

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



GUÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO PARA VIGAS DE ALMA ABIERTA Y ARMADURAS METÁLICAS EN ESTRUCTURAS DE SOPORTE DE TECHOS Y ENTREPISOS

PRESENTADO POR:

HERNANDEZ BENITEZ, ALBERTH LUIS

LINAREZ GARCIA, DANIEL ANTONIO

SORIANO SORTO, EDGAR ATILIO

DOCENTE DIRECTOR:

ING. ARISTIDES MAURICIO PERLA LOPEZ

PARA OPTAR AL TITULO:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE DE 2012

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

RECTOR

LICDA. ANA MARIA GLOWER DE ALVARADO

VICE-RECTOR ACADEMICO

DRA. ANA LETICIA ZA VALETA DE AMAYA

SECRETARIO GENERAL

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
AUTORIDADES

LIC. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ
DECANO

LIC. CARLOS ALEXANDER DIAZ
VICE-DECANO

LIC. JORGE ALBERTO ORTEZ HERNANDEZ
SECRETARIO

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

AUTORIDADES

ING. LUIS CLAYTON MARTÍNEZ RIVERA
JEFE DE DEPARTAMENTO

ING. MILAGRO DE MARÍA ROMERO DE GARCIA
COORDINADOR DE PROCESO DE GRADO

ING. ARISTIDES MAURICIO PERLA LOPEZ
DOCENTE DIRECTOR

AGRADECIMIENTOS ESPECIALES

A Dios por darnos el entendimiento y la sabiduría para lograr nuestros objetivos propuestos

A la Universidad De El Salvador nuestra Alma Mater, por ser la responsable directa de nuestra formación profesional y permitirnos ser parte de ella

A los Ingenieros del Departamento Por haber compartido sus conocimientos con nosotros así como proporcionarnos las herramientas para desenvolvernos de la mejor manera en un futuro

Al Docente Directo. Ing, Arístides Mauricio Perla por su orientación profesional para la realización de nuestro trabajo de grado, y por brindarnos sus conocimientos a lo largo de la formación académica

A la Ing, Milagro Bardales por proporcionarnos la ayuda requerida en todo momento, tanto en las diferentes materias que nos impartió como en la instancia final de nuestra carrera

De manera especial a todos nuestros amigos, compañeros y familiares que aportaron a nuestra formación

Alberth Hernández

Daniel Linares

Edgar Soriano

DEDICATORIA

A Dios por haberme dado la oportunidad de llegar a esta instancia y asombrarme con sus bondades

A mi Madre Rosibel Sorto de Soriano por ser un ejemplo de lucha perseverancia y esmero por alcanzar los objetivos, además de estar siempre presente en mi vida y apoyarme incondicionalmente en todo momento para salir adelante

A mi Padre Atilio Soriano por ser una guía para tomar las decisiones más convenientes en su tiempo y demostrarme que las cosas deben hacerse correctamente

A mi hermano, Mauricio Soriano por colaborar conmigo en todas las actividades que realicé y ser un verdadero amigo y hermano

A mi madrina Miriam Argueta la cual considero parte de mi familia y ha sido parte integral de mi formación

A mis compañeros de tesis por haber trabajado en conjunto tanto a lo largo de la carrera como en la realización del presente trabajo

A mis familiares y amigos que en alguna forma me apoyaron en mi carrera

EDGAR SORIANO

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO LA VIRGEN MARÍA Y SAN ANTONIO DE PADUA:

Ya que sin su ayuda divina y su iluminación no hubiese podido lograr mi objetivo de culminar la carrera de ingeniería civil en la universidad de el salvador facultad multidisciplinaria oriental

A MI PADRE Y A MI MADRE:

Mil gracias; Ya que con su apoyo moral y económicamente incondicional que me brindaron por todos los sacrificios que hicieron a lo largo de mi carrera, así como su comprensión y paciencia en momentos difíciles.

A MIS HERMANOS

Por todo el apoyo brindado, por su comprensión y cariño en todo momento a lo largo de la carrera.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS:

Por todo el tiempo compartido a lo largo de la carrera, por su comprensión y paciencia
Para superar tantos momentos difíciles.

A TODOS MIS FAMILIARES Y AMIGOS:

Que de una u otra manera estuvieron pendientes a lo largo de este proceso, brindado su
Apoyo incondicional.

Alberth Hernández

DEDICATORIA

A DIOS:

Por guiar nuestra vida y permitirme culminar esta etapa de mi vida. Aun faltan decisiones que tomar.

A MI FAMILIA:

Por ser el principal apoyo a lo largo de toda mi vida.

A MI HERMANA MENOR:

Por ayudarme a enfocar mi vida en las cosas realmente importantes y al mismo tiempo, abrirme oportunidades que antes, nunca hubieran sido siquiera concebidas.

A MIS AMIGOS:

Porque a pesar de no ser tantos, demuestran con calidad el porqué de su amistad.

A MIS COMPAÑEROS Y CONOCIDOS A LO LARGO DE LA CARRERA:

Realmente a muchos los considero amigos, y reconocer que uno termina recibiendo apoyo de quien menos lo espera.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS:

Recuerden, teniendo poca base acerca del tema, logramos sobrellevar este reto, terminándolo con satisfacción de haber logrado un gran trabajo de tesis.

