en X' (4), 'Numero de Ejes en Y' (4), 'Espacio en X' (5.6 m), and 'Espacio en Y [m]' (5 m). Below these are two tables for 'Datos: Cuadrícula X [metros]' and 'Datos: Cuadrícula Y [metros]'. The X-axis table has columns for 'Grid ID' and 'Espacio', with values: (1, A, 5.60), (2, B, 4.80), (3, C, 5.60), and (4, D, 0.00). The Y-axis table has columns for 'Grid ID' and 'Espacio', with values: (1, 1, 2.80), (2, 2, 5.00), (3, 3, 5.00), and (4, 4, 0.00). On the right, a 4x4 grid is visualized with red lines, labeled A-D horizontally and 1-4 vertically. At the bottom right, there are 'OK' and 'Cancelar' buttons.

Figura 33. Malla de trabajo de la estructura en análisis.

- Ingreso del número de pisos y de la altura de entrepisos.



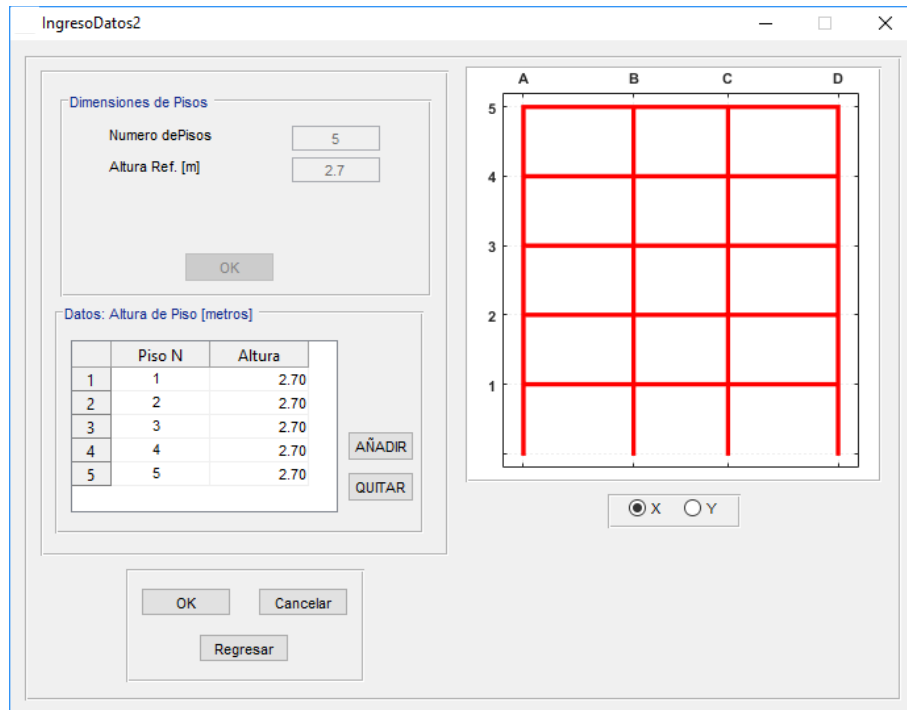


Figura 34. Pisos de la estructura.

- Cálculo del peso de mampostería.

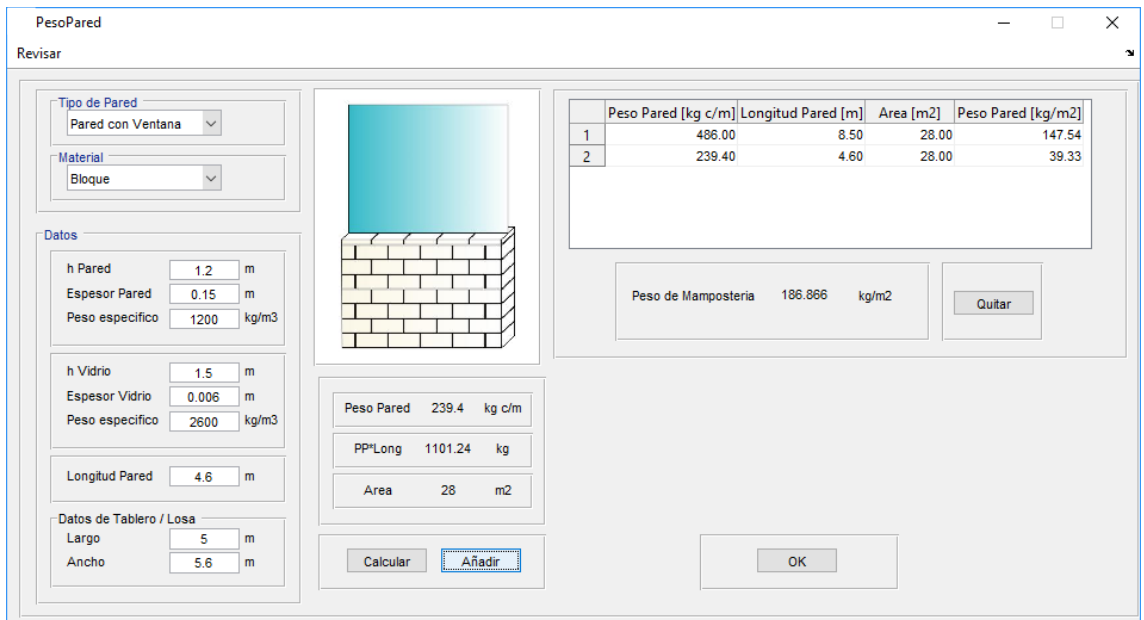


Figura 35. Cálculo del peso de pared.

- Ingreso de carga muerta y carga viva por cada piso de la estructura.

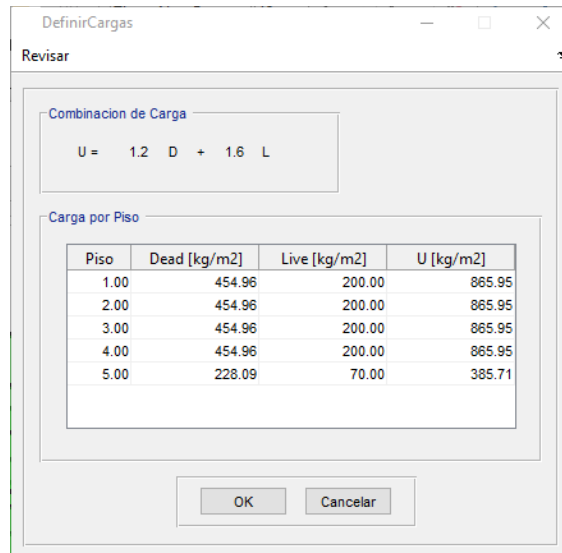


Figura 36. Cargas actuantes en la estructura.

- Determinación del tipo de aceros a ser empleados en los elementos estructurales.

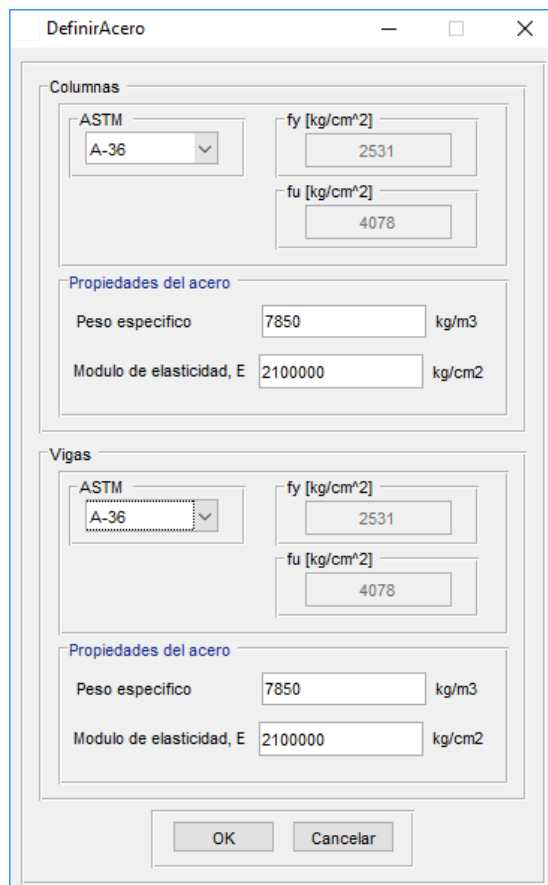


Figura 37. Selección del tipo de acero.

- Se visualiza la pantalla principal del programa con los datos ingresados.

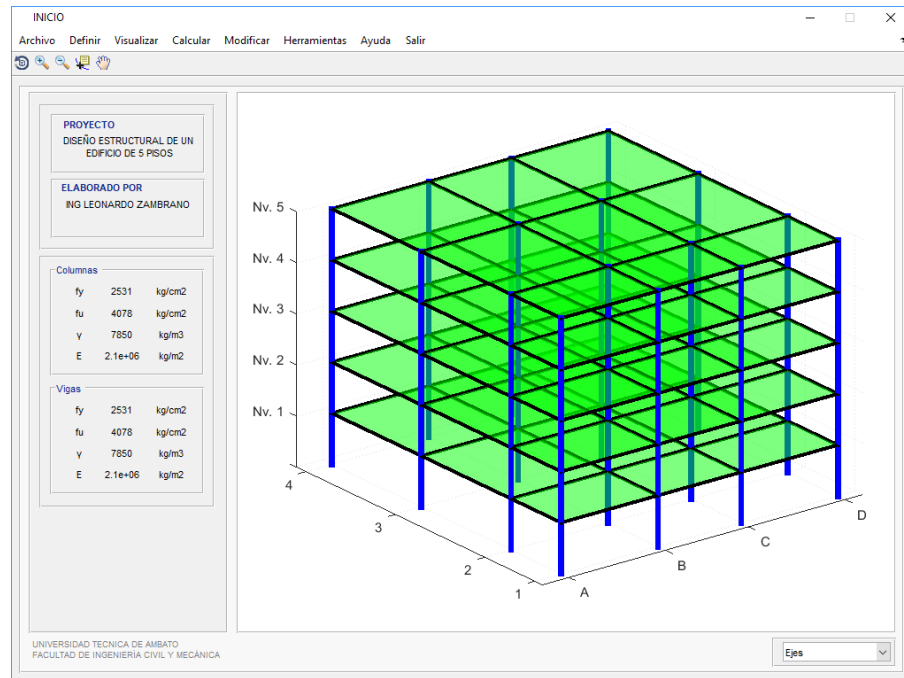


Figura 38. Pantalla principal del software.

- Ubicación de las vigas secundarias calculadas automáticamente por el software.

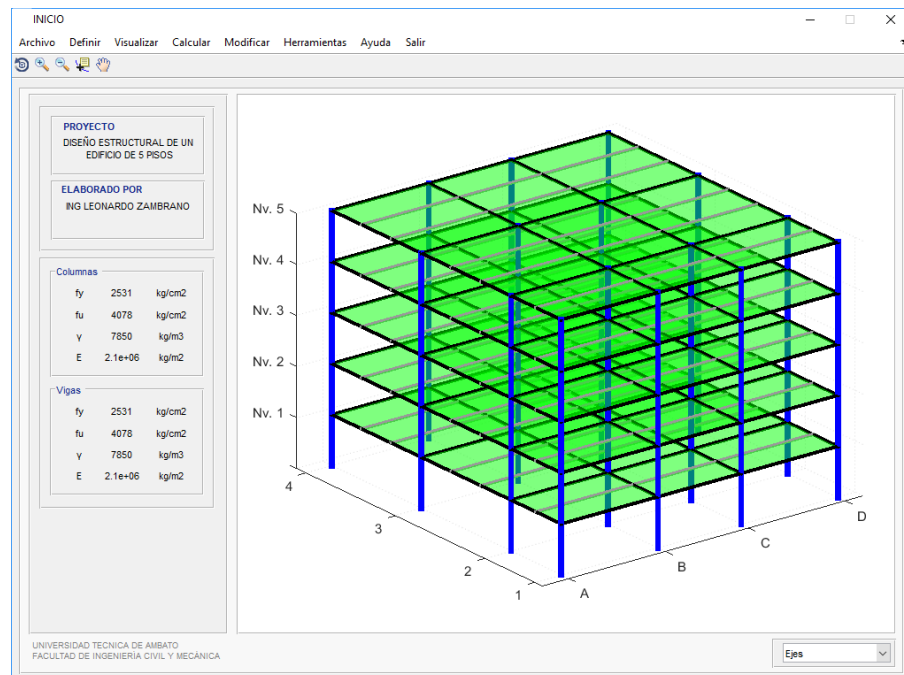


Figura 39. Ubicación de las vigas secundarias.

## 2. Prediseño de vigas.

- Prediseño de vigas secundarias y vigas principales.

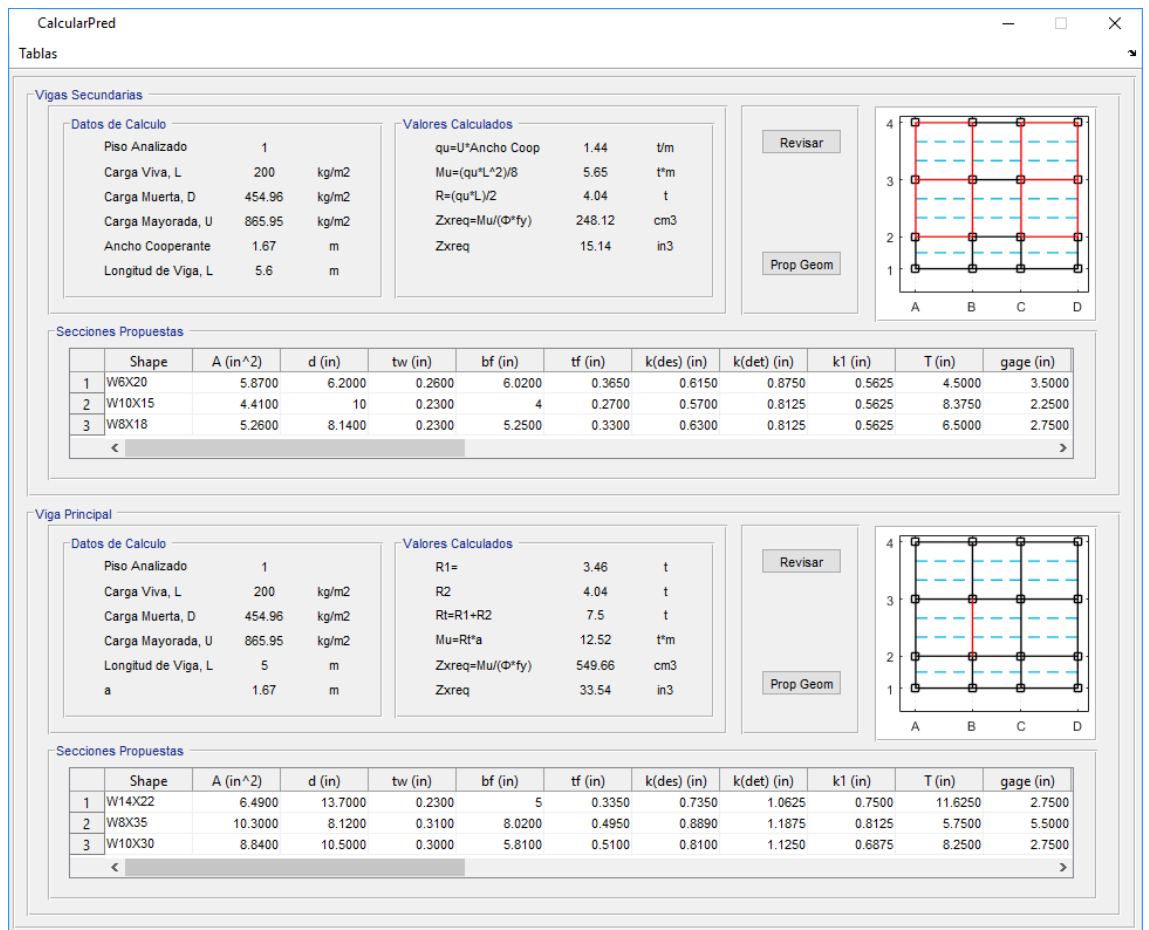


Figura 40. Prediseño de viga secundaria y viga principal.

- Prediseño de las vigas secundarias en el tablero y piso más crítico.

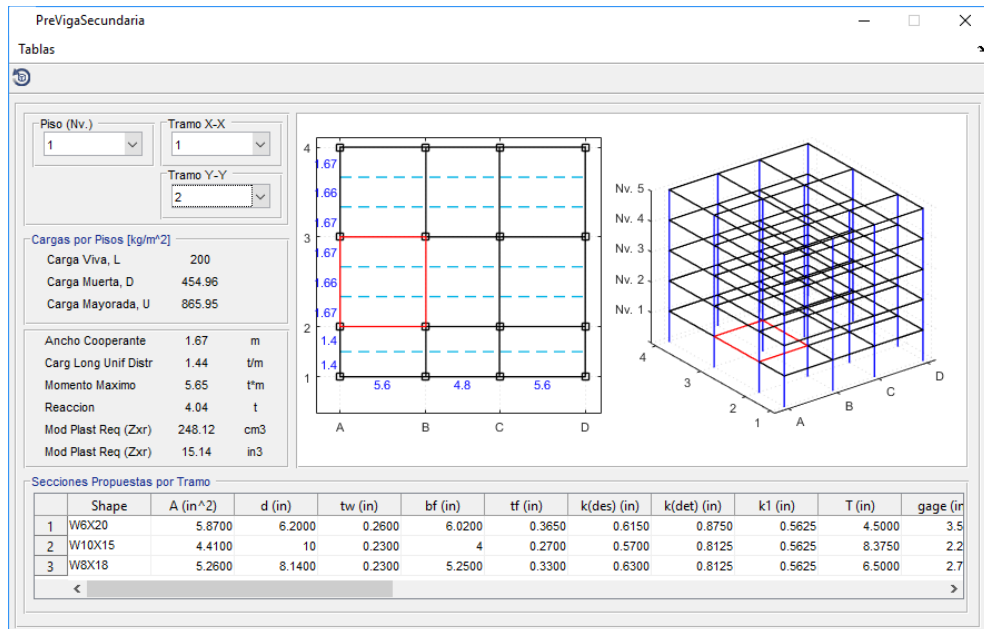


Figura 41. Prediseño de vigas secundarias.

- Sección propuesta para una viga secundaria armada conformada por placas de acero.

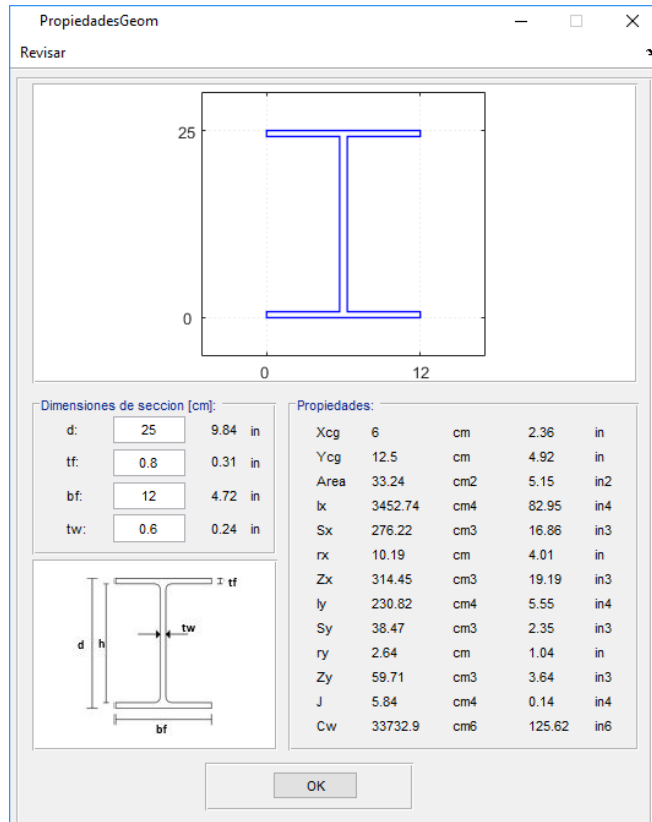


Figura 42. Propiedades geométricas de la viga secundaria.