Daniel Linares

GUÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO PARA VIGAS DE ALMA ABIERTA Y ARMADURAS METÁLICAS EN ESTRUCTURAS DE SOPORTE DE TECHOS Y ENTREPISOS

RESUMEN

Las vigas armadas metálicas de alma abierta, son estructuras modulares que suponen ventajas estructurales frente a otros sistemas. Este documento, cubre aspectos teóricos básicos, materiales, especificaciones, códigos de diseño y procesos de diseño para lograr una comprensión acerca del análisis y diseño de vigas armadas metálicas de alma abierta; adicionalmente, nos concentramos en los procesos de diseño los cuales tratamos de explicar de forma no tan complicada, por lo tanto, podríamos decir que este documento se concentró en “el como” diseñar este tipo de estructuras en los ejemplos propuestos.

En este documento, estudiamos y ejemplificamos el diseño de vigas armadas metálicas de alma abierta en tres aplicaciones principales: techos, pasarelas y entrepisos. Particularmente, en techos, consideramos variaciones de vigas armadas de alma abierta como son vigas de alma abierta y armaduras, para las cuales en este documento, ejemplificamos su análisis y diseño estructural, debido a que son analizadas de forma diferente en su metodología mediante formulas.

Otro punto a destacar, es que para el diseño en techos, a modo de comparación, realizamos diseños de acuerdo a dos metodologías. Estas son metodología de análisis manual, comparado con metodología de análisis por software. En los diseños restantes –pasarelas y entrepisos- realizamos diseños solamente por metodología por software. Esto debido a que la metodología por software presenta conveniencias en su diseño frente a la metodología por formulas.

Los diseños en general, fueron realizados tomando en cuenta, sistemas estructurales de marcos de concreto como estructura principal. En los diseños de techos, se realizo análisis y diseño estructural para las estructuras de techo, apoyado sobre marcos de concreto. En entrepisos, se realizo un análisis completo de un edificio con

marcos de concreto, diseñando particularmente, las vigas metálicas de alma abierta como vigas secundarias en todos los tableros del entrepiso Mientras que el diseño de la pasarela se realizo completamente en acero.

En los ejemplos de diseño, se muestran los procesos realizados para cada uno de ellos, en forma practica en concordancia con la teoría desarrollada. Finalmente, como el resultado de dichos análisis efectuados a las estructuras diseñadas, y a diseños elaborados a componentes dentro de ellas, se dibujaron los respectivos planos estructurales.

Los diseños que ejemplifican el análisis se refieren a las siguientes estructuras:

- Diseño de armaduras en estructura de techo de forma manual
- Diseño de armaduras en estructura de techo mediante software
- Diseño de vigas de alma abierta en estructura de techo de forma manual
- Diseño de vigas de alma abierta en estructura de techo mediante software
- Diseño de súper estructura en pasarela peatonal
- Diseño de vigas de alma abierta en entrepisos

GUIDE OF ANALYSIS AND DESIGN FOR SCISSORS AND GABLE STEEL JOIST STRUCTURES FOR ROOF AND DECK

SUMMARY

Open web steel joists are modular structures that have proven structural advantages over other structural systems. This document, cover basic theoretical aspects, materials, specifications, design codes and design processes to achieve an increased level of comprehension concerning analysis and design of steel joists; furthermore, we were focused in design process which we try to explain in a comprehensive way, thus, we can say that this document is focused in the "how to" design this types of structures in the examples given.

In this document, we research and exemplify the design of open web steel joist in three main applications: roofs, pedestrian bridges and decks. Particularly, in roofs, we consider steel joists variations such as gable steel joist and scissors steel joist, for which in this document, exemplify its analysis and structural design, and because of these are analyzed differently on its methodology through formulas.

Another highlight is that for the design of roofs, for comparison, we performed designs in accordance to two methodologies. These ones are methodologies of manual analysis, compared with methodology through software analysis. In the rest of designs –pedestrian bridges and stories- we did software design methodology only. This because of software methodology presents design conveniences facing methodology through formulas.

Overall designs were done taking in consideration, concrete frame structural systems as main structure. In roof designs, structural analysis and design were performed for roof structures, supported in concrete frame structures. In decks, a complete analysis of a concrete frame building was performed, designing in particular, steel joist as secondary beams at all the decks in the building stories. As exception, the design of pedestrian bridge was a complete steel design.

In the design examples, processes performed for each one is shown, in a practical application to the design process shown in accordance with the theory developed. Finally, as a result of those analysis performed to the designed structures and elements within, structural drawings were done.

The designs that exemplify the analysis and designs are referred to the following structures:

- Design of gable steel joist as roof structure through manual analysis
- Design of gable steel joist as roof structure through software analysis
- Design of scissors steel joists as roof structure through manual analysis
- Design of scissors steel joists as roof structure through software analysis
- Design of main structure for pedestrian bridge
- Design of open web steel joist as deck structure