- Prediseño de la viga principal en el tablero y piso más crítico.

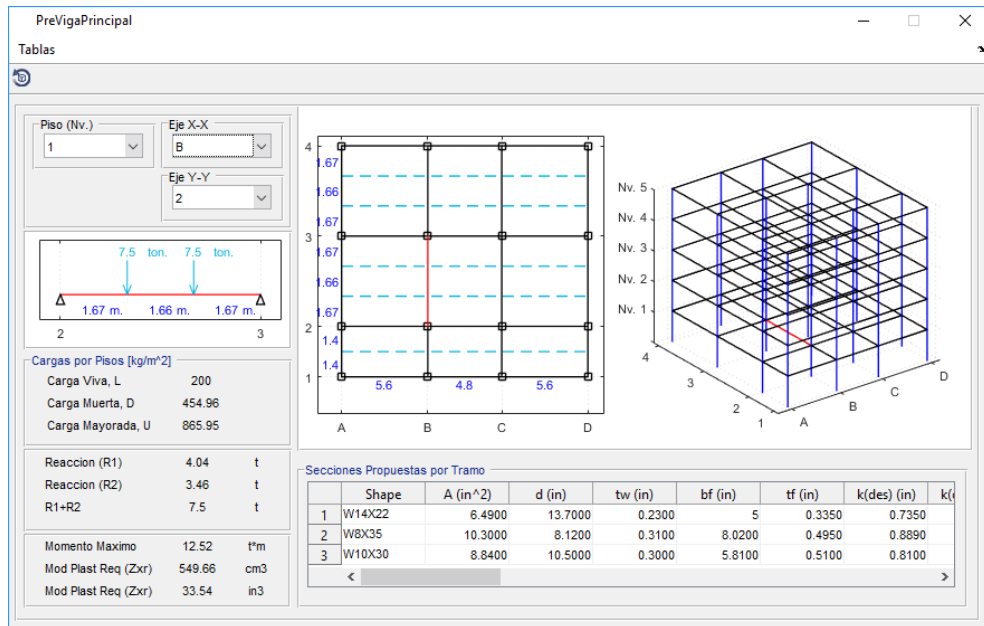


Figura 43. Prediseño de vigas principales.

- Sección propuesta para una viga principal armada conformada por placas de acero.

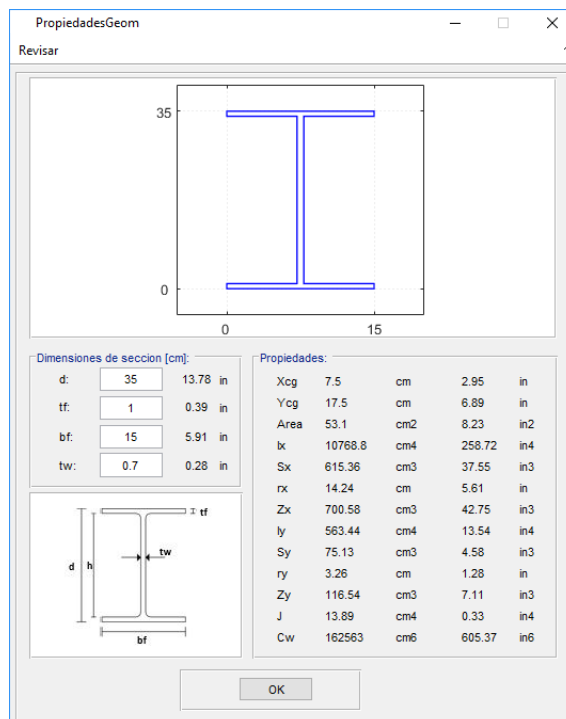


Figura 44. Propiedades geométricas de la viga principal.

### 3. Prediseño de columnas.

- Prediseño de columna.

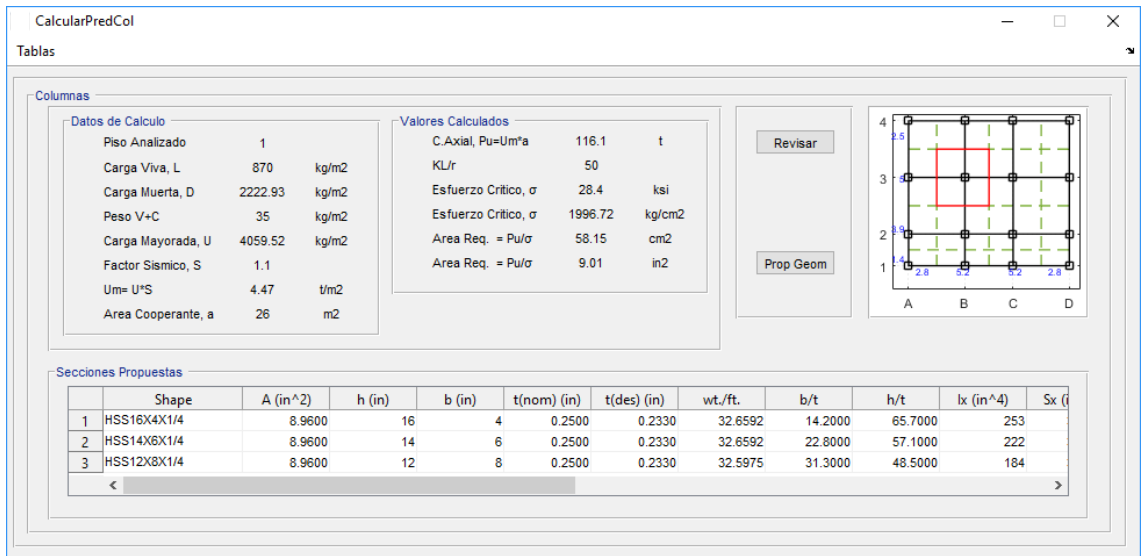


Figura 45. Prediseño de columna.

- Prediseño de la columna en el piso más crítico y que tiene mayor área cooperante.

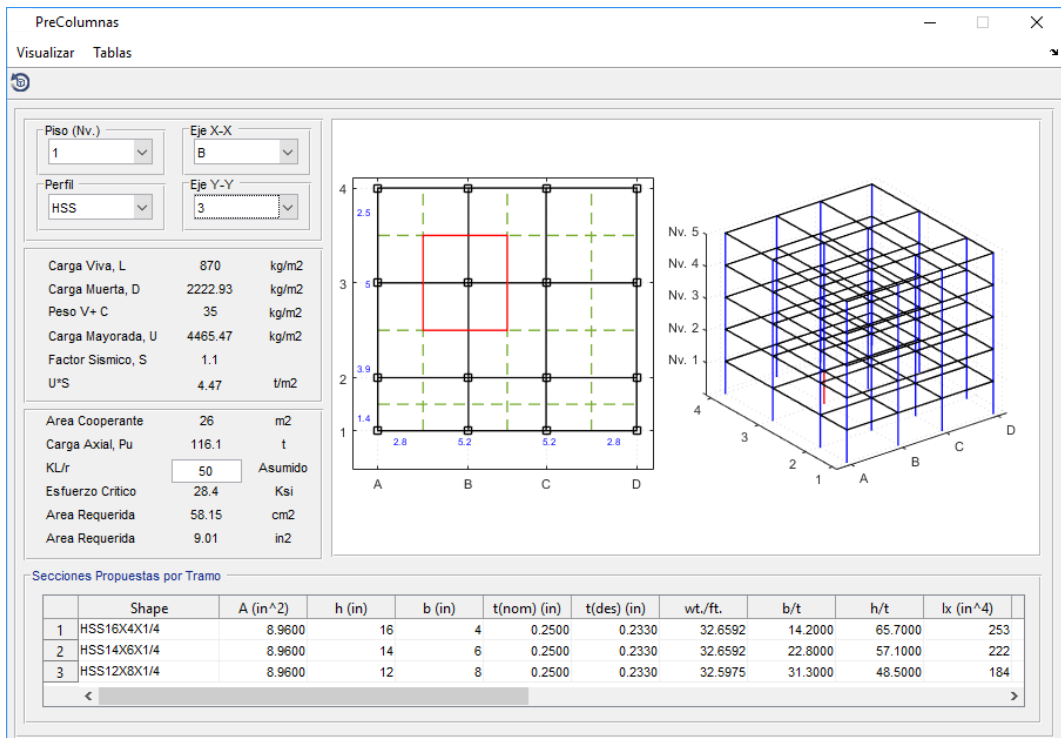


Figura 46. Prediseño de columnas.

- Sección propuesta para una columna armada conformada por placas de acero.

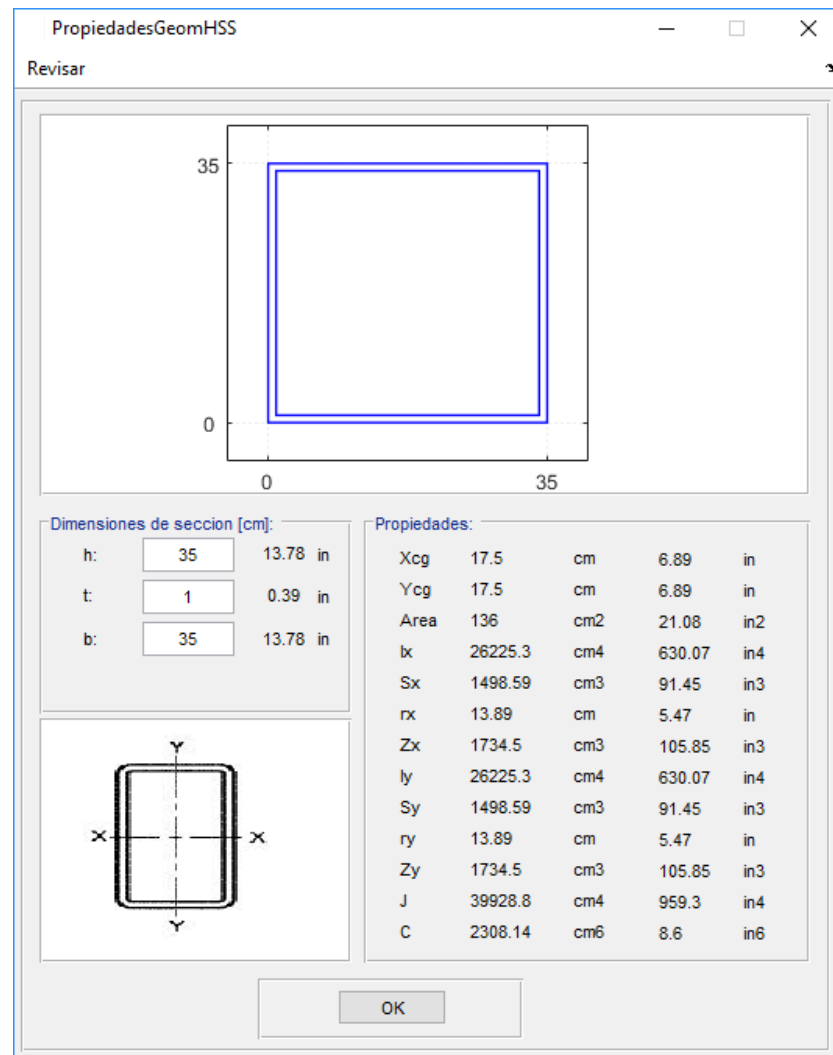


Figura 47. Propiedades geométricas de la columna.



#### 4. Diseño de vigas.

- Diseño de viga principal.

DisVigasCom
— □ ×

Revisar
Chequeo

**Dimensiones de seccio**

d:  cm

tf:  cm

bf:  cm

tw:  cm

fy:  kg/cm<sup>2</sup>

fu:  kg/cm<sup>2</sup>

E:  kg/cm<sup>2</sup>

Lb:  cm

Mux:  t\*m

Vu:  t

**Recomendacion**

El código (AISC 341) señala que para satisfacer condiciones para sistemas con pórticos especiales resistentes a momento en acero, las vigas deben ser sismicamente compactas, esto se logra cumpliendo con la máxima relación ancho-espesor, para que de esta manera el elemento incurra en el rango inelástico.

**Arriostramiento Lateral**

$L_b \leq L$

167 cm  $\leq$  232.44 cm

**CUMPLE**

**Relacion ancho - espesor**

**Alas de viga**

$\lambda_{flange} < \lambda_{compact}$

7.5 < 10.95

**COMPACTA**

**Alma de viga**

$\lambda_{web} < \lambda_{compact}$

47.14 < 108.31

**COMPACTA**

**Resistencia nominal en flexion**

$L_p < L_b \leq L_r$

165.14 cm < 167 cm

$M_n \leq M_p$

M <sub>p</sub>	17.73	t*m
M <sub>n</sub>	17.69	t*m
ΦM <sub>n</sub>	15.92	t*m

**Interaccion de flexion y compresion**

$(P_r/2P_c) + ((M_{rx}/M_{cx}) + (M_{ry}/M_{cy})) \leq 1$

0.96  $\leq$  1

**CUMPLE**

**Diseño a corte**

V <sub>n</sub>	35.08	t
ΦV <sub>n</sub>	31.57	t

$V_u < \phi V_n$

11.31 < 31.57

**CUMPLE**

Figura 48. Diseño de viga.

- Propiedades geométricas de la sección diseñada.

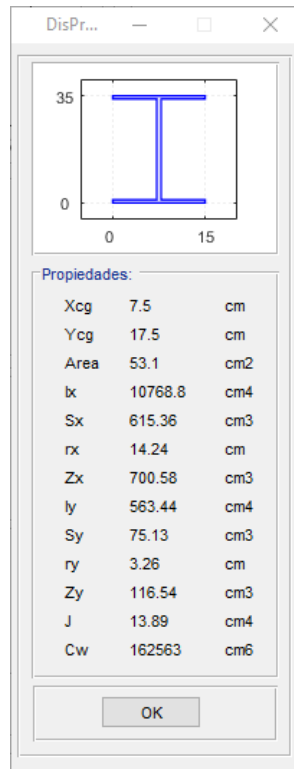


Figura 49. Propiedades geométricas de la viga.

- Arriostramiento lateral.

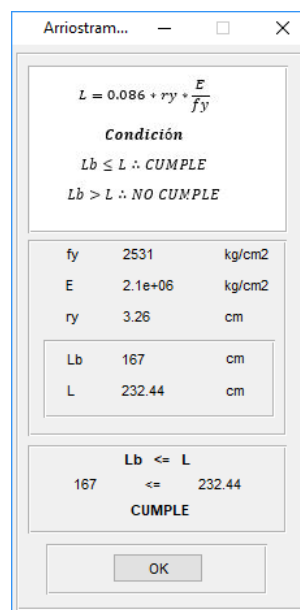


Figura 50. Arriostramiento lateral.

- Relación ancho – espesor.

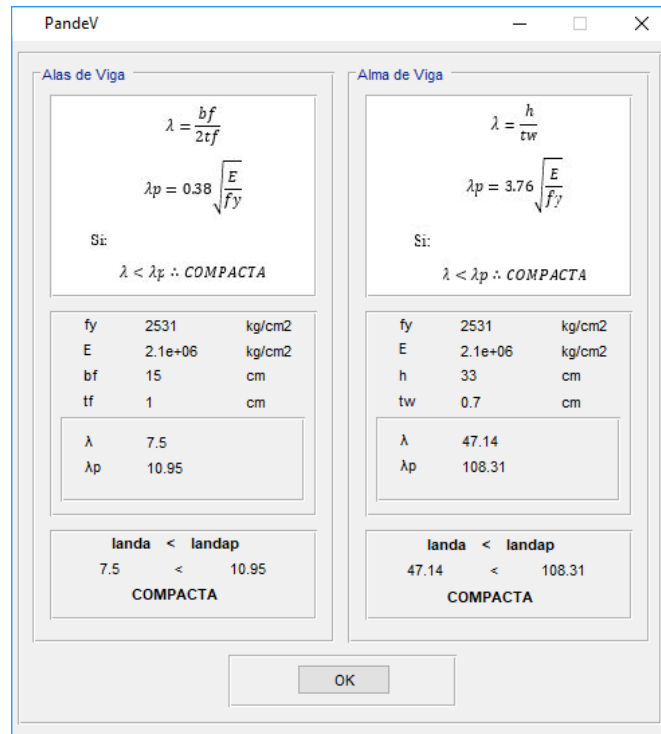


Figura 51. Relación ancho – espesor.

- Resistencia nominal en flexión para miembros compactos.

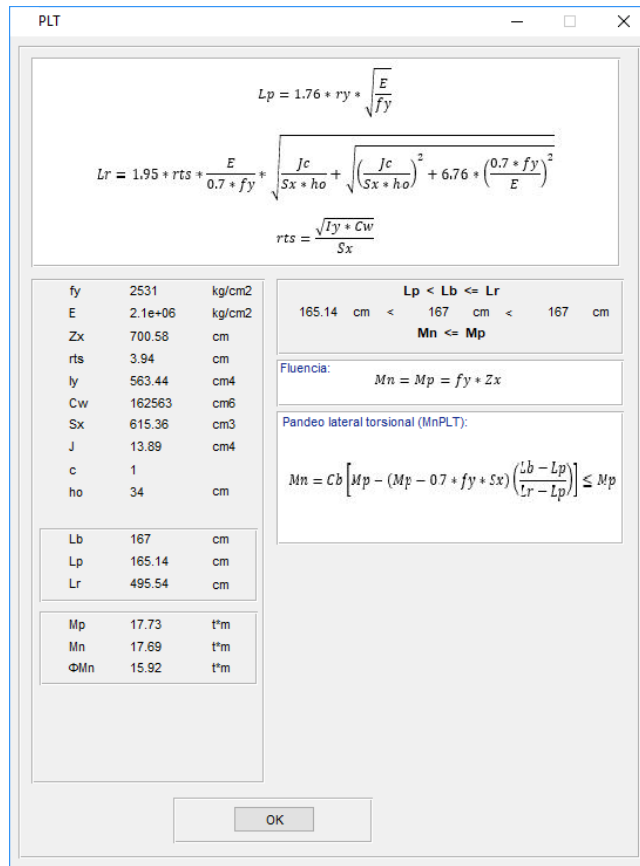


Figura 52. Resistencia nominal en flexión.

- Interacción de flexión y compresión.

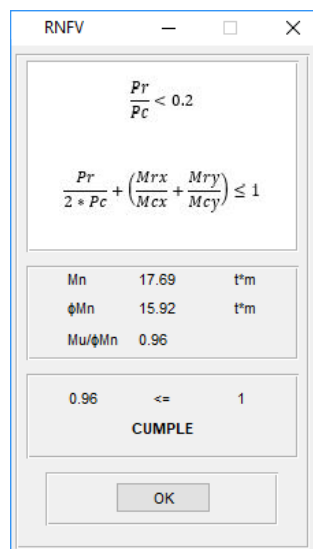


Figura 53. Interacción de flexión y compresión.

- Diseño de miembro a corte.

DCV

$V_n = 0.6 * f_y * A_w + C_v$   
 $A_w = h * t_w$   
 $\phi_b = 0.9 \text{ (LRFD)}$   
 $\phi V_n = \phi_b * V_n$

Si:  
 $V_u < \phi V_n \therefore \text{CUMPLE}$

$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}}$   
 $C_v = 1$

$f_y$	2531	kg/cm <sup>2</sup>
$E$	2.1e+06	kg/cm <sup>2</sup>
$h$	33	cm
$t_w$	0.7	cm
$k_v$	5	
$C_v$	1	

$A_w$	23.1	cm <sup>2</sup>
$V_n$	35.08	t
$\phi V_n$	31.57	t

$V_u < \phi V_n$   
 11.31 < 31.57  
**CUMPLE**

OK

Figura 54. Diseño a corte.

## 5. Diseño de columnas.

- Diseño de columna.

DisColumna

Revisar Chequeo

Dimensiones de seccion V1

d: 35 cm  
tf: 1 cm  
bf: 15 cm  
tw: 0.7 cm  
L V1: 500 cm

Dimensiones de seccion C1

h: 35 cm  
t: 1 cm  
b: 35 cm

L C1: 270 cm  
L C2: 270 cm

fy: 2531 kg/cm2  
G: 790000 kg/cm2  
E: 2.1e+06 kg/cm2

Mux: 11.9947 t\*m  
Muy: 4.278 t\*m  
Pu: 111.1027 t

Condicion de apoyo en la base  
Empotrado

Desplazamiento lateral impedido x-x  
No

Desplazamiento lateral impedido y-y  
No

N de Vigas  
4

Dimensiones de seccion V2

d: 35 cm  
tf: 1 cm  
bf: 15 cm  
tw: 0.7 cm  
L V2: 500 cm

Dimensiones de seccion V3

d: 35 cm  
tf: 1 cm  
bf: 15 cm  
tw: 0.7 cm  
L V3: 480 cm

Dimensiones de seccion V4

d: 35 cm  
tf: 1 cm  
bf: 15 cm  
tw: 0.7 cm  
L V4: 560 cm

**Calcular**

Coefficientes

Coef rigidez relativa G, GAx 1  
Coef rigidez relativa G, GAY 1  
Coef rigidez relativa G, GBx 4.51  
Coef rigidez relativa G, GBy 4.66  
Coef long efectiva en x, Kx 1.68  
Coef long efectiva en y, Ky 1.69  
Coef Esbeltez en X, Ax 32.68  
Coef Esbeltez en Y, Ay 32.87  
Coef Esbeltez, Amax 32.87

Relacion de Esbeltes

landa <= landa r  
33 <= 40.33  
**NO ESBELTO**

Pandeo por flexion

Fe	19187.1 Kg/cm2	fiPn > Pu
Fcr	2395.05 Kg/cm2	<b>CUMPLE</b>
Pn	325.73 t	
φPn	293.15 t	

Resistencia a compresion, pandeo torsional

Fe	601399 Kg/cm2	fiPn > Pu
Fcr	2526.55 Kg/cm2	<b>CUMPLE</b>
Pn	343.61 t	
φPn	309.25 t	

Relacion ancho - espesor

Alas de seccion cajon  
landa p <= landa <= landa r  
32.26 <= 33  
**NO COMPACTA**

Alas de seccion cajon  
landa < landa p  
33 < 69.71  
**COMPACTA**

Resistencia de flexion nominal

Flexion  
Mn 43.9 t\*m

Pandeo local de ala  
Mn 43.36 t\*m

Pandeo local de alma  
Mn 43.9 t\*m

Pandeo lateral torsional  
Mn 43.9 t\*m

Valor menor  
Mn 43.36 t\*m

Interaccion de flexion y compresion  
(Pr/2Pc)+(8/9)((Mrx/Mcx)+(Mry/M)  
0.75 <= 1.0  
**CUMPLE**

**OK**

Figura 55. Diseño de columna.

- Propiedades geométricas de la columna.

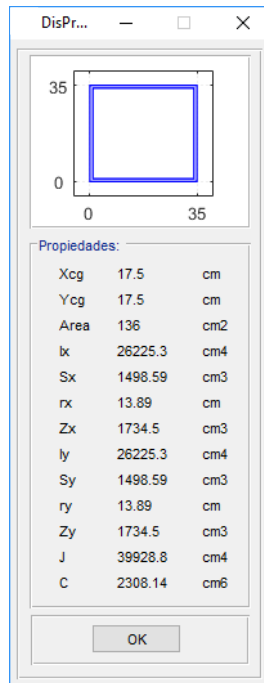


Figura 56. Propiedades geométricas de la columna.

- Propiedades geométricas de la Viga 1, para este análisis todas las vigas tienen la misma sección, así que tendrán las mismas propiedades geométricas.

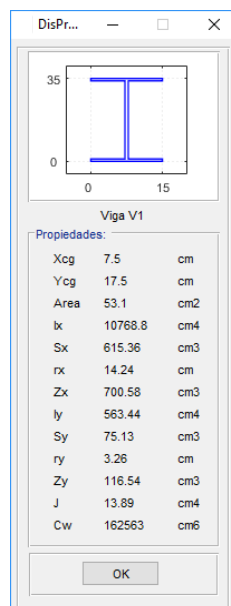


Figura 57. Propiedades geométricas de la viga.

- Coeficientes de rigidez relativa, longitud efectiva y esbeltez.

**DCcoeficientes**

**Coeficiente de rigidez relativa**

Condicion de apoyo en la base  
**Empotrado**  
 GAx: 1  
 GAy: 1

GBx: 4.51  
 GBy: 4.66

$$G = \frac{\sum \frac{Ec * Ic}{Lc}}{\sum \frac{Eg * Ig}{Lg}} = \frac{\sum \left(\frac{E * I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{E * I}{L}\right)_g}$$

**Coeficiente de longitud efectiva**

Kx: 1.68  
 Ky: 1.69

$$K_x = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A - G_B + 7.5}}$$

**Coeficiente esbeltes**

Ax: (Kx\*L)/rx  
 Ay: (Ky\*L)/ry

Ax: 32.68  
 Ay: 32.87

$$K_y = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A - G_B + 7.5}}$$

OK

Figura 58. Coeficientes de rigidez relativa, longitud efectiva y esbeltez.

- Relación de esbeltez.

**DCesbeltes**

b: 33 cm  
 t: 1 cm

lambda: 33  
 lambda\_r: 40.33

lambda <= lambda\_r  
**NO ESBELTO**

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

Si  
 lambda > lambda\_r ∴ **ESBELTO**  
 lambda <= lambda\_r ∴ **NO ESBELTO**

OK

Figura 59. Relación de esbeltez.



- Pandeo por flexión.

The screenshot shows the DCpandeofle software interface with the following data and formulas:

- Pandeo elastico:**
  - E: 2.1e+06 Kg/cm<sup>2</sup> (KL/r): 32.87
  - Fe: 19187.1 Kg/cm<sup>2</sup>
- Tension de pandeo por flexion:**
  - fy: 2531 Kg/cm<sup>2</sup> (KL/r): 32.87
  - Fcr: 2395.05 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia compresion nominal:**
  - Ag: 136 cm<sup>2</sup>
  - Pn: 325.73 t
- Resistencia diseño a compresion:**
  - φPn: 293.15 t
  - 293.15 t > 111.1 t
  - CUMPLE**

Formulas displayed:

$$F_{\theta} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_{\theta} \geq 0.44 f_y)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{f_y}{F_{\theta}}\right] f_y$$

$$P_n = F_{cr} + A_g$$

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi P_n = \phi_c + P_n$$

Si:  $\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$

Figura 60. Pandeo por flexión.

- Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo torsional.

The screenshot shows the DCresiscompre software interface with the following data and formulas:

- Pandeo elastico:**
  - E: 2.1e+06 Kg/cm<sup>2</sup> (KzL/r): 32.87
  - Cw: 0 cm<sup>6</sup>
  - G: 790000 Kg/cm<sup>2</sup>
  - J: 39928.8 cm<sup>4</sup>
  - Ix: 26225.3 cm<sup>4</sup>
  - Iy: 26225.3 cm<sup>4</sup>
  - Fe: 601399 Kg/cm<sup>2</sup>
- Tension de pandeo por flexion:**
  - fy: 2531 Kg/cm<sup>2</sup> (KL/r): 32.87
  - Fcr: 2526.55 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia compresion nominal:**
  - Ag: 136 cm<sup>2</sup>
  - Pn: 343.61 t
- Resistencia diseño a compresion:**
  - φPn: 309.25 t
  - 309.25 t > 111.1 t
  - CUMPLE**

Formulas displayed:

$$F_{\theta} = \left[ \frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] + \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ o } (F_{\theta} \geq 0.44 f_y)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{f_y}{F_{\theta}}\right] f_y$$

$$P_n = F_{cr} + A_g$$

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi P_n = \phi_c + P_n$$

Si:  $\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$

Figura 61. Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo torsional.

- Relación ancho – espesor.

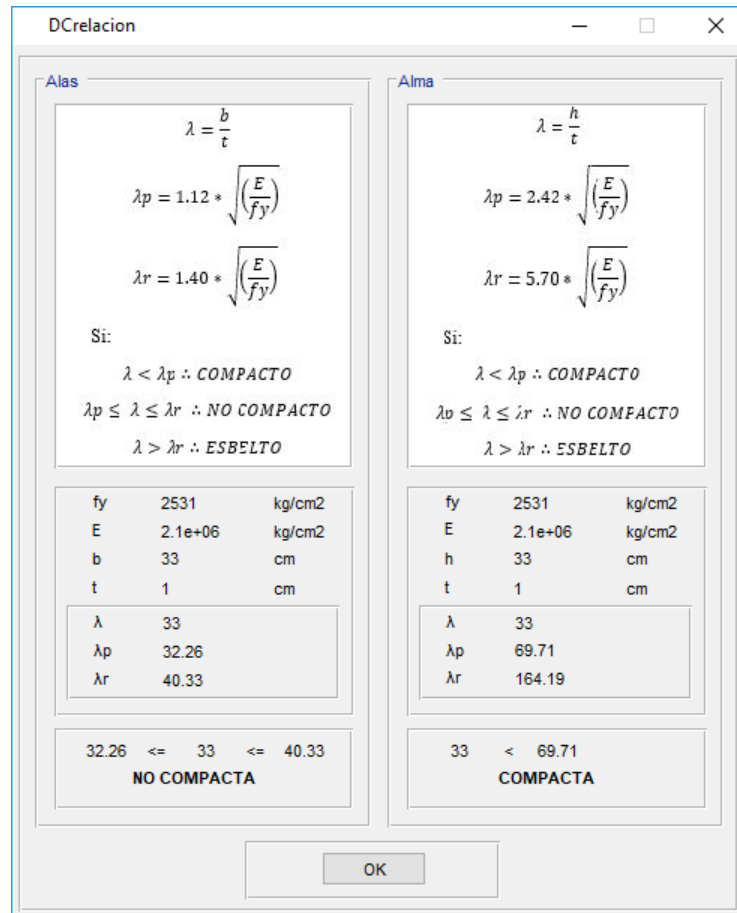


Figura 62. Relación ancho – espesor.

- Resistencia de flexión nominal.

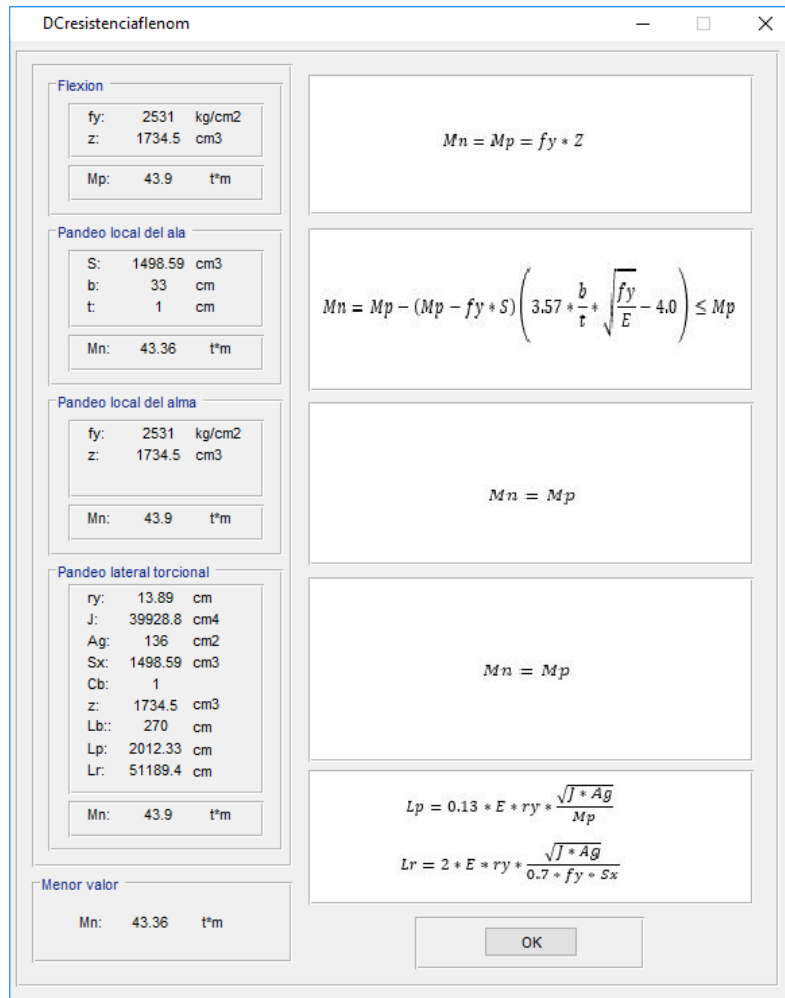


Figura 63. Resistencia de flexión nominal.

- Interacción de flexión y compresión.

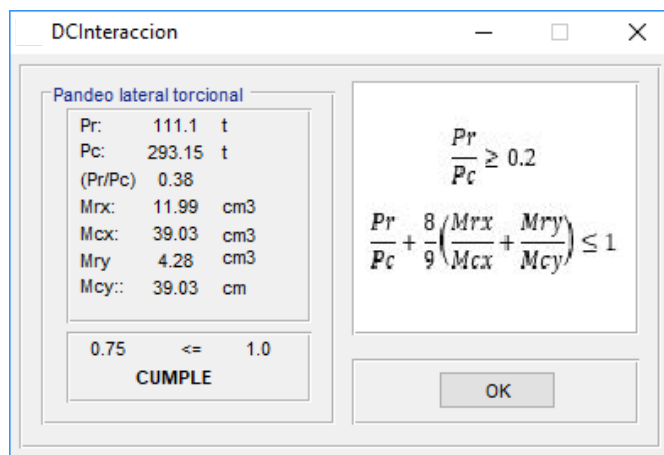
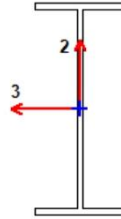


Figura 64. Interacción de flexión y compresión.

### 4.6.3. Anexo 3.

## RESULTADOS DEL SOFTWARE COMERCIAL.

### AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	L (mm)	Section	Classification
Story1	B5	105	4825	Comb5	Moment Resisting Frame	5000.0	VP IPE400	Seismic

#### Design Code Parameters

$\phi_b$	$\phi_c$	$\phi_t$	$\phi_v$	$\phi_{c,Angle}$
0.9	0.85	0.9	0.9	0.9

#### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	
5310	107688250	142.4	615361.4	2866.8	700575	
J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (mm)	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	C <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )
138873.3	5634432.5	32.6	75125.8	2436.3	116542.5	1.626E+11

#### Material Properties

E (kgf/mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> )	$\alpha$
20389.02	25.31	NA

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
0.957	0.001 +	0.955 +	2.738E-04

#### Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo Comb5)

Location (mm)	P <sub>u</sub> (tonf)	M <sub>u33</sub> (tonf-m)	M <sub>u22</sub> (tonf-m)	V <sub>u2</sub> (tonf)	V <sub>u3</sub> (tonf)
4825	0.2716	-15.2463	-0.0007	11.3057	-0.0004

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C <sub>m</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>b</sub>
Major Bending	0.93	1	1	1	1	1.448
Minor Bending	0.333	1	1	1	1	

**Axial Force and Capacities**

<b>P<sub>u</sub> Force (tonf)</b>	<b><math>\phi P_{nc}</math> Capacity (tonf)</b>	<b><math>\phi P_{nt}</math> Capacity (tonf)</b>
0.2716	99.5319	120.9589

**Moments and Capacities**

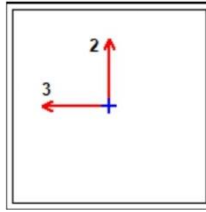
	<b>M<sub>u</sub> Moment (tonf-m)</b>	<b><math>\phi M_n</math> Capacity (tonf-m)</b>
Major Bending	15.2463	15.9587
Minor Bending	0.0007	2.567

**Shear Design**

	<b>V<sub>u</sub> Force (tonf)</b>	<b><math>\phi V_n</math> Capacity (tonf)</b>	<b>Stress Ratio</b>
Major Shear	11.3057	33.299	0.34
Minor Shear	0.0004	39.183	1.115E-05

# RESULTADOS DEL SOFTWARE COMERCIAL.

## AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)



### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	L (mm)	Section	Classification
Story1	C7	35	2350	Comb4	Moment Resisting Frame	2700.0	C40	Non-Compact

### Design Code Parameters

$\Phi_c$	$\Phi_c$	$\Phi_t$	$\Phi_v$	$\Phi_c$ Angle
0.9	0.85	0.9	0.9	0.9

### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	
13600	262253333.3	138.9	1498590.5	6900.3	1734500	
J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (mm)	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub> (mm <sup>4</sup> )
393040000	262253333.3	138.9	1498590.5	6901.1	1734500	

### Material Properties

E (kgf/mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> )	$\alpha$
20389.02	25.31	NA

### Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1a)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
0.756	0.449 +	0.296 +	0.011

### Stress Check Forces and Moments (H1-1a) (Combo Comb4)

Location (mm)	P <sub>u</sub> (tonf)	M <sub>u33</sub> (tonf-m)	M <sub>u22</sub> (tonf-m)	V <sub>u2</sub> (tonf)	V <sub>u3</sub> (tonf)
2350	-111.1027	11.9947	4.278	-5.1041	-0.182

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors**

	<b>L Factor</b>	<b>K</b>	<b>C<sub>m</sub></b>	<b>B<sub>1</sub></b>	<b>B<sub>2</sub></b>	<b>C<sub>b</sub></b>
Major Bending	0.87	3.341	0.6	1	1	1.667
Minor Bending	0.87	3.304	0.6	1	1	

**Axial Force and Capacities**

<b>P<sub>u</sub> Force (tonf)</b>	<b>φP<sub>nc</sub> Capacity (tonf)</b>	<b>φP<sub>mt</sub> Capacity (tonf)</b>
111.1027	247.2764	309.8006

**Moments and Capacities**

	<b>M<sub>u</sub> Moment (tonf-m)</b>	<b>φM<sub>n</sub> Capacity (tonf-m)</b>
Major Bending	11.9947	36.0076
Minor Bending	4.278	36.0076

**Shear Design**

	<b>V<sub>u</sub> Force (tonf)</b>	<b>φV<sub>n</sub> Capacity (tonf)</b>	<b>Stress Ratio</b>
Major Shear	5.1041	94.3218	0.054
Minor Shear	0.182	94.311	0.002

#### 4.6.4. Anexo 4.

### MANUAL DE INSTALACIÓN.

1. Abrir la carpeta ESTRUCTURASV.

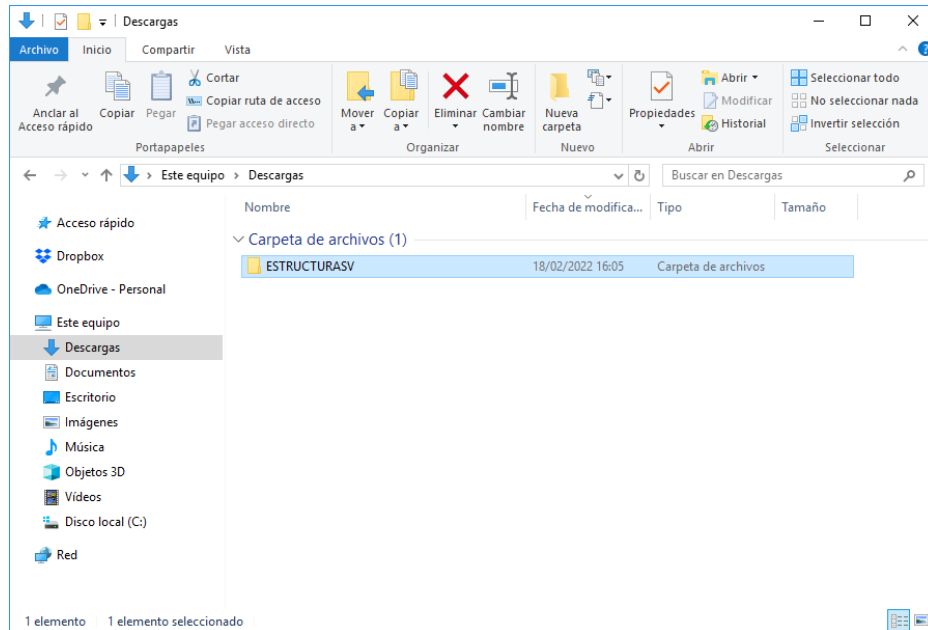


Figura 65. Carpeta con el archivo de instalación.