INDICE GENERAL

| | |
|--|-----------|
| 1. CAPÍTULO 1: ANTEPROYECTO | 1 |
| 1.1 ANTECEDENTES..... | 2 |
| 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 4 |
| 1.2.1 <i>Situación Problemática</i> | 4 |
| 1.2.2 <i>Enunciado del Problema</i> | 5 |
| 1.3 JUSTIFICACIÓN..... | 7 |
| 1.4 OBJETIVOS..... | 9 |
| 1.4.1 <i>Objetivo General</i> | 9 |
| 1.4.2 <i>Objetivos Específicos</i> | 9 |
| 1.5 ALCANCES..... | 10 |
| 1.6 LIMITACIONES | 11 |
| 1.7 METODOLOGÍA..... | 12 |
| 1.7.1 <i>Tipo de investigación</i> | 12 |
| 1.7.2 <i>Unidades de Análisis</i> | 13 |
| 1.7.3 <i>Descripción de Variables</i> | 13 |
| 1.7.4 <i>Técnicas, recopilación de datos</i> | 14 |
| 1.7.5 <i>Procesamiento de Datos</i> | 14 |
| 1.7.6 <i>Presentación de resultados</i> | 15 |
| 2. CAPÍTULO 2: ESTRUCTURAS METÁLICAS DE ALMA ABIERTA | 16 |
| 2.1 ESTRUCTURAS DE ACERO..... | 17 |
| 2.1.1 <i>El acero como material estructural</i> | 17 |
| 2.1.2 <i>Especificaciones y Reglamentos</i> | 24 |
| 2.1.3 <i>Métodos de Diseño</i> | 26 |
| 2.1.4 <i>Miembros cargados axialmente a compresión</i> | 28 |
| 2.1.5 <i>Miembros sujetos a esfuerzos de tensión</i> | 51 |
| 2.1.6 <i>Miembros sometidos a esfuerzos flexionantes</i> | 60 |
| 2.1.7 <i>Elementos sujetos a flexión y compresión combinadas</i> | 73 |
| 2.1.8 <i>Sistemas estructurales metálicos</i> | 78 |
| 2.2 ESTRUCTURAS CON CELOSÍAS..... | 90 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 2.2.1 | <i>Celosías</i> | 90 |
| 2.2.2 | <i>Estructuras con celosías</i> | 108 |
| 2.3 | VIGAS ARMADAS DE ALMA ABIERTA..... | 117 |
| 2.3.1 | <i>Comportamiento de vigas</i> | 118 |
| 2.3.2 | <i>Vigas de alma abierta</i> | 123 |
| 2.3.3 | <i>Armaduras</i> | 129 |
| 2.3.4 | <i>Elementos constituyentes (ángulos, tubos estructurales cuadrados y redondos, varillas de acero) ...</i> | 134 |
| 3. | CAPÍTULO 3: PRINCIPIOS DE DISEÑO | 138 |
| 3.1 | CONSIDERACIONES GENERALES | 139 |
| 3.1.1 | <i>Especificaciones de diseño y Normas</i> | 139 |
| 3.1.2 | <i>Modelo simplificado para el análisis de estructuras reticulares</i> | 139 |
| 3.1.3 | <i>Sistemas de unidades de medidas</i> | 140 |
| 3.1.4 | <i>Claro</i> | 140 |
| 3.1.5 | <i>Peralte</i> | 142 |
| 3.1.6 | <i>Casos de diseño</i> | 142 |
| 3.2 | CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES PARA ESTRUCTURAS DE TECHOS..... | 145 |
| 3.2.1 | <i>Separación lateral de las estructuras</i> | 146 |
| 3.2.2 | <i>Tipo de cubierta</i> | 146 |
| 3.2.3 | <i>Cargas de viento</i> | 147 |
| 3.2.4 | <i>Apoyo de las estructuras de techo</i> | 149 |
| 3.2.5 | <i>Paneles</i> | 149 |
| 3.3 | MATERIALES EN NUESTRO MEDIO | 151 |
| 3.3.1 | <i>Angulos</i> | 151 |
| 3.3.2 | <i>Tubos Estructurales</i> | 154 |
| 3.3.3 | <i>Lamina</i> | 158 |
| 3.3.4 | <i>Losacero</i> | 160 |
| 3.4 | PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO..... | 162 |
| 3.4.1 | <i>Espaciamiento de marcos</i> | 162 |
| 3.4.2 | <i>Trasmisión de carga en tableros de entrepisos</i> | 162 |
| 3.4.3 | <i>Espaciamiento de vigas secundarias</i> | 164 |
| 3.4.4 | <i>Análisis y diseño de largueros</i> | 165 |
| 3.4.5 | <i>Inclinación de la estructura de techo</i> | 169 |
| 3.4.6 | <i>Áreas tributarias</i> | 169 |
| 3.4.7 | <i>Encontrando cargas puntuales sobre estructura de techo</i> | 170 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 3.4.8 | <i>Encontrando reacciones en los apoyos</i> | 171 |
| 3.4.9 | <i>Encontrando fuerzas internas</i> | 172 |
| 3.4.10 | <i>Determinación del tipo de esfuerzo</i> | 173 |
| 3.4.11 | <i>Consideraciones para el análisis y diseño de vigas de alma abierta por formulas</i> | 174 |
| 3.4.12 | <i>Diseño de miembros a compresión y tensión</i> | 180 |
| 3.4.13 | <i>Relación de esbeltez</i> | 181 |
| 3.4.14 | <i>Verificación de Esfuerzos Nominales para miembros a compresión</i> | 182 |
| 3.4.15 | <i>Verificación de Esfuerzos Nominales para miembros a tensión</i> | 183 |
| 3.4.16 | <i>Diseño de articulación en la cumbre</i> | 184 |
| 3.4.17 | <i>Consideraciones para analisis y diseño de super estructura de pasarela</i> | 184 |
| 3.4.18 | <i>Diseño de conexiones soldadas</i> | 186 |
| 3.4.19 | <i>Diseño de placas</i> | 190 |
| 3.5 | MODELADO EN ETABS | 193 |
| 3.5.1 | <i>Códigos de diseño</i> | 193 |
| 3.5.2 | <i>Materiales</i> | 194 |
| 3.5.3 | <i>Consideraciones en estructuras de techos</i> | 195 |
| 3.5.4 | <i>Consideraciones acerca de la lámina y asignación de carga de viento</i> | 195 |