2. Abrir la carpeta for\_redistribution.

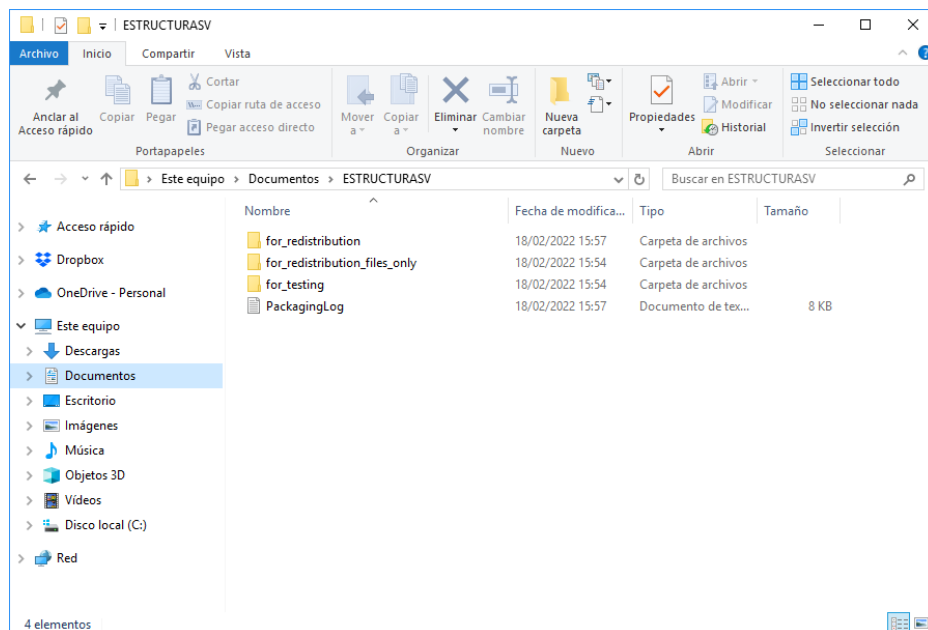


Figura 66. Carpeta con los archivos de instalación.



### 3. Ejecutar como administrador MyAppInstaller\_mcr

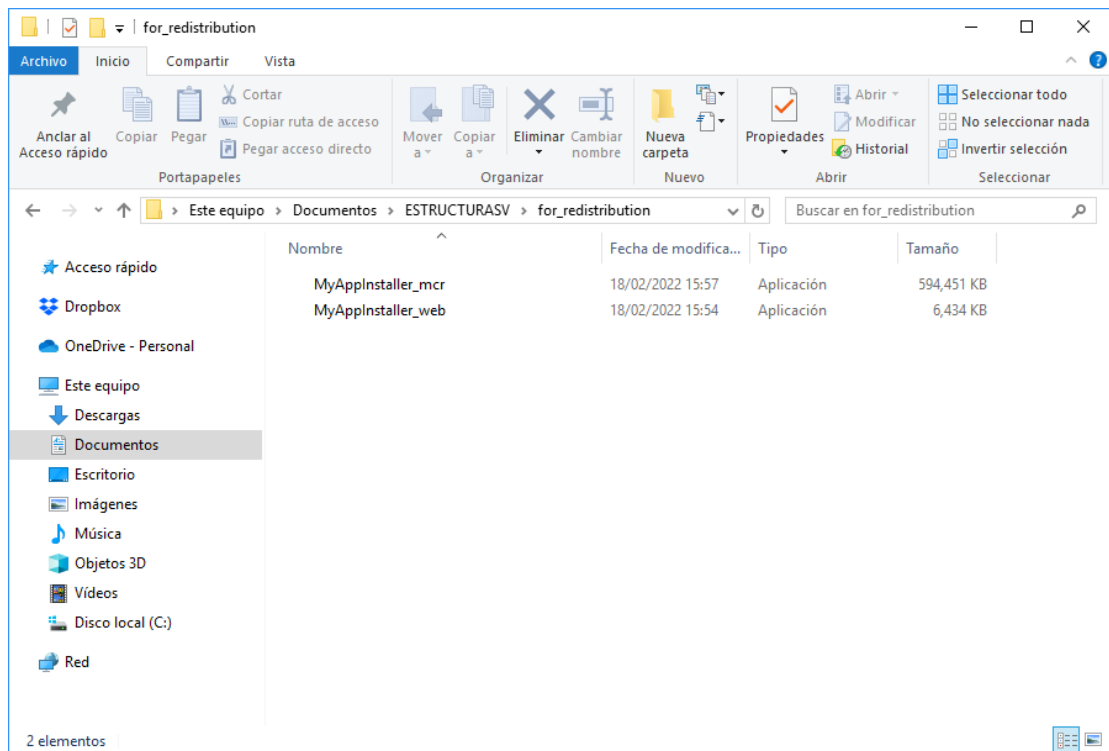


Figura 67. Archivo de instalación del software.

### 4. En la ventana que se abre dar clic en el botón Next.

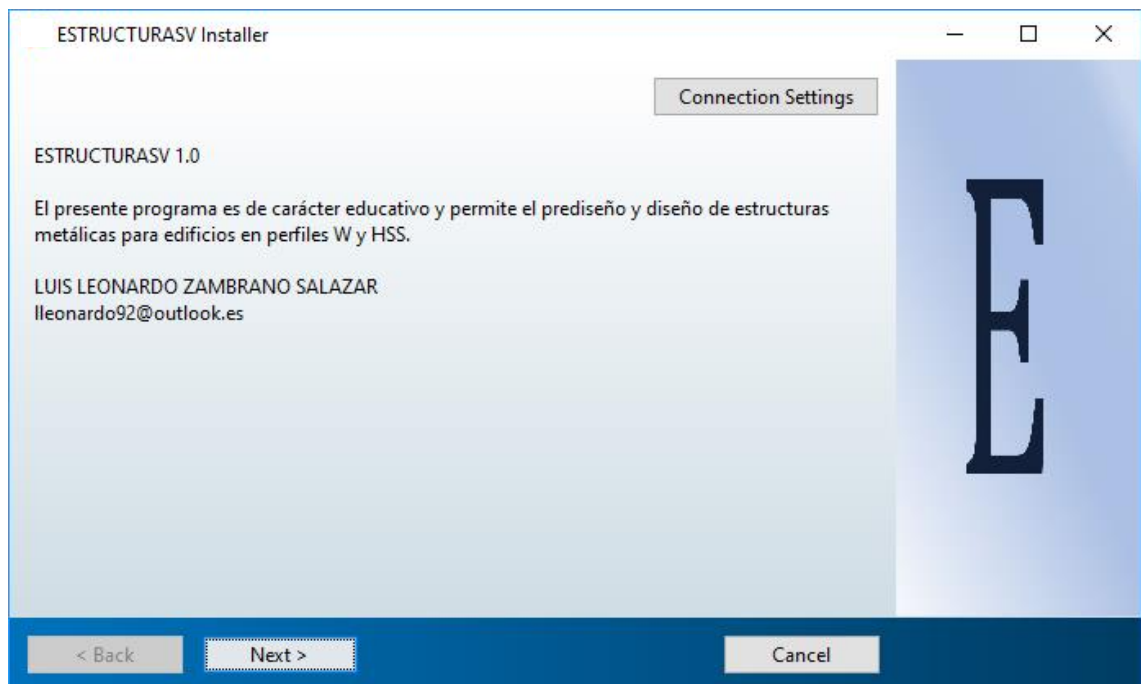


Figura 68. Ventana con los datos del softwar.

5. En la ventana que aparece podemos realizar cambios a la ubicación de donde se va a almacenar la información del programa dando clic en Browse.

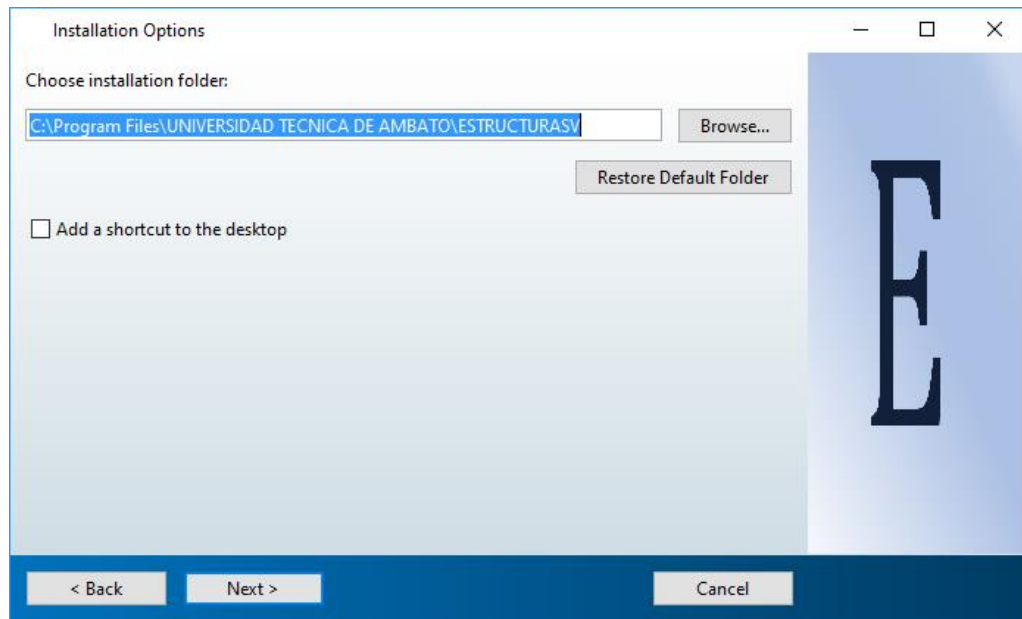


Figura 69. Ventana con la ubicación de almacenamiento de los datos del software.

Damos clic en Add a shortcut to the desktop para crear un acceso directo del programa en el escritorio, a continuación, pulsamos en Next.

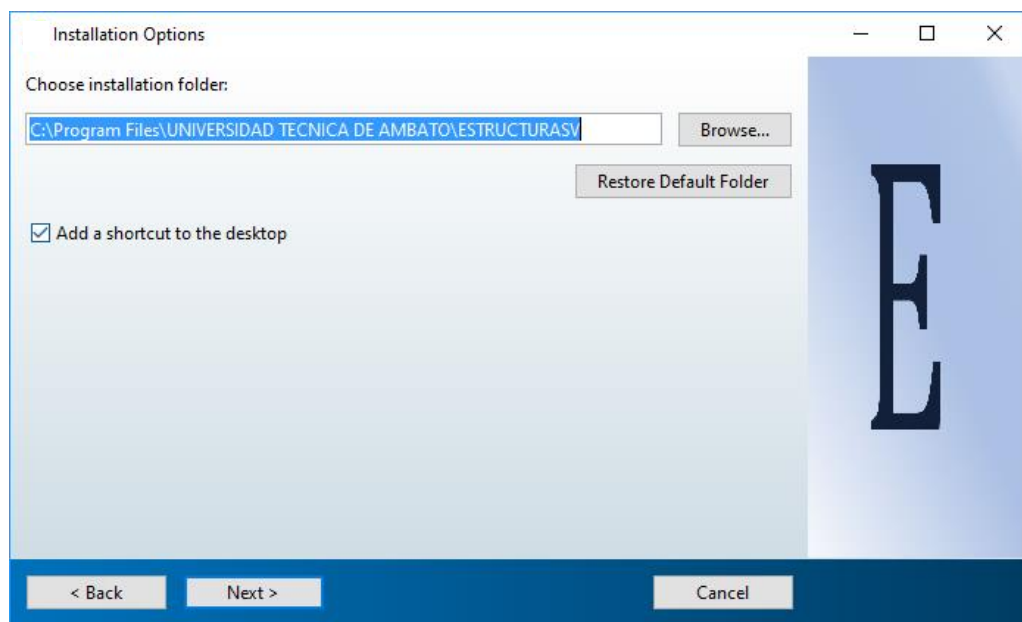


Figura 70. Ventana para añadir un acceso directo del software en el escritorio.

Si aparece un mensaje dar clic en Yes.

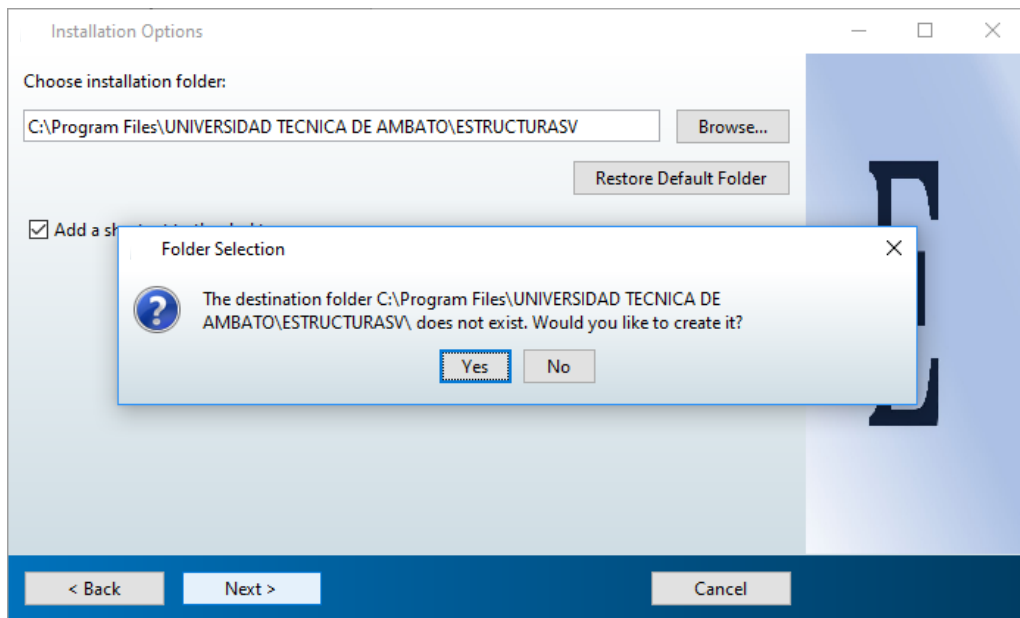


Figura 71. Ventana de autorización de instalación.

6. En la ventana que aparece, pulsamos el mouse en el botón Next.

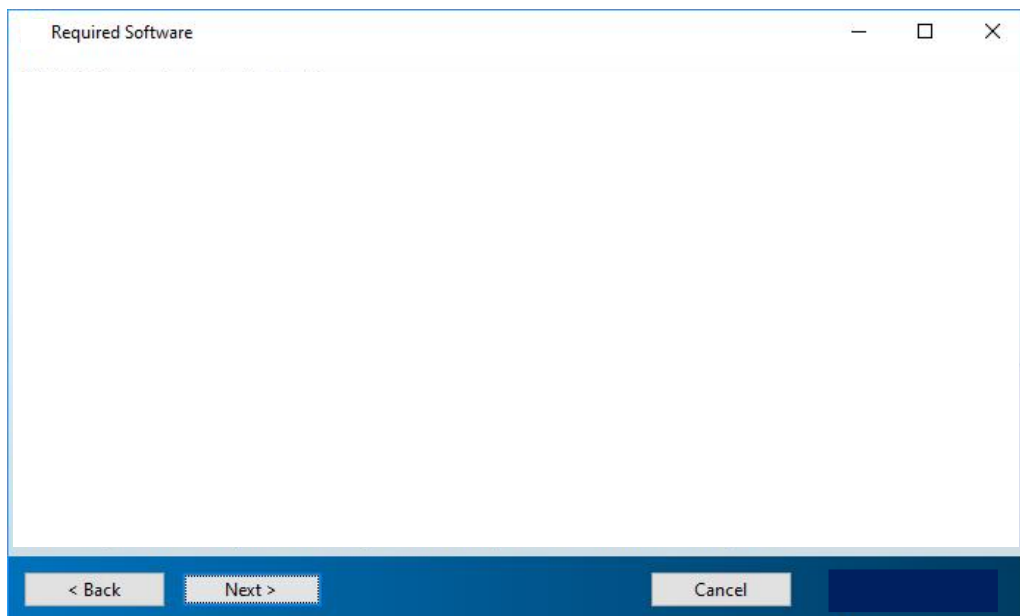


Figura 72. Ventana de instalación del software.