| 3.5.5 | <i>Calculo del Coeficiente Sísmico y Periodo</i> | 198 |
| 3.5.6 | <i>Selección de elementos mediante software</i> | 198 |
| 3.5.7 | <i>Cargas sobre marcos</i> | 199 |
| 3.5.8 | <i>Cargas</i> | 200 |
| 3.5.9 | <i>Secciones de diseño</i> | 200 |
| 3.6 | PROCESOS DE DISEÑO | 201 |
| 3.6.1 | <i>Proceso de diseño para soldadura y secciones de miembros</i> | 201 |
| 3.6.2 | <i>Procesos de diseño para estructuras</i> | 202 |
| 4. | CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL | 208 |
| 4.1 | DISEÑO DE ESTRUCTURA DE TECHO CON ARMADURA METÁLICA DE FORMA MANUAL | 209 |
| 4.1.1 | <i>Consideraciones básicas</i> | 209 |
| 4.1.2 | <i>Largueros</i> | 210 |
| 4.1.3 | <i>Encontrando cargas puntuales sobre armadura</i> | 217 |
| 4.1.4 | <i>Reacciones en los apoyos</i> | 220 |
| 4.1.5 | <i>Fuerzas internas en la armadura por el método de los nudos</i> | 221 |
| 4.1.6 | <i>Determinación del tipo de Esfuerzo</i> | 227 |
| 4.1.7 | <i>Selección de miembros en la armadura</i> | 232 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 4.1.8 | <i>Diseño de soldaduras</i> | 242 |
| 4.1.9 | <i>Diseño de placas de conexión</i> | 249 |
| 4.1.10 | <i>Diseño de placa de apoyo</i> | 253 |
| 4.1.11 | <i>Consideraciones en planos</i> | 258 |
| 4.1.12 | <i>Planos estructurales</i> | 260 |
| 4.2 | DISEÑO DE ESTRUCTURA DE TECHO CON ARMADURA METÁLICA POR SOFTWARE | 264 |
| 4.2.1 | <i>Consideraciones básicas</i> | 264 |
| 4.2.2 | <i>Análisis de la estructura mediante software eTabs</i> | 273 |
| 4.2.3 | <i>Diseño de soldaduras</i> | 308 |
| 4.2.4 | <i>Diseño de placa de apoyo</i> | 315 |
| 4.2.5 | <i>Planos estructurales</i> | 321 |
| 4.3 | DISEÑO DE VIGAS DE ALMA ABIERTA DE FORMA MANUAL | 325 |
| 4.3.1 | <i>Consideraciones particulares de diseño</i> | 326 |
| 4.3.2 | <i>Ejemplo de diseño con vigas de alma abierta</i> | 327 |
| 4.3.3 | <i>Consideraciones básicas</i> | 327 |
| 4.3.4 | <i>Selección de cubierta</i> | 327 |
| 4.3.5 | <i>Largueros</i> | 328 |
| 4.3.6 | <i>Diseño de soldaduras</i> | 341 |
| 4.3.7 | <i>Planos estructurales</i> | 365 |
| 4.4 | DISEÑO DE VIGA DE ALMA ABIERTA POR SOFTWARE | 368 |
| 4.4.1 | <i>Cargas</i> | 369 |
| 4.4.2 | <i>Diseño de Largueros</i> | 371 |
| 4.4.3 | <i>Determinando Cargas vivas y muertas</i> | 373 |
| 4.4.4 | <i>Análisis de estructura mediante software eTabs</i> | 377 |
| 4.4.5 | <i>Diseño de soldaduras</i> | 406 |
| 4.4.6 | <i>Diseño de placa de apoyo</i> | 413 |
| 4.4.7 | <i>Planos estructurales</i> | 417 |
| 4.5 | DISEÑO DE SÚPER ESTRUCTURA DE UNA PASARELA PEATONAL | 422 |
| 4.5.1 | <i>Consideraciones básicas</i> | 423 |
| 4.5.2 | <i>Criterios para el diseño estructural y memoria de cálculo</i> | 424 |
| 4.5.3 | <i>Análisis de la estructura mediante software eTabs</i> | 428 |
| 4.5.4 | <i>Revisando la Frecuencia de la Pasarela</i> | 450 |
| 4.5.5 | <i>Revisando desplazamientos</i> | 450 |
| 4.5.6 | <i>Conexiones</i> | 451 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 4.5.7 | Planos estructurales..... | 459 |
| 4.6 | DISEÑO DE ENTREPISO CON VIGAS DE ALMA ABIERTA MEDIANTE SOFTWARE | 462 |
| 4.6.1 | Distribución de cargas en entrepisos | 463 |
| 4.6.2 | Consideraciones básicas | 464 |
| 4.6.3 | Análisis de estructura mediante software eTabs | 465 |
| 4.6.4 | Conexiones..... | 496 |
| 4.6.5 | Planos estructurales..... | 510 |
| 5. | CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 514 |
| 5.1 | CONCLUSIONES..... | 515 |
| 5.2 | RECOMENDACIONES | 517 |
| 6. | REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 518 |
| 7. | ANEXOS..... | 521 |
| 7.1 | ANEXO 1. TABLA DE PESO DE ARMADURAS DE ACERO EN SUPERFICIE DE TECHO..... | 522 |
| 7.2 | ANEXO 2. TABLA DE UBICACIÓN DE AGUJEROS ESTÁNDAR..... | 523 |
| 7.3 | ANEXO 3. TABLAS DE ESPECIFICACIONES Y PROPIEDADES DE LÁMINAS PARA TECHOS Y ENTREPISOS. | 524 |
| 7.4 | ANEXO 4. TABLA DE PESOS Y CLAROS DE LAMINAS PARA TECHOS APROXIMADOS. | 526 |
| 7.5 | ANEXO 5. TABLA RELACIONES DE ESBELTEZ MÁXIMAS..... | 527 |
| 7.6 | ANEXO 6. TABLA DE TAMAÑOS MÍNIMOS PARA LA SOLDADURA DE FILETE | 528 |
| 7.7 | ANEXO 7. DIMENSIONES DE AGUJERO NOMINAL..... | 529 |
| 7.8 | ANEXO 8. TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS MÍNIMAS, KG/M2 | 530 |
| 8. | APENDICES | 531 |
| 8.1 | APÉNDICE A. TUTORIAL DE MODELADO EN ETABS PARA VIGAS DE ALMA ABIERTA | 532 |
| 8.2 | APÉNDICE B. CONSIDERACIONES DE LAS ESPECIFICACIONES SJI | 564 |

INDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| FIGURA 2-1. DIAGRAMA TÍPICO ESFUERZO - DEFORMACIÓN PARA EL ACERO ESTRUCTURAL..... | 21 |
| FIGURA 2-2. EFECTO DE LOS ESFUERZOS RESIDUALES SOBRE EL DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA EN COLUMNAS..... | 31 |
| FIGURA 2-3. DIAGRAMA DE COMPORTAMIENTO DE VIGA CON CONTRAFLECHA | 32 |
| FIGURA 2-4. TIPOS DE MIEMBROS A COMPRESIÓN | 32 |
| FIGURA 2-5. CELOSÍAS EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN | 35 |
| FIGURA 2-6. LONGITUDES EFECTIVAS DE MIEMBROS A COMPRESIÓN EN MARCOS ARRIOSTRADOS (LADEO IMPEDIDO) | 39 |
| FIGURA 2-7. EJEMPLO DE LONGITUD EFECTIVA EN UN MARCO | 41 |
| FIGURA 2-8. EJEMPLOS DE ELEMENTOS ATIESADOS Y NO ATIESADOS..... | 44 |
| FIGURA 2-9. ESQUEMA DE COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS | 49 |
| FIGURA 2-10. EJEMPLOS DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE ELEMENTOS A TENSIÓN | 52 |
| FIGURA 2-11. DISTANCIA X PARA ALGUNAS SECCIONES COMUNES..... | 54 |
| FIGURA 2-12. BLOQUE DE CORTANTE..... | 55 |
| FIGURA 2-13. ESTRUCTURA DE ARMADURA DE TIPO HOWE TÍPICA EN UN TECHO SOBRE MUROS DE CARGA | 57 |
| FIGURA 2-14. INCIDENCIA DE LA CARGA SOBRE LOS POLINES | 58 |
| FIGURA 2-15. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA UN TENSOR EN CUMBRERA..... | 59 |
| FIGURA 2-16. PLACA DE CONEXIÓN ENTRE LA CUERDA INFERIOR A TENSIÓN Y MIEMBROS DE LA CELOSÍA..... | 59 |
| FIGURA 2-17. PERFILES DE VIGA..... | 60 |
| FIGURA 2-18. COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL ANTE CARGAS EN VIGA..... | 62 |
| FIGURA 2-19. COMPORTAMIENTO DE VIGA CARGADA EN EL CENTRO DEL CLARO SIMPLEMENTE APOYADA | 63 |
| FIGURA 2-20. COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA ANTE UNA ARTICULACIÓN PLÁSTICO..... | 65 |
| FIGURA 2-21. COMPORTAMIENTO DE VIGA ANTE LA APLICACIÓN M_N EN UNA DISTANCIA L_B | 67 |
| FIGURA 2-22. GRÁFICA DE LA RELACIÓN EL MOMENTO Y LA LONGITUD SOPORTADA L_B | 68 |
| FIGURA 2-23. ESQUEMA PARA FORMULA DE DEFLEXIÓN. | 72 |
| FIGURA 2-24. FLEXO COMPRESIÓN DE UNA SECCIÓN DE FORMA I, A) SIMPLE CURVATURA, B) DOBLE CURVATURA..... | 74 |
| FIGURA 2-25. COLUMNA ARRIOSTRADA CONTRA LADEO | 76 |
| FIGURA 2-26. COLUMNA NO ARRIOSTRADA..... | 76 |
| FIGURA 2-27. EJEMPLO DE TECHO | 80 |
| FIGURA 2-28. PARTES DE UNA ARMADURA..... | 83 |
| FIGURA 2-29. DISTRIBUCIÓN DE VIGAS EN ENTREPISOS | 86 |
| FIGURA 2-30. ESQUEMA DE SISTEMA DE PISO COMPUESTO CON VIGAS DE ALMA ABIERTA | 86 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 2-31. VIGAS COMPUESTAS CON LOSA DE CONCRETO SOBRE LÁMINA ACANALADA | 88 |
| FIGURA 2-32. VIGAS COMPUESTAS DIFERENTES DE LO TRADICIONAL..... | 89 |
| FIGURA 2-33. PUENTE DE CELOSÍA, PRIMERAMENTE FABRICADO PARA EL PASO DE FERROCARRIL, PERO ACTUALMENTE USADO PARA SOPORTE DE TUBERÍAS Y PASO DE PEATONES Y BICICLETAS. UBICADO EN CALIFORNIA, USA..... | 93 |
| FIGURA 2-34. DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE LOS MIEMBROS EN UNA CELOSÍA TIPO PRATT | 94 |
| FIGURA 2-35. COMPORTAMIENTO DE VIGAS ANTE CARGAS..... | 95 |
| FIGURA 2-36. DIAGRAMA DE LAS PARTES DE UN PUENTE DE CELOSÍA BÁSICO..... | 98 |
| FIGURA 2-37. VIGA DE ALMA ABIERTA, TAMBIÉN LLAMADAS VIGAS MACOMBER | 101 |
| FIGURA 2-38. COLUMNA DE CELOSÍA. EJEMPLAR USADO EN TARIMAS..... | 102 |
| FIGURA 2-39. PUENTE DE CELOSÍA CON ARRIOSTRAMIENTO TAMBIÉN DE CELOSÍA | 102 |
| FIGURA 2-40. ARRIOSTRAMIENTO EN NAVES INDUSTRIALES | 103 |
| FIGURA 2-41. ARRIOSTRAMIENTO EN EDIFICIOS | 103 |
| FIGURA 2-42. ESQUEMA DE CELOSÍA LONG | 104 |
| FIGURA 2-43. ESQUEMA DE CELOSÍA HOWE | 104 |
| FIGURA 2-44. ESQUEMA DE CELOSÍA TIPO PRATT | 105 |
| FIGURA 2-45. ESQUEMA DE CELOSÍA WARREN..... | 105 |
| FIGURA 2-46. ESQUEMA DE CELOSÍA WARREN CON VERTICALES..... | 106 |
| FIGURA 2-47. ESQUEMA DE CELOSÍA VIERENDEEL..... | 106 |