7. En la siguiente ventana que se muestra damos clic en Install para comenzar con la instalación.

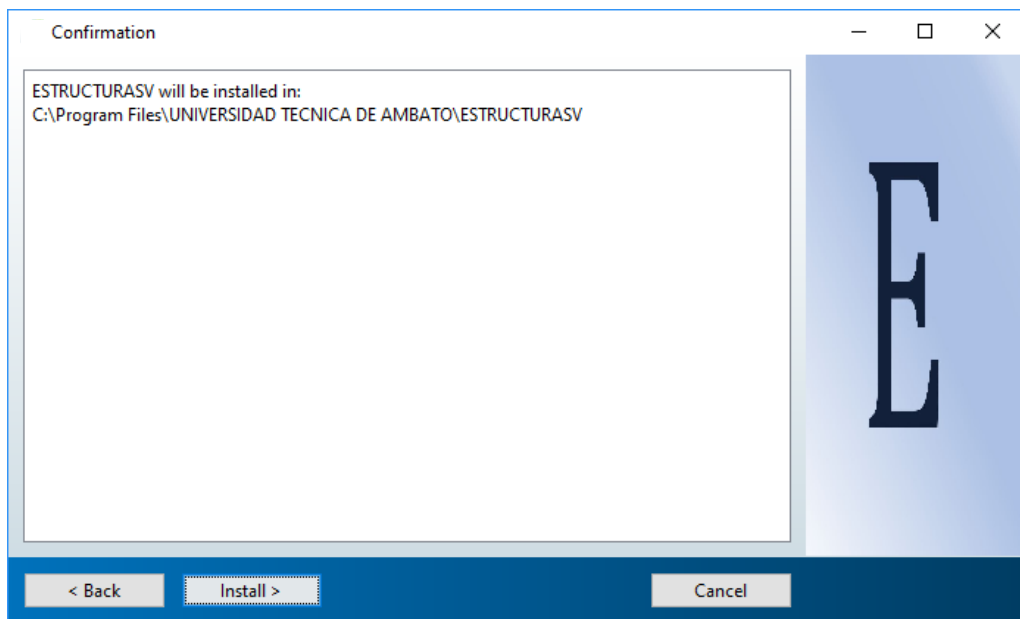


Figura 73. Ventana con información del software.

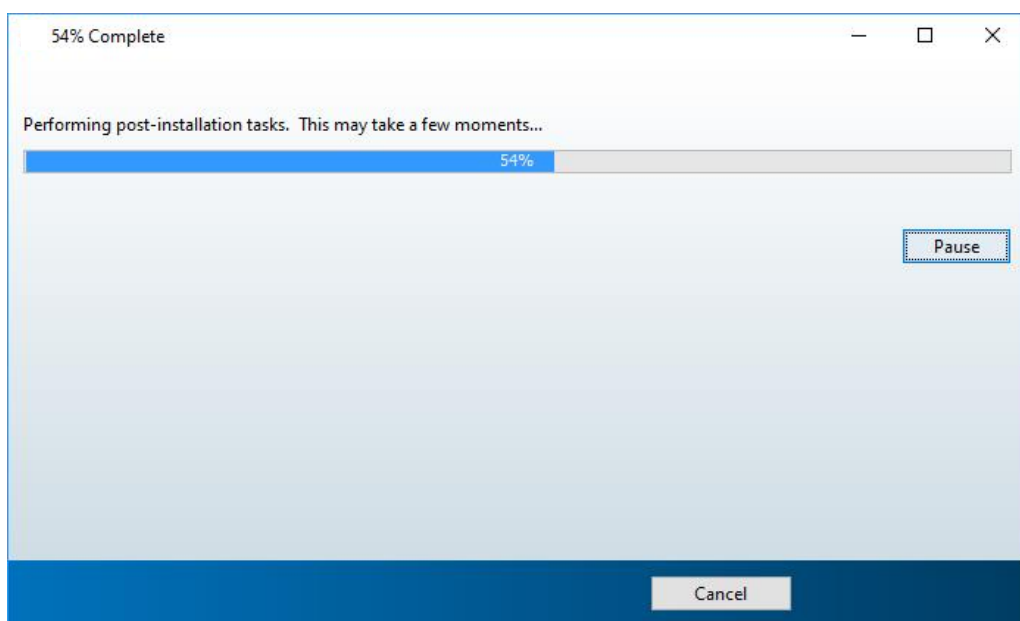


Figura 74. Ventana con el avance de instalación.

8. Una vez finalizado la instalación damos clic en Finish para terminar.

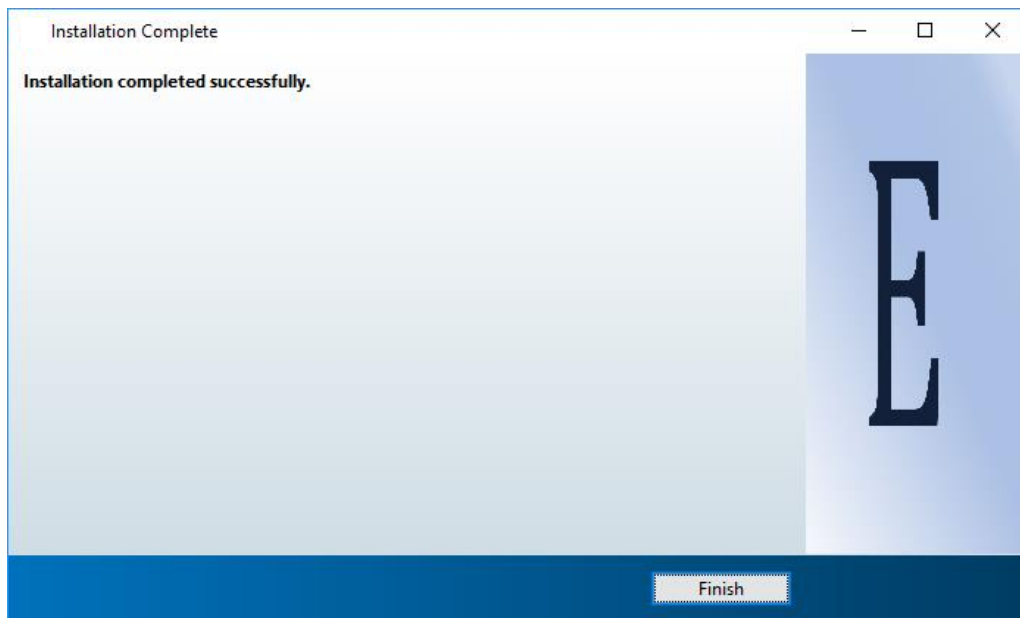


Figura 75. Ventana de culminación de la instalación.

9. Al terminar con la instalación, en el escritorio aparecerá el acceso directo del programa.



Figura 76. Ventana del escritorio con el acceso directo del software.

10. Al abrir el programa la ventana de inicio es la siguiente.



Figura 77. Ventana de presentación del software.

#### 4.6.5. Anexo 5.

### MANUAL DE USUARIO.

#### GENERALIDADES.

El presente programa es de carácter educativo y permite el prediseño y diseño de estructuras metálicas para edificios en perfiles W y HSS.

#### VENTANA PRINCIPAL.

Al iniciar el programa se carga la ventana principal, en donde podemos encontrar el entorno de inicio del programa.

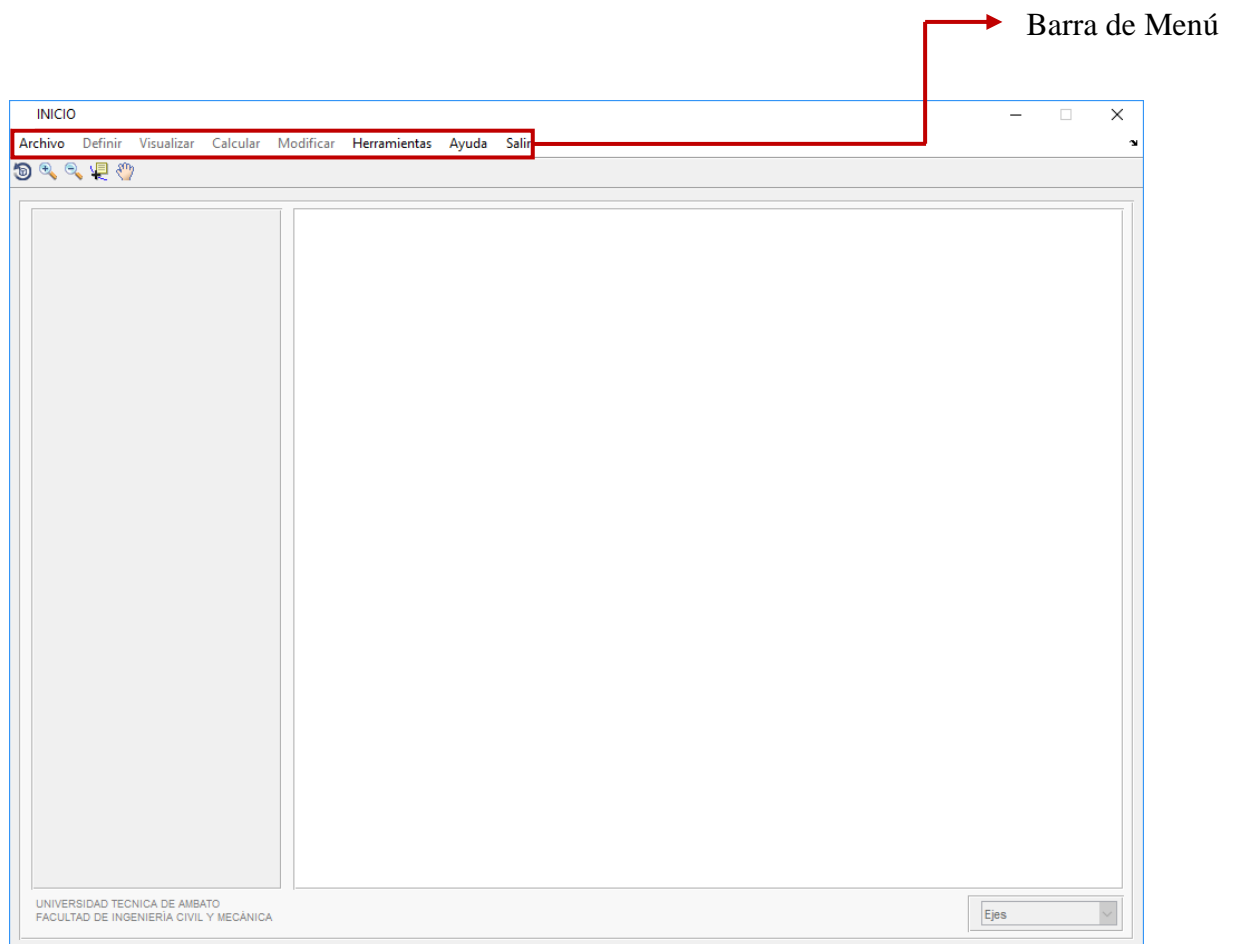


Figura 78. Ventana principal del software.

#### BARRA DE MENÚ.

Aquí se muestran los diferentes submenús donde podemos realizar el ingreso de datos, así como la visualización de los resultados y modificación de algunos parámetros.

## 1. Archivo.

### 1.1.Nuevo.

Esta opción nos permite ingresar a la primera ventana donde podemos definir el nombre del proyecto y quien elabora el diseño.

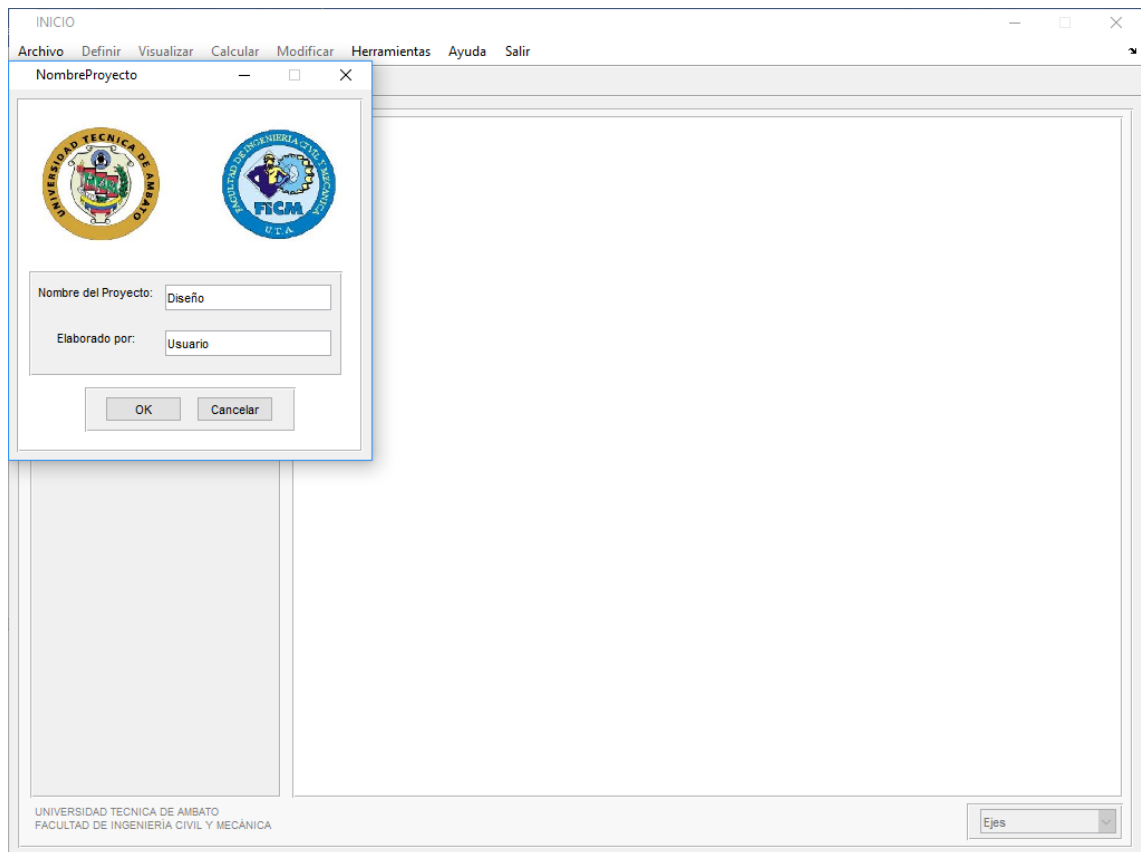


Figura 79. Ventana de datos iniciales.

Una vez ingresado los datos anteriores, el software despliega una venta donde definimos el número de ejes en “x” y “y”, así como una distancia referencial entre ejes.



**Dimensiones de Grilla (Planta)**

Numero de Ejes en X:

Numero de Ejes en Y:

Espacio en X:  m

Espacio en Y [m]:  m

**Datos: Cuadrícula X [metros]**

	Grid ID	Espacio
1		
2		
3		
4		

**Datos: Cuadrícula Y [metros]**

	Grid ID	Espacio
1		
2		
3		
4		

Figura 80. Ventana de datos de grilla.

A continuación, debemos ingresar el número de pisos que conforman nuestra estructura en análisis, así como la altura de entre pisos.

**Dimensiones de Pisos**

Numero de Pisos:

Altura Ref. [m]:

**Datos: Altura de Piso [metros]**

	Piso N	Altura
1		
2		
3		
4		

X  Y

Figura 81. Ventana de ingreso de número de pisos.

## 1.2.Abrir.

Al seleccionar esta opción podemos abrir un modelo que hayamos guardado con anterioridad, este archivo se encuentra en formato. *mat*.

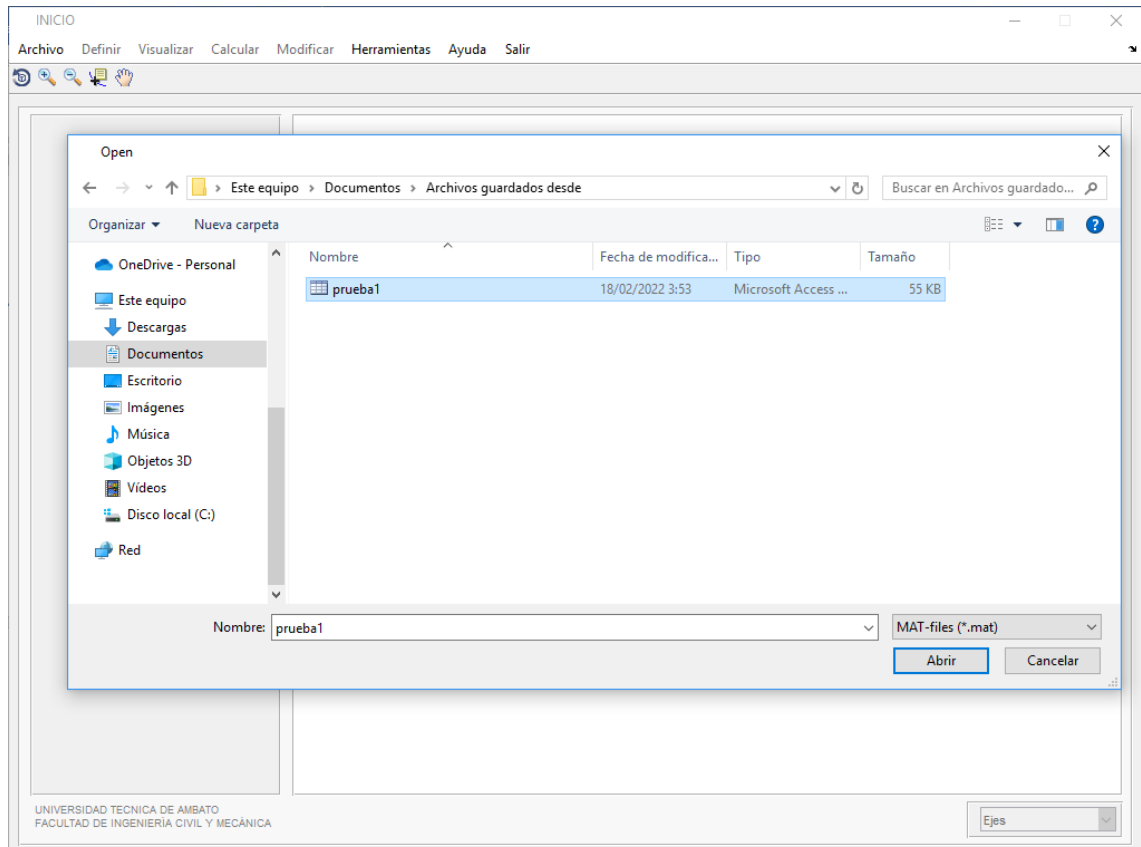


Figura 82. Ventana de abrir proyecto existente.

### 1.3.Guardar.

Al hacer click en esta opción podemos guardar todos los datos, modificaciones y configuraciones que hemos realizado en el modelo que estemos analizando. Al guardar el modelo se crea un archivo en formato *.mat* el cual contiene todos los datos de nuestro modelo.

Para guardar el modelo una alternativa a la selección de la opción de Guardar que se encuentra en el menú, es presionando Ctrl+G.