| FIGURA 2-48. OTROS TIPOS DE CELOSÍAS | 107 |
| FIGURA 2-49. TIPOS DE VIGAS DE ALMA ABIERTA BÁSICAS | 109 |
| FIGURA 2-50. VIGAS DE ALMA ABIERTA ESPECIALES..... | 110 |
| FIGURA 2-51. CONFIGURACIÓN COMPLETA | 110 |
| FIGURA 2-52. CONFIGURACIÓN INCOMPLETA | 111 |
| FIGURA 2-53. CONFIGURACIÓN REDUNDANTE..... | 111 |
| FIGURA 2-54. LAS VIGAS VIRENDEL RESULTA EL MEJOR EJEMPLO DE EMPOTRAMIENTOS RÍGIDOS | 113 |
| FIGURA 2-55. ESQUEMA DE VIGA PRATT EXTERIORMENTE ISOSTÁTICA | 113 |
| FIGURA 2-56. ESQUEMA DE VIGA PRATT HIPERESTÁTICA | 113 |
| FIGURA 2-57. ESQUEMA DE LA CELOSÍA EN CRUZ DE SAN ANDRÉS..... | 114 |
| FIGURA 2-58. DIAGRAMA DE CREMONA PARA CELOSÍA PLANA..... | 116 |
| FIGURA 2-59. DIFERENTES TIPOS DE VIGAS ARMADAS DE ALMA ABIERTA | 118 |
| FIGURA 2-60. LAS VIGAS ESTÁN PRINCIPALMENTE SOMETIDAS A FLEXIÓN DEBIDA A LA CARGA SOPORTADA Y A SU PROPIO PESO | 119 |
| FIGURA 2-61. EL MOMENTO DE INERCIA INFLUYE EN EL COMPORTAMIENTO DE LA VIGA. EL MOMENTO DE INERCIA ES MAYOR EN EL EJE Y | 119 |
| FIGURA 2-62. CAMBIANDO LAS CONDICIONES DE APOYO, SE PUEDEN LOGRAR MAYORES RESISTENCIAS A FLEXIÓN | 120 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 2-63. VIGA DE ALMA ABIERTA ENTES DEL PANDEO LATERAL..... | 120 |
| FIGURA 2-64. PANDEO LATERAL DE LA VIGA DE ALMA ABIERTA..... | 121 |
| FIGURA 2-65. VIGA DE ALMA ABIERTA PLANA CON LA CUERDA SUPERIOR RIGIDIZADA PARA EVITAR EL PANDEO LATERAL..... | 121 |
| FIGURA 2-66. VIGA DE ALMA ABIERTA EN 3D: CUERDA SUPERIOR ANCHA PARA PROVEER RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL. LLAMADOS TAMBIÉN POLINES ESPACIALES. | 122 |
| FIGURA 2-67. VIGA DE ALMA ABIERTA EN 3D: CUERDA INFERIOR ANCHO PARA PROVEER RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL..... | 122 |
| FIGURA 2-68. DETALLES DE COMPONENTES DE VIGA DE ALMA ABIERTA..... | 125 |
| FIGURA 2-69. VIGAS DE ALMA ABIERTA CON DIFERENTES TIPOS DE APOYOS O EXTREMOS..... | 126 |
| FIGURA 2-70. EJEMPLOS DE VIGAS DE ALMA ABIERTA DE ACUERDO A SU INCLINACIÓN..... | 127 |
| FIGURA 2-71. ARMADURA TIPO A..... | 130 |
| FIGURA 2-72. ARMADURA DE MONTANTE MAESTRO..... | 130 |
| FIGURA 2-73. ARMADURA TIPO PRATT..... | 130 |
| FIGURA 2-74. FOTO DE ARMADURA TIPO PRATT USADO EN INVERNADERO..... | 131 |
| FIGURA 2-75. ARMADURA TIPO HOWE..... | 131 |
| FIGURA 2-76. ARMADURA DE CUERDA Y ARCO..... | 131 |
| FIGURA 2-77. ARMADURA TIPO FINK..... | 132 |
| FIGURA 2-78. ARMADURA TIPO DIENTES DE SIERRA..... | 132 |
| FIGURA 2-79. ARMADURA TIPO BELGA..... | 132 |
| FIGURA 2-80. OTRAS ARMADURAS..... | 133 |
| FIGURA 2-81. TIPOS DE MIEMBROS A TENSIÓN..... | 134 |
| FIGURA 2-82. PERFILES USADOS PARA COLUMNAS..... | 134 |
| FIGURA 3-1. TIPOS DE ESTRUCTURAS PARA DISEÑO..... | 143 |
| FIGURA 3-2. PLANTA ARQUITECTÓNICA PARA CIERTA EDIFICACIÓN..... | 145 |
| FIGURA 3-3. PERFILES DE LAMINA LOSACERO DISPONIBLES EN NUESTRO MEDIO..... | 161 |
| FIGURA 3-4. DETALLES DE LOSACERO..... | 161 |
| FIGURA 3-5. PLANTA ESTRUCTURAL DE ENTREPISOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DISEÑADO, PROVENIENTE DE ETABS..... | 164 |
| FIGURA 3-6. TECHO FORMADO POR LARGUERO, VIGUETAS Y CUBIERTA..... | 165 |
| FIGURA 3-7. TECHO FORMADO POR LARGUEROS Y CUBIERTA..... | 166 |
| FIGURA 3-8. OTRO EJEMPLO DE VIGUETAS Y CUBIERTA..... | 166 |
| FIGURA 3-9. DISTRIBUCIÓN COMPLETA EN PLANTA PARA ESTRUCTURA DE TECHO..... | 167 |
| FIGURA 3-10. ESQUEMA DE USO DE TABLAS DE DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA DISEÑO DE LARGUEROS..... | 168 |
| FIGURA 3-11. VISTA EN PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHO, DONDE SE MUESTRAN SUS RESPECTIVAS ÁREAS TRIBUTARIAS..... | 170 |
| FIGURA 3-12. DIAGRAMAS DE UBICACIÓN DE CARGAS PUNTUALES EN DISEÑOS POR METODOLOGÍA POR FORMULAS..... | 171 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 3-13. DIAGRAMA DONDE SE MUESTRAN REACCIONES EN APOYOS EN ARMADURA..... | 172 |
| FIGURA 3-14. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE NUDOS EN PROCESO DE ANÁLISIS DE FUERZAS INTERNAS..... | 173 |
| FIGURA 3-15. ESQUEMA DE TIPO Y MAGNITUD DE ESFUERZO PARA ARMADURA REALIZADA POR FORMULAS..... | 174 |
| FIGURA 3-16. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN EN UNA VIGA DE ALMA ABIERTA SOMETIDA A FLEXIÓN..... | 175 |
| FIGURA 3-17. MODELO DE ANÁLISIS PARA LA EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS EN LAS CUERDAS | 175 |
| FIGURA 3-18. CORTANTE EN CELOSÍA..... | 176 |
| FIGURA 3-19. DISTANCIA DE PANDEO LOCAL EN LA CUERDA..... | 177 |
| FIGURA 3-20. DIAGRAMA DE FUERZAS INTERNAS PARA VIGA DE ALMA ABIERTA POR FORMULAS..... | 178 |
| FIGURA 3-21. DIAGRAMA DONDE SE MUESTRA LA FORMA DE USAR LAS TABLAS DE PROPIEDADES DE MATERIALES PARA DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN Y TENSIÓN..... | 181 |
| FIGURA 3-22. DIAGRAMA DONDE SE MUESTRA LA FORMA DE USAR LAS TABLAS DE COMPRESIÓN AXIAL PARA DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN Y TENSIÓN | 183 |
| FIGURA 3-23. DIAGRAMA DONDE SE MUESTRA LA FORMA DE USAR LAS TABLAS PARA TENSIÓN AXIAL EN DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN Y TENSIÓN | 184 |
| FIGURA 3-24. ESQUEMA DE DISEÑO DE CONEXIÓN. SE MUESTRA ÁNGULO Y PLACA..... | 186 |
| FIGURA 3-25. REMATES DE EXTREMO EN SOLDADURA | 188 |
| 6. FIGURA 3-26. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA SOLDADURA | 188 |
| FIGURA 3-27. DIAGRAMA DE PLACA, CON EJES DE CORTANTE B' Y TENSIÓN A' | 190 |
| FIGURA 3-28. PREFERENCIAS DE DISEÑO EN ACERO ETABS..... | 193 |
| FIGURA 3-29. PREFERENCIAS DE DISEÑO EN CONCRETO ETABS | 194 |
| FIGURA 3-30. CUADRO DE DIÁLOGO PARA PROPIEDADES DE ACERO ETABS | 194 |
| FIGURA 3-31. CUADRO DE DIALOGO PARA PROPIEDADES DE CONCRETO ETABS..... | 195 |
| FIGURA 3-32. CUADRO DE DIALOGO DE COEFICIENTES DE PRESIÓN DE VIENTO ETABS..... | 196 |
| FIGURA 3-33. ÁREA DE TECHO NULA ETABS..... | 197 |
| FIGURA 3-34. ÁREA DE TECHO NULA, DESPUÉS DE HABER INTRODUCIDO LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN DE VIENTO ETABS | 197 |
| FIGURA 3-35. ESCALA DE COLORES USADA EN ETABS PARA DEFINIR LA EFECTIVIDAD | 199 |
| FIGURA 3-36. FRAME SECTIONS ETABS | 200 |
| FIGURA 3-37. DIAGRAMA DE FLUJO PARA PROCESOS DE DISEÑO DE SOLDADURA Y PERFILES | 201 |
| FIGURA 4-1. TECHO FORMADO POR LARGUEROS Y CUBIERTA..... | 210 |
| FIGURA 4-2. TECHO FORMADO POR LARGUEROS Y CUBIERTA..... | 265 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| TABLA 2-1. TABLA DE MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO | 22 |
| TABLA 2-2. DIFERENTES TIPOS DE ACERO, SEGÚN NORMA ASTM | 23 |
| TABLA 2-3. VALORES K PARA MIEMBROS A COMPRESIÓN | 42 |
| TABLA 2-4. RAZONES LÍMITES ANCHO-ESPESOR PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN..... | 48 |
| TABLA 2-5. INCLINACIÓN DE TECHOS | 81 |
| TABLA 3-1 ESTABLECIMIENTO DE CLAROS A PARTIR DE DIFERENTES TIPOS DE APOYO PARA VIGAS DE ALMA ABIERTA..... | 141 |
| TABLA 3-2. FACTORES DE CORRECCIÓN DE LA PRESIÓN DE VIENTO POR CONDICIONES DE EXPOSICIÓN | 148 |
| TABLA 3-3. TABLA DE DISPONIBILIDAD DE ÁNGULOS DE LAS PRINCIPALES FERRETERÍAS EN NUESTRO MEDIO | 152 |
| TABLA 3-4. TABLA 1-7 AISC. PROPIEDADES DE ÁNGULOS | 153 |
| TABLA 3-5. TABLA DE DISPONIBILIDAD DE TUBOS ESTRUCTURALES CUADRADOS DE LAS PRINCIPALES FERRETERÍAS EN NUESTRO MEDIO...154 | 154 |
| TABLA 3-6. TABLA DE DISPONIBILIDAD DE TUBOS ESTRUCTURALE CIRCULARES DE LAS PRINCIPALES FERRETERÍAS EN NUESTRO MEDIO | 155 |
| TABLA 3-7. TABLA 1-12 AISC DIMENSIONES Y PROPIEDADES HSS CUADRADOS | 156 |
| TABLA 3-8. TABLA 1-13 AISC DIMENSIONES Y PROPIEDADES HSS REDONDOS..... | 157 |
| TABLA 3-9. TABLA DE RELACIONES DE ESBELTEZ MÁXIMAS. ANEXO5..... | 182 |
| TABLA 3-10. TABLA DE TAMAÑOS MÍNIMOS PARA SOLDADURA DE FILETE. ANEXO 6. | 189 |