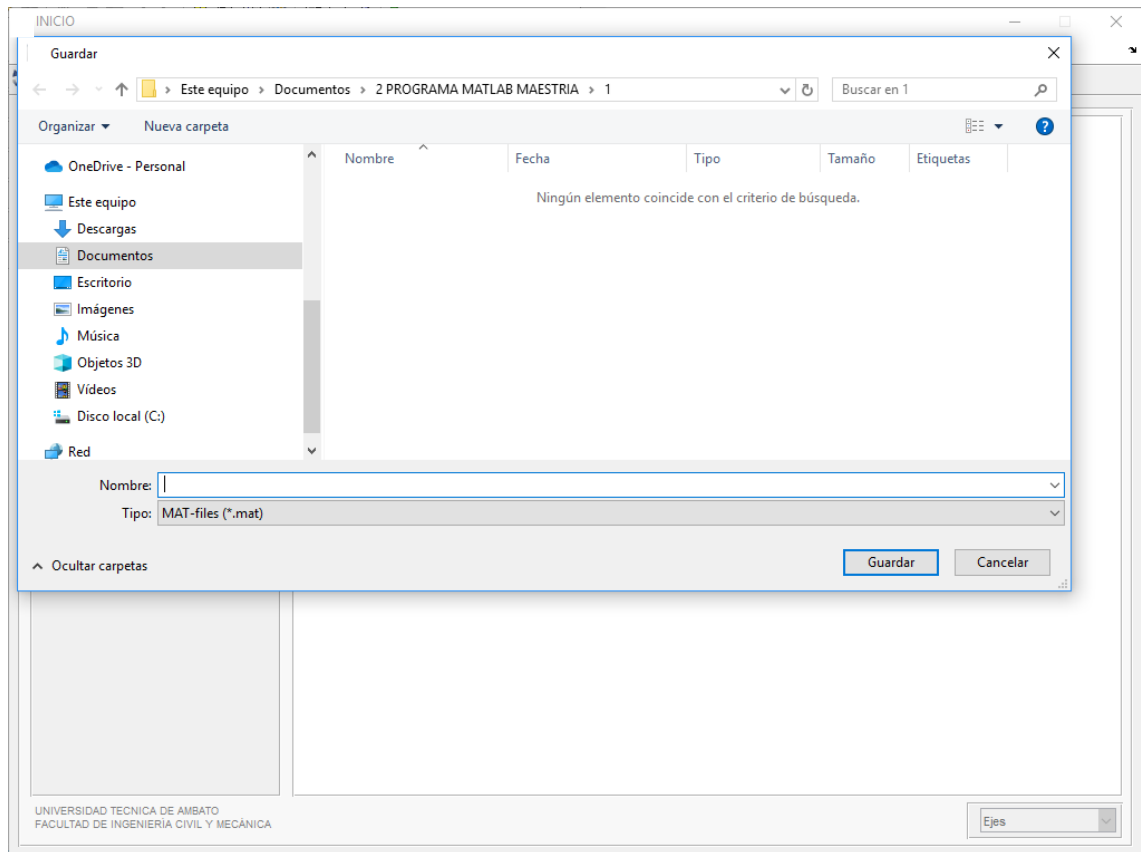
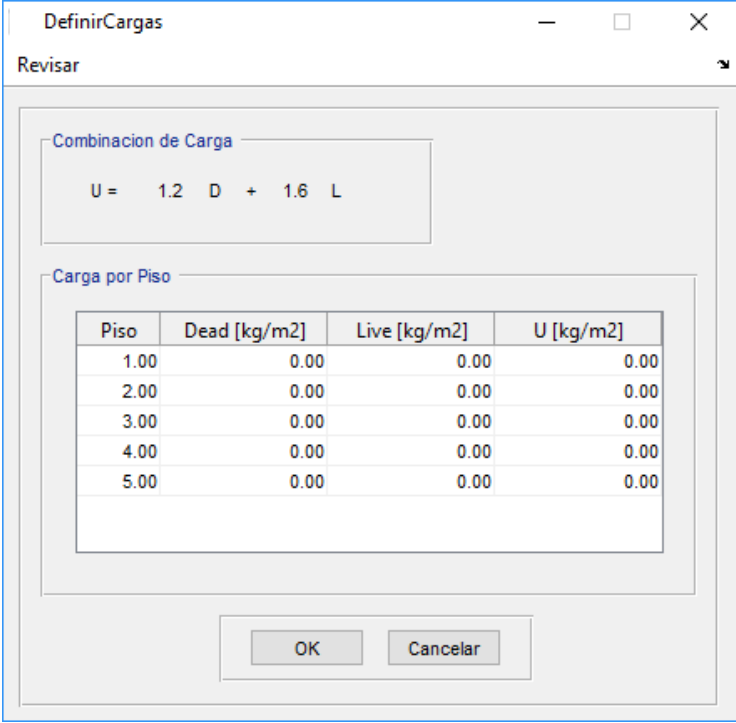


Figura 83. Ventana de guardar proyecto.

## 2. Definir.

### 2.1.Cargas.

En esta ventana podemos ingresar los valores de carga muerta (Dead) y carga viva (Live), el software nos permite ingresar estos valores por cada piso de la estructura.



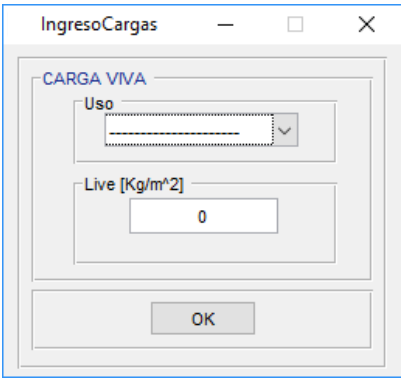
The screenshot shows a window titled "DefinirCargas" with a "Revisar" button. It displays a load combination formula:  $U = 1.2 D + 1.6 L$ . Below this is a table titled "Carga por Piso" with the following data:

Piso	Dead [kg/m <sup>2</sup> ]	Live [kg/m <sup>2</sup> ]	U [kg/m <sup>2</sup> ]
1.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00
4.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.00	0.00	0.00

At the bottom of the window are "OK" and "Cancelar" buttons.

Figura 84. Ventana de ingreso de cargas.

Al hacer click en el botón Revisar se abre una ventana secundaria en la cual podemos visualizar diferentes valores de cargas viva (CV), estos han sido tomados de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG-(cargas\_no\_sismicas) 2015.



The screenshot shows a window titled "IngresoCargas" with a "CARGA VIVA" section. It contains a "Uso" dropdown menu, a "Live [Kg/m<sup>2</sup>]" input field with the value "0", and an "OK" button at the bottom.

Figura 85. Ventana de valores de carga viva.

## 2.2. Materiales.

Aquí podemos definir el tipo de acero para vigas y columnas con el que se realizara el prediseño y diseño de la estructura, el software tiene por defecto algunos aceros configurados, pero también se puede ingresar los valores de forma manual.

The image shows a software dialog box titled "DefinirAcero". It is organized into two main sections: "Columnas" and "Vigas". Each section contains an "ASTM" dropdown menu, two input fields for yield strength "fy [kg/cm<sup>2</sup>]" and ultimate strength "fu [kg/cm<sup>2</sup>]", and a "Propiedades del acero" section with input fields for "Peso especifico" (7850 kg/m<sup>3</sup>) and "Modulo de elasticidad, E" (2100000 kg/cm<sup>2</sup>). At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancelar" buttons.

Figura 86. Ventana de selección de acero.

## 3. Visualizar.

### 3.1. Tablero Critico.

Esta opción nos permite visualizar en color rojo el o los tableros que geoméricamente son más críticos, es decir, el o los que tienen mayores dimensiones.

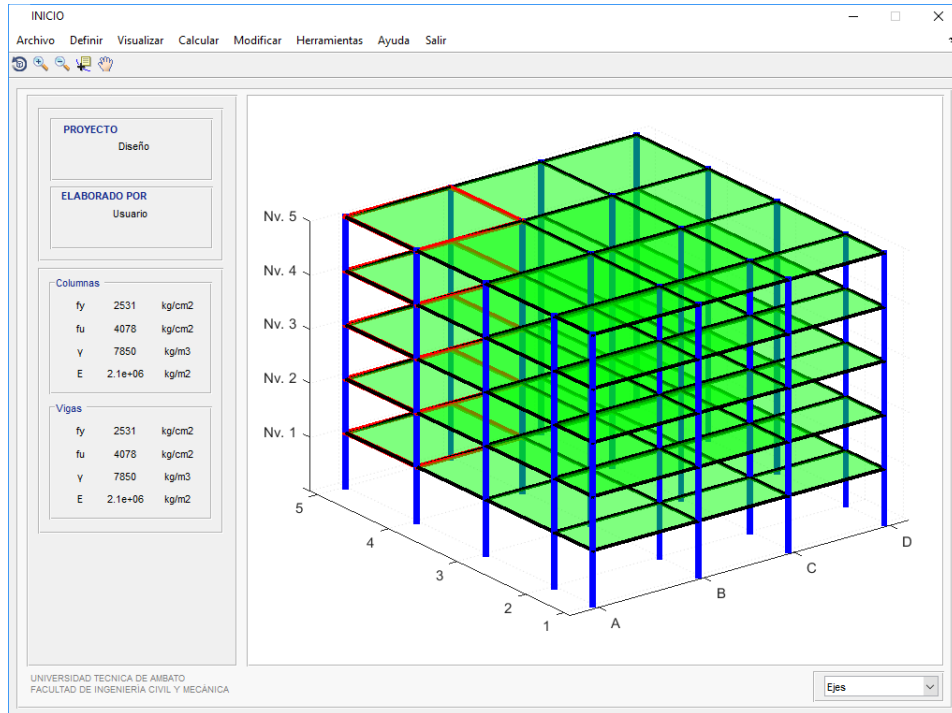


Figura 87. Ventana principal con el tablero crítico de la estructura.

### 3.2. Piso Crítico por Carga.

Aquí el software nos muestra de color rojo el o los pisos que tengan mayor carga.

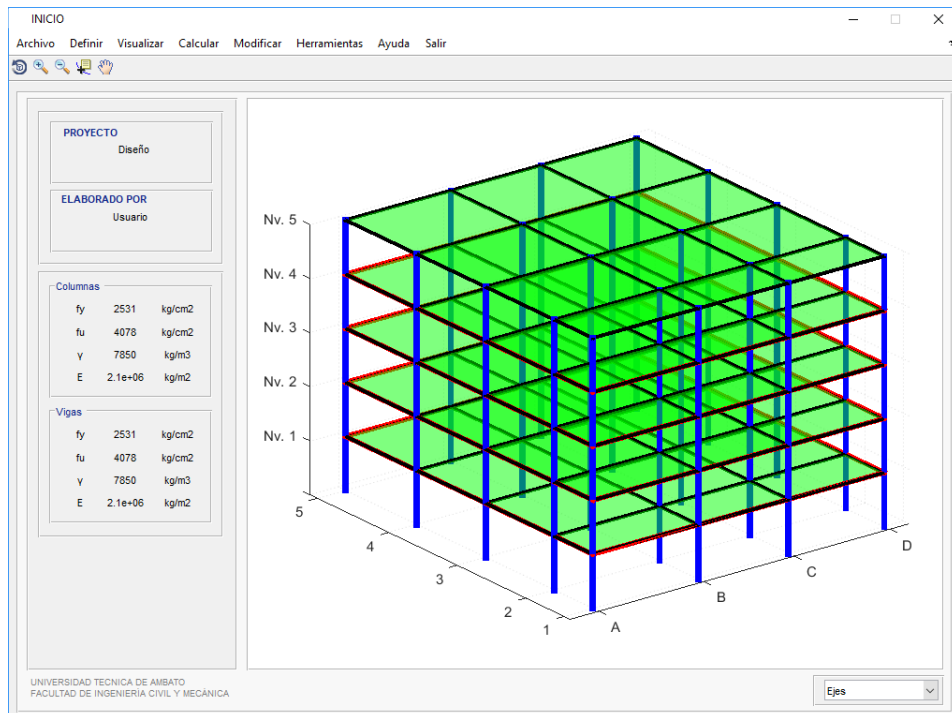


Figura 88. Ventana principal con el piso crítico de la estructura.

### 3.3. Vigas Secundarias.

Al hacer clic en esta opción, podemos visualizar la ubicación que el software automáticamente calculó para la colocación de vigas secundarias, esta dirección de vigas puede ser modificada en la opción modificar que tiene el menú principal.

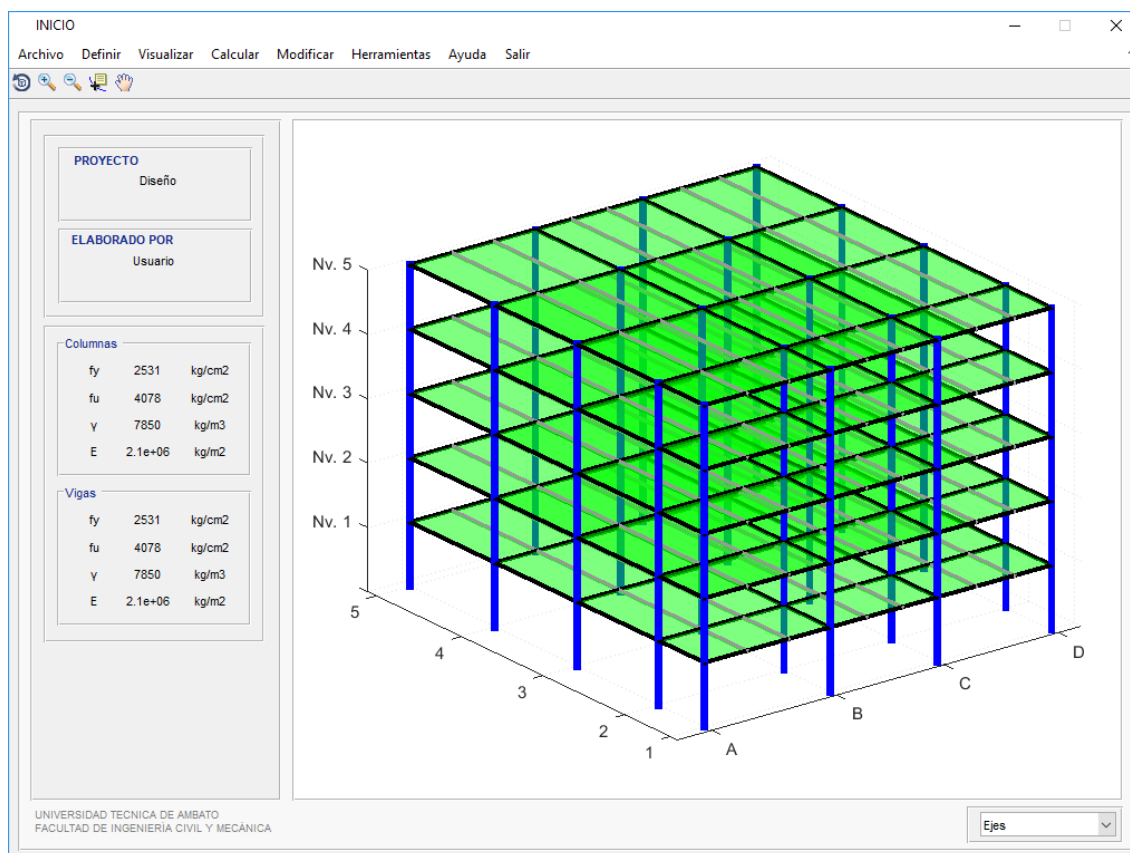


Figura 89. Ventana principal con la posición de las vigas secundarias.

## 4. Calcular.

### 4.1. Prediseño.

#### 4.1.1. Vigas.

Esta ventana nos muestra en su parte superior el prediseño de vigas secundarias y en la inferior el prediseño de vigas principales, cabe mencionar que el software realiza el prediseño tomando automáticamente el tablero geoméricamente más crítico y el piso que tenga mayor carga en su estructura.

Es importante mencionar que el software nos muestra tres opciones de perfiles que podemos utilizar para el diseño, ya que estos cumplen con las solicitaciones requeridas por la estructura.

CalcularPred

Tablas

**Vigas Secundarias**

Datos de Cálculo

Piso Analizado	1
Carga Viva, L	200 kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta, D	588.14 kg/m <sup>2</sup>
Carga Mayorada, U	1025.77 kg/m <sup>2</sup>
Ancho Cooperante	1.87 m
Longitud de Viga, L	5.2 m

Valores Calculados

$qu=U \cdot \text{Ancho Coop}$	1.91	t/m
$Mu=(qu \cdot L^2)/8$	6.47	t*m
$R=(qu \cdot L)/2$	4.97	t
$Zxreq=Mu/(\Phi \cdot fy)$	283.86	cm <sup>3</sup>
$Zxreq$	17.32	in <sup>3</sup>

Revisar

Prop Geom

**Vigas Principales**

Datos de Cálculo

Piso Analizado	1
Carga Viva, L	200 kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta, D	588.14 kg/m <sup>2</sup>
Carga Mayorada, U	1025.77 kg/m <sup>2</sup>
Longitud de Viga, L	5.6 m
a	1.87 m

Valores Calculados

R1=	4.78	t
R2	4.97	t
Rt=R1+R2	9.76	t
$Mu=Rt \cdot a$	18.24	t*m
$Zxreq=Mu/(\Phi \cdot fy)$	800.95	cm <sup>3</sup>
$Zxreq$	48.88	in <sup>3</sup>

Revisar

Prop Geom

**Secciones Propuestas**

	Shape	A (in <sup>2</sup> )	d (in)	tw (in)	bf (in)	tf (in)	k(des) (in)	k(det) (in)	k1 (in)	T (in)	gage (in)
1	W8X18	5.2600	8.1400	0.2300	5.2500	0.3300	0.6300	0.8125	0.5625	6.5000	2.7500
2	W12X14	4.1600	11.9000	0.2000	3.9700	0.2250	0.5250	0.7500	0.5625	10.3750	2.2500
3	W10X17	4.9900	10.1000	0.2400	4.0100	0.3300	0.6300	0.8750	0.5625	8.3750	2.2500

**Secciones Propuestas**

	Shape	A (in <sup>2</sup> )	d (in)	tw (in)	bf (in)	tf (in)	k(des) (in)	k(det) (in)	k1 (in)	T (in)	gage (in)
1	W8X48	14.1000	8.5000	0.4000	8.1100	0.6850	1.0800	1.3750	0.8125	5.7500	5.5000
2	W12X35	10.3000	12.5000	0.3000	6.5600	0.5200	0.8200	1.1875	0.7500	10.1250	3.5000
3	W16X31	9.1300	15.9000	0.2750	5.5300	0.4400	0.8420	1.1250	0.7500	13.6250	3.5000

Figura 90. Ventana de prediseño de viga secundaria y principal.

#### 4.1.2. Columnas.

En esta ventana podemos visualizar el prediseño de la columna más crítica, el software considera la columna más crítica en el primer piso por la carga que debe soportar de toda la estructura, además de buscar automáticamente la columna que tenga mayor área cooperante.



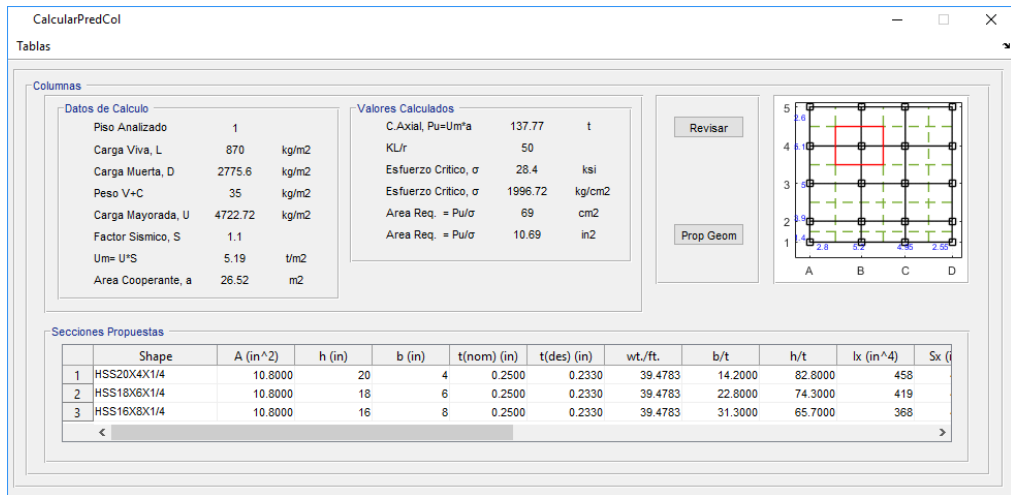


Figura 91. Ventana de prediseño de columna.

### 4.1.3. Análisis Individual.

#### 4.1.3.1. Vigas Secundarias.

Aquí podemos visualizar el prediseño de vigas secundarias para cada piso y tablero que conforman la estructura, permitiéndonos de esta forma realizar un prediseño por secciones de acuerdo a las solicitaciones de cada tablero o piso.

Una vez realizado los cálculos de prediseño el software automáticamente nos ofrece tres opciones de perfiles acorde a las solicitaciones de la estructura analizada.

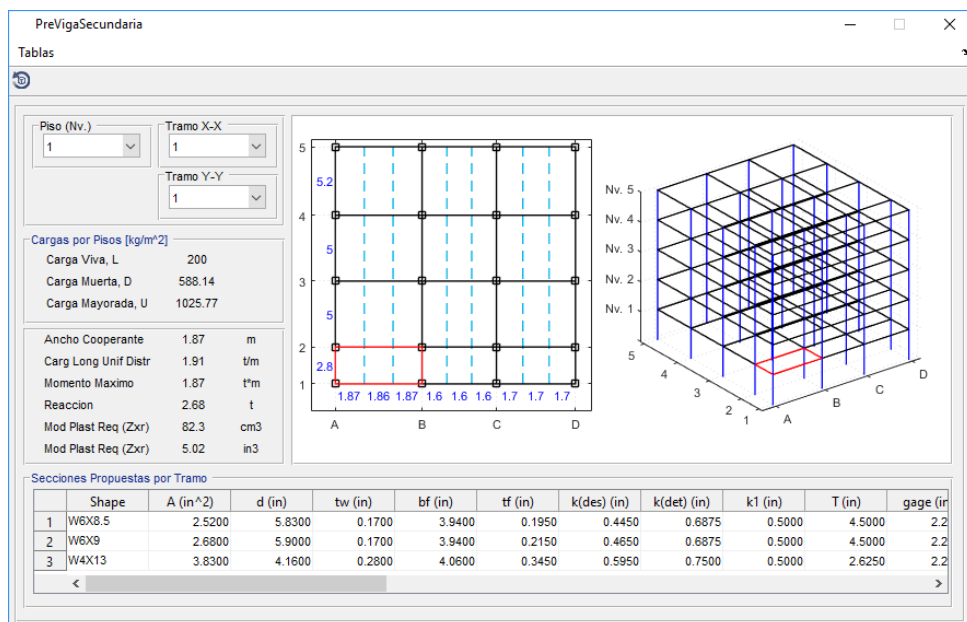


Figura 92. Ventana de prediseño de vigas secundarias.

### 4.1.3.2. Vigas Principales.

En esta ventana podemos revisar el prediseño de vigas principales para cada piso y tablero de la estructura, así como los valores que el software emplea y calcula para realizar el prediseño.

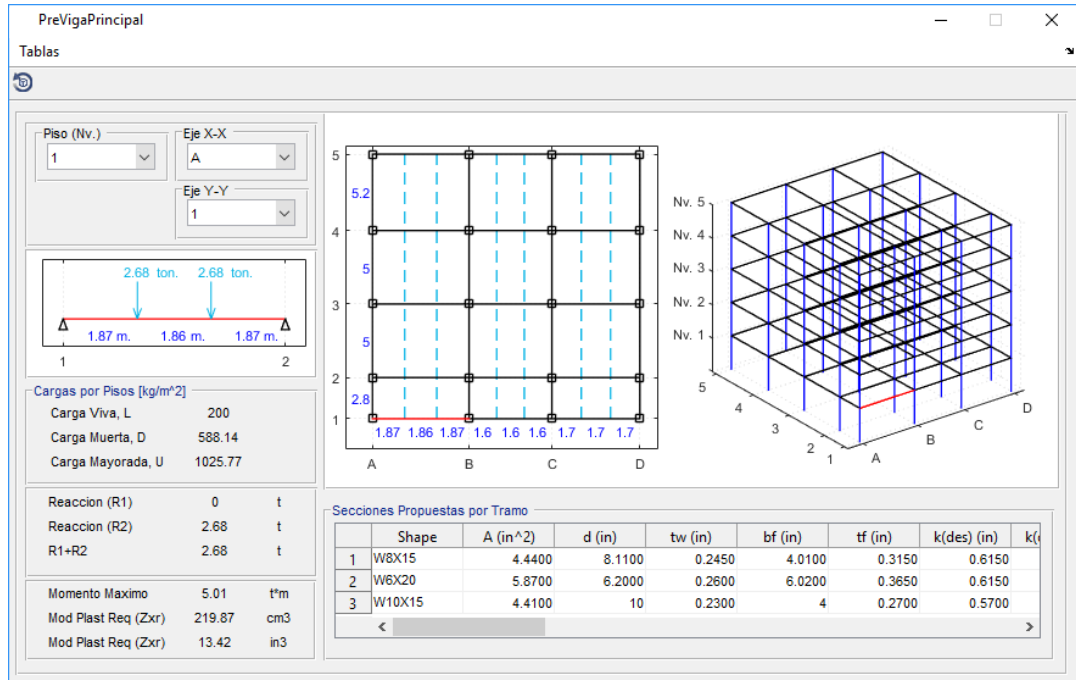


Figura 93. Ventana de prediseño de vigas principales.

### 4.1.3.3. Columnas.

Esta ventana nos muestra un análisis individual de cada columna de la estructura, una opción que podemos encontrar en esta ventana es la selección entre un perfil HSS o un perfil W.

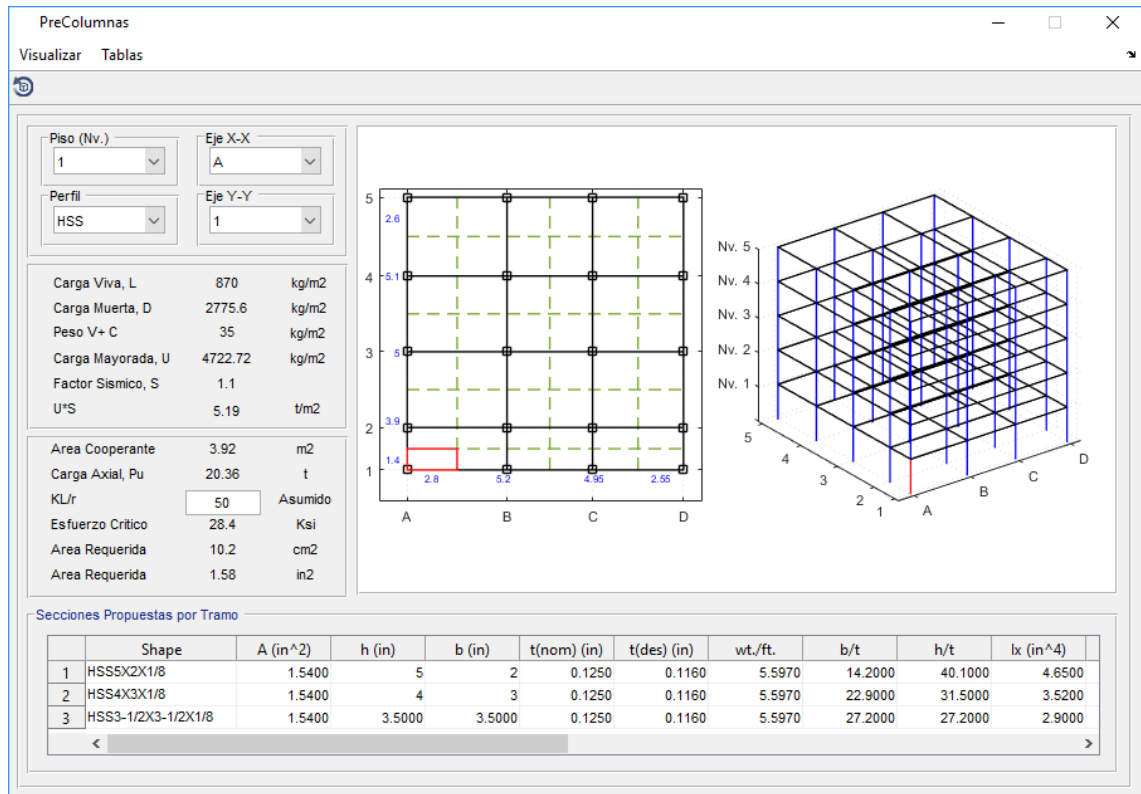


Figura 94. Ventana de prediseño de columnas.

## 4.2. Diseño.

### 4.2.1. Vigas.

En esta ventana podemos realizar el diseño de Vigas, para lo cual debemos ingresar los datos que nos solicita el software, adicional podemos revisar como se realiza el diseño, ingresando al menú de revisar y chequeo que tenemos en esta ventana.

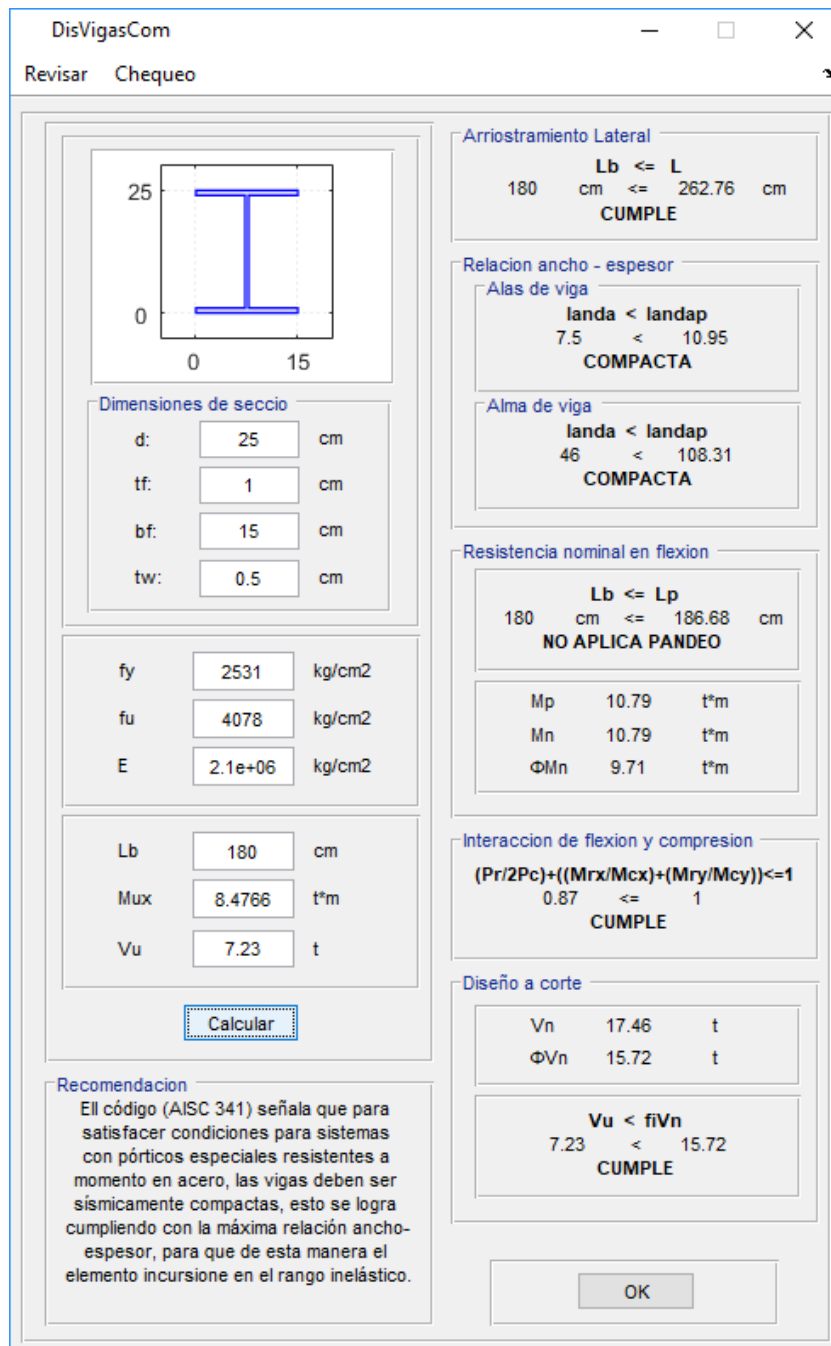


Figura 95. Ventana de diseño de vigas.

#### 4.2.2. Columnas.

Esta ventana nos permite realizar el diseño de columnas, para lo que debemos ingresar los datos que nos solicita esta ventana del software, para revisar como se realizó el diseño lo podemos hacer mediante el menú de revisar y chequeo que lo encontramos en esta ventana.

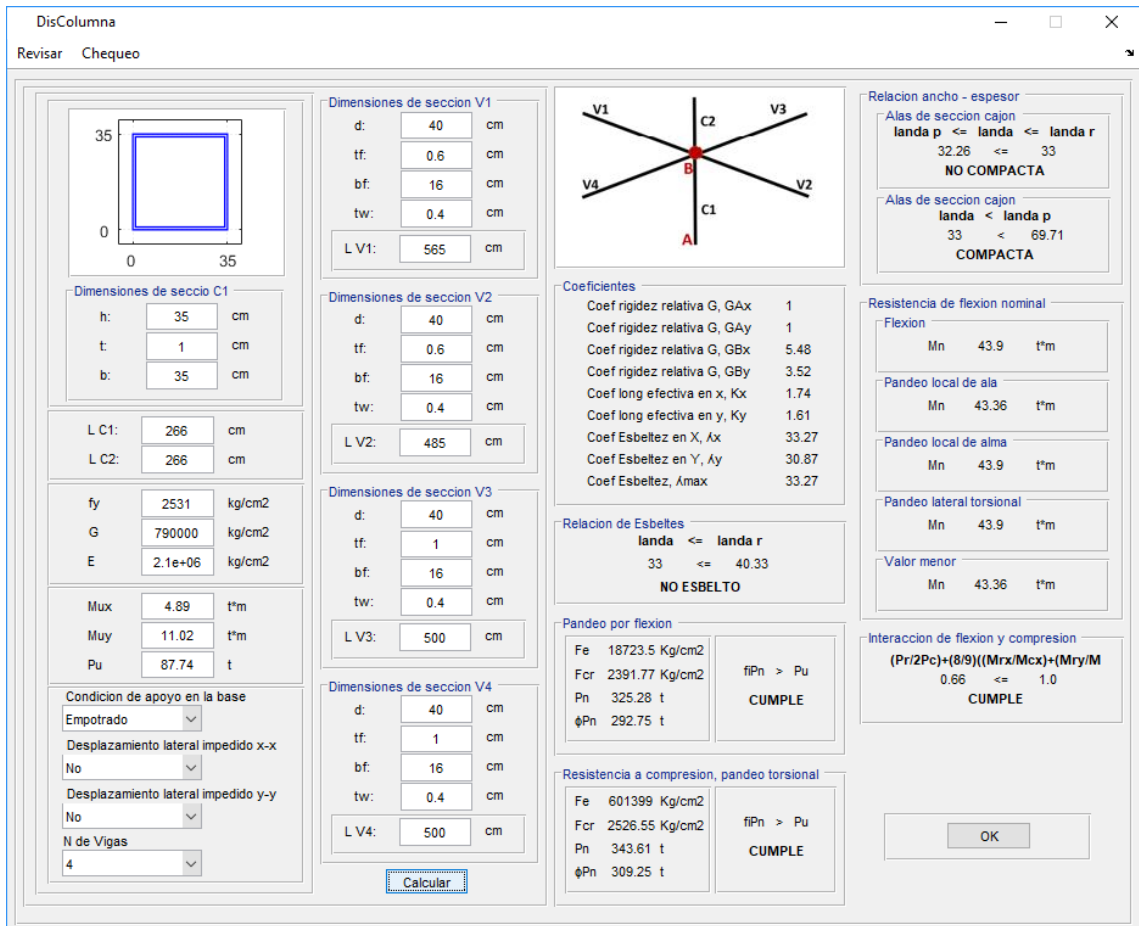


Figura 96. Ventana de diseño de columnas.

## 5. Modificar.

### 5.1.Grilla.

En esta ventana podemos modificar las distancias ingresadas al inicio del modelo, así como aumentar o disminuir el número de ejes de la estructura.

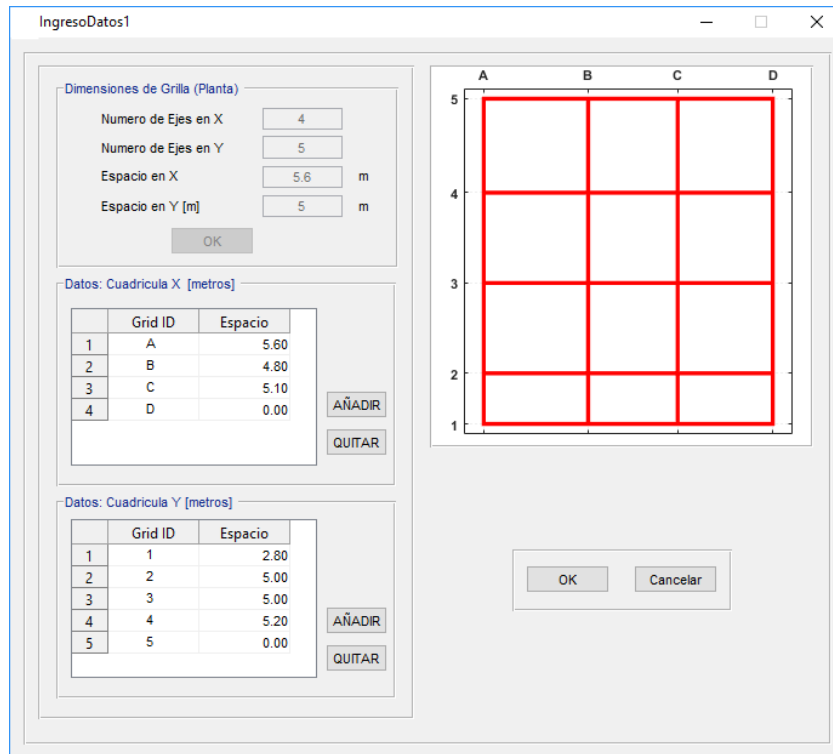


Figura 97. Ventana de modificación de grilla de la estructura.

### 5.2.Pisos.

Esta opción nos permite modificar el número de pisos y la altura de los pisos ingresados al inicio del modelo. Al dar clic en esta opción el software nos muestra una ventana de advertencia, debido a que si aumentamos o disminuimos pisos el programa eliminará el último piso con sus cargas o copiará automáticamente los valores del último piso al nuevo piso creado.

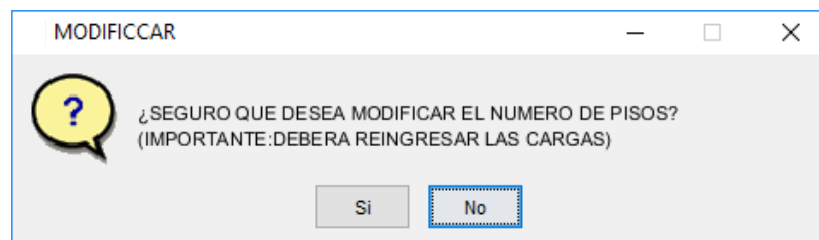


Figura 98. Ventana de alerta de modificación de pisos.

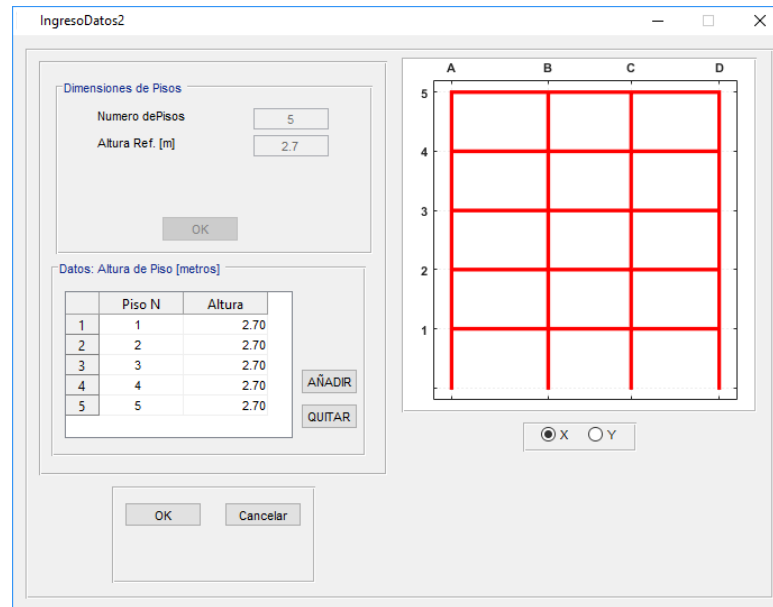


Figura 99. Ventana de modificación de número y altura de entrepisos.

### 5.3. Combinación de Carga.

Esta ventana nos permite modificar la combinación de carga que viene programada por defecto en el software.

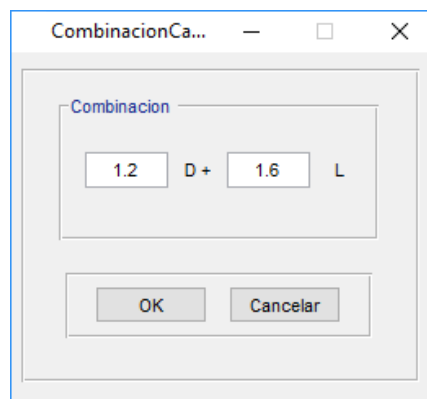


Figura 100. Ventana de modificación de combinación de carga.

### 5.4. Dirección de Vigas Secundarias.

Esta opción nos permite modificar la dirección que el software calculó y determinó para la posición de las vigas secundarias.

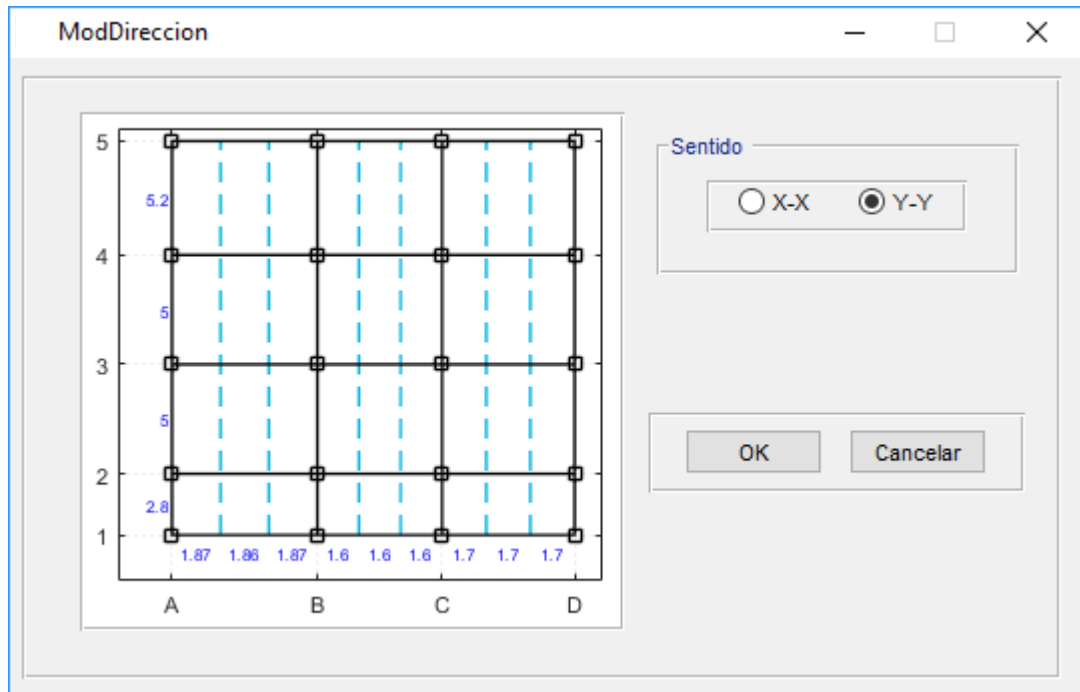


Figura 101. Ventana de modificación de dirección de vigas secundarias.

### 5.5. Parámetros Prediseño Vigas Secundarias.

En esta ventana podemos ingresar el valor de separación máxima que pueden tener las vigas secundarias.

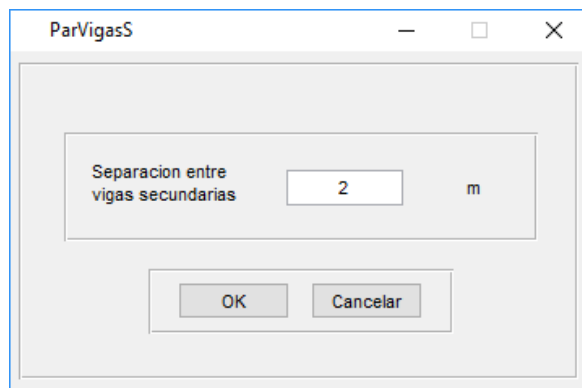


Figura 102. Ventana de modificación de separación de vigas secundarias.

### 5.6. Parámetros Prediseño Columnas.

Esta ventana permite modificar el factor de efecto sísmico como el valor de peso de vigas más columnas metálicas en unidades de  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .



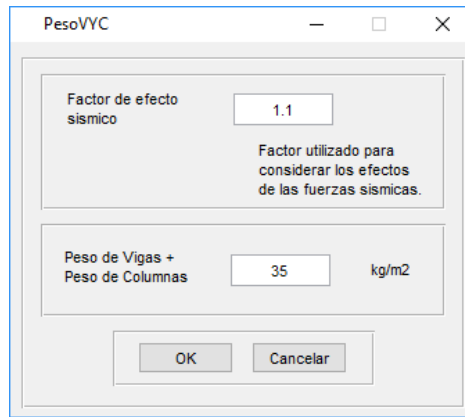


Figura 103. Ventana de modificación de los parámetros de prediseño de columnas.

## 6. Herramientas.

### 6.1. Propiedades Geométricas.

#### 6.1.1. Perfil W.

Al abrir esta ventana podemos calcular los valores de las propiedades geométricas de un perfil W.

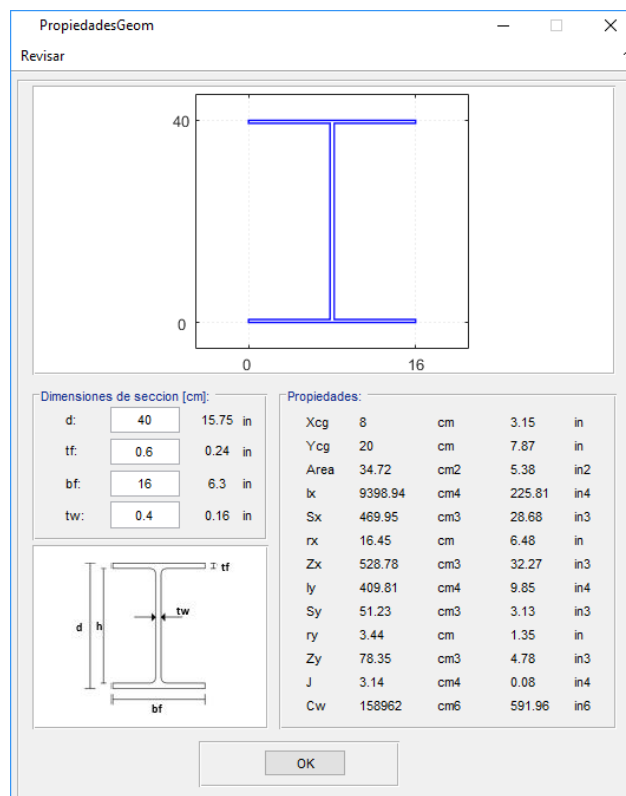


Figura 104. Ventana con las propiedades geométricas de una sección W.

### 6.1.2. Perfil HSS.

Esta ventana nos permite calcular las propiedades geométricas de un perfil metálico HSS.

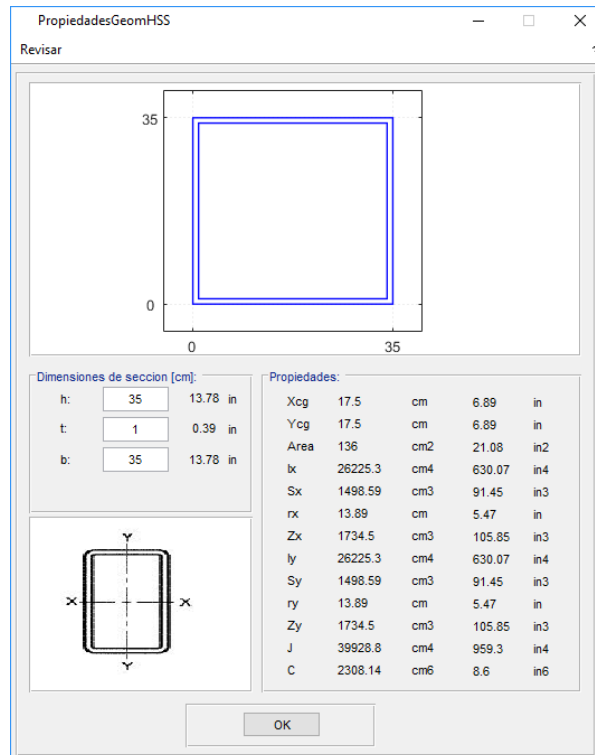


Figura 105. Ventana con las propiedades geometricas de una seccion HSS.

### 6.2.Peso Mamposteria.

Esta herramienta del software nos permite calcular el peso de mamposteria, mediante la selección del tipo de pared asi como de la longitud de la misma.

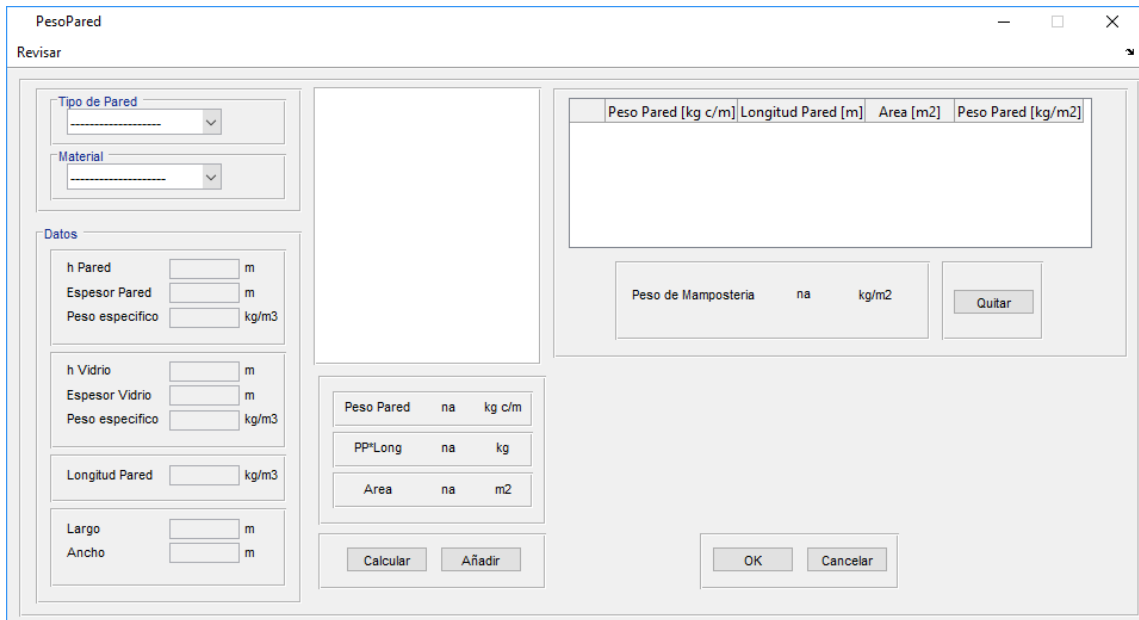


Figura 106. Ventana de cálculo de peso de mampostería.

El software viene configurado con valores de densidades de los materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG-(cargas\_no\_sismicas) 2015, pero también nos permite ingresar estos valores de forma manual.

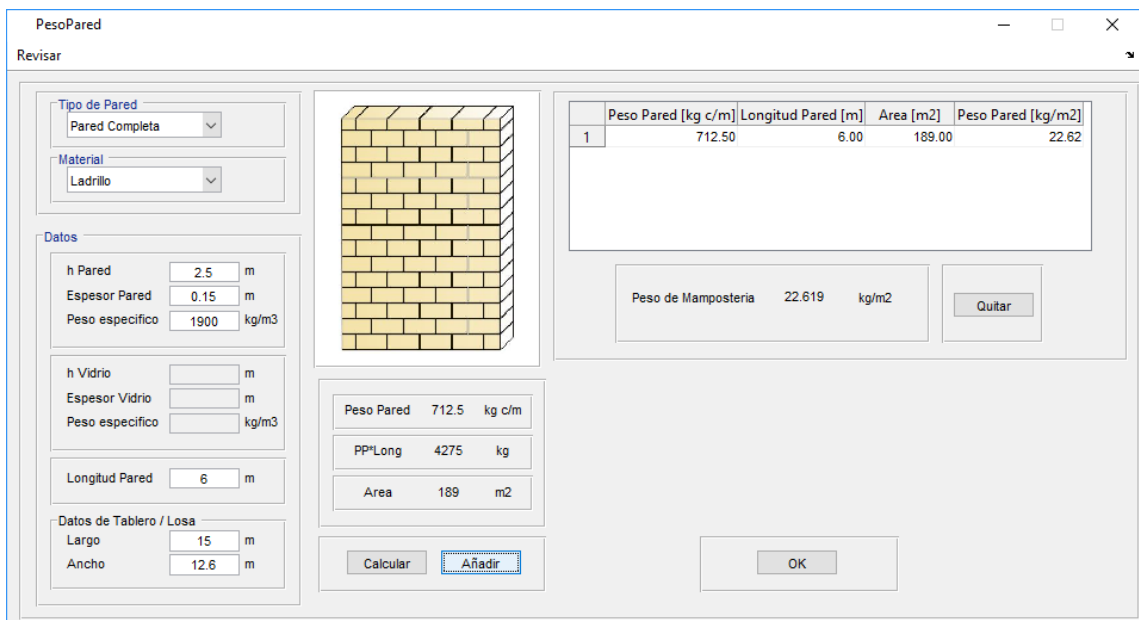


Figura 107. Ventana con datos de pesos de mampostería.

### 6.3.Diseño.

#### 6.3.1. Vigas.

En esta opción del menú de herramientas podemos realizar el diseño de vigas sin la necesidad de haber realizado un prediseño previo.

The image shows a software window titled "DisVigasCom" with a menu bar containing "Revisar" and "Chequeo". The main area is a form for entering data. At the top left, there is a large empty rectangular box. Below it, the section "Dimensiones de seccio" contains four input fields: "d:" with value "25" and unit "cm", "tf:" with value "1" and unit "cm", "bf:" with value "15" and unit "cm", and "tw:" with value "0.5" and unit "cm". Below this, there are three more input fields: "fy" with value "2531" and unit "kg/cm2", "fu" with value "4078" and unit "kg/cm2", and "E" with value "2.1e+06" and unit "kg/cm2". The next section contains three input fields: "Lb" with value "180" and unit "cm", "Mux" with value "8.4766" and unit "t\*m", and "Vu" with value "7.23" and unit "t". A "Calcular" button is located below these fields. At the bottom right of the window, there is an "OK" button.

Figura 108. Ventana de ingreso de datos para el diseño de vigas.

### 6.3.2. Columnas.

Esta opción nos permite realizar el diseño de columnas sin previamente realizar el prediseño.

DisColumna

Revisar Chequeo

**Dimensiones de seccion V1**

d: 40 cm

tf: 0.6 cm

bf: 16 cm

tw: 0.4 cm

L V1: 565 cm

---

**Dimensiones de seccion V2**

d: 40 cm

tf: 0.6 cm

bf: 16 cm

tw: 0.4 cm

L V2: 485 cm

---

**Dimensiones de seccion V3**

d: 40 cm

tf: 1 cm

bf: 16 cm

tw: 0.4 cm

L V3: 500 cm

---

**Dimensiones de seccion V4**

d: 40 cm

tf: 1 cm

bf: 16 cm

tw: 0.4 cm

L V4: 500 cm

**Dimensiones de seccion C1**

h: 35 cm

t: 1 cm

b: 35 cm

L C1: 266 cm

L C2: 266 cm

fy: 2531 kg/cm2

G: 790000 kg/cm2

E: 2.1e+06 kg/cm2

Mux: 4.89 t\*m

Muy: 11.02 t\*m

Pu: 87.74 t

Condicion de apoyo en la base

Empotrado

Desplazamiento lateral impedido x-x

No

Desplazamiento lateral impedido y-y

No

N de Vigas

4

OK

Calcular

Ventana de ingreso de datos para el diseño de columnas.

## 7. Ayuda.

### 7.1.Manual.

Al dar clic en esta opción del menú principal se abrirá el manual de usuario donde podemos ver el funcionamiento del software, así como el correcto ingreso de datos.

### 7.2.Información del Software.

Esta opción abre una ventana con la información del programa, donde podemos encontrar el nombre y contactos.

## 8. Salir.

### 8.1.Finalizar.

Esta opción del menú nos permite realizar un correcto cierre del programa, en el cual las variables con datos almacenados se vaciarán para un correcto funcionamiento del mismo al realizar un nuevo ingreso.

Previo a salir del software aparece una ventana emergente donde nos indica solicita ratificar o negar el proceso de cierre considerando que el modelo trabajado se eliminara.

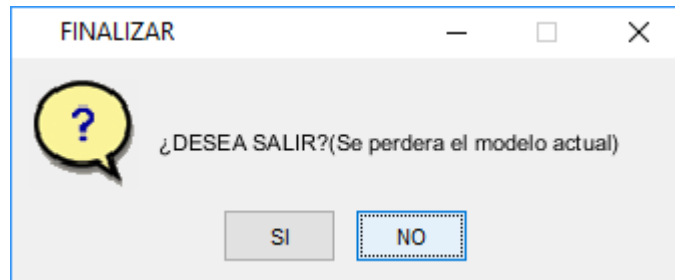


Figura 109. Ventana de alerta de salida del software.

#### **4.6.6. Anexo 6.**

**Link de descarga del instalador del software.**

[https://www.dropbox.com/sh/7pqnpgahgjt5k8/AADjxFXEDCzBXRA\\_sT-pJe4a?dl=0](https://www.dropbox.com/sh/7pqnpgahgjt5k8/AADjxFXEDCzBXRA_sT-pJe4a?dl=0)

#### **4.6.7. Anexo 7.**

**Link de descarga del código de programación del software.**

<https://www.dropbox.com/sh/zimxf2s3x0fjxrq/AACEqRPHHRTAcHVWwoDFRZIUa?dl=0>