Simbología

| | |
|-------|--|
| A' | Distancia entre el centro de perno de anclaje y columna de concreto |
| A1 | Área de apoyo de una placa de apoyo |
| A2 | Área total de una placa de apoyo o placa base de columna |
| Acrit | Área crítica |
| Ae | Área neta efectiva |
| Ag | Área gruesa |
| As | Área de acero |
| Aw | Área del alma |
| An | Área neta |
| B | Ancho de placa de apoyo o placa |
| bo | Perímetro crítico |
| bw | Ancho del alma |
| C | compresión |
| Cb | Factor de gradiente de momento para la resistencia lateral torsional |
| Cm | Factor de modificación de momento |
| Cw | Constante de alabeo |
| D | Peralte efectivo |
| Df | Profundidad de desplante |
| E | Excentricidad de la carga |
| E | Módulo de elasticidad |
| Ec | Módulo de elasticidad del concreto |
| Es | Módulo de elasticidad del acero |
| ex | Excentricidad en x |
| ey | Excentricidad en y |
| f'c | Resistencia del concreto |
| Fcr | Esfuerzo crítico por compresión o flexión utilizado para determinar la resistencia nominal |
| FEXX | Resistencia del electrodo |
| Fr | Esfuerzo residual |
| fta | Esfuerzo por fuerza axial |

| | |
|------|---|
| ftb | Esfuerzo por pandeo |
| fv | Esfuerzo por cortante ultimo del acero o tornillo |
| Fy | Esfuerzo de fluencia |
| fy | Resistencia del acero de refuerzo |
| Fyw | Esfuerzo de fluencia del patín del alma |
| g | Gramil para tornillos especialmente transversal |
| G | Modulo de elasticidad por cortante del acero |
| Ix | Momento de inercia con respecto al eje "x" |
| Iy | Momento de inercia con respecto al eje "y" |
| J | Constante de torsión, momento polar de inercia |
| K | Factor de longitud efectiva para miembros a compresión |
| Lb | Longitud no soportada de una viga |
| Ld | Longitud de desarrollo de las barras de refuerzo |
| LD | Carga Muerta |
| LL | Carga Viva |
| Lp | Máxima longitud no soportada de una viga donde no ocurre pandeo torsional |
| Lr | Longitud no soportada de una viga donde ocurre el pandeo lateral torsional elástico |
| M2-2 | Momento con respecto al eje y |
| M3-3 | Momento con respecto al eje x |
| Mn | Resistencia nominal por flexión |
| Mp | Momento plástico |
| Mr | Momento de fluencia tomando en cuenta los esfuerzos residuales |
| Mu | Momento ultimo de diseño |
| Mu | Momento por carga factorizada |
| Mx | Momento alrededor del eje x |
| My | Momento alrededor del eje y |
| P | Carga Axial |
| Pe | Resistencia al pandeo de Euler |
| Pt | Carga axial total |
| Pu | Carga axial ultima |
| Pu | Carga axial factorizada |

| | |
|------------|--|
| Put | Carga ultima total |
| Py | Resistencia por fluencia en compresión axial |
| Ru | Reacción por carga factorizada |
| Rv | Resistencia por cortante en el alma de una columna |
| Rx | Radio de Giro con respecto al eje "x" |
| Ry | Radio de Giro con respecto al eje "y" |
| S | Espaciamiento eje a eje del acero de refuerzo |
| S | Modulo de sección elástica |
| Smax | Espaciamiento máximo del acero Refuerzo |
| Smin | Espaciamiento mínimo del acero de refuerzo |
| Sx | Carga de Sismo en la dirección X |
| Sy | Carga de Sismo en la dirección Y |
| t | Peralte (espesor) de una losa o zapata |
| T | tensión |
| T | tensión en un tornillo fuerza de tensión en un par interno resistente |
| Trod | Fuerza Axial en cada perno |
| Vc | Contribución del concreto |
| Vn | Resistencia Nominal por Cortante |
| Vs | Contribución del acero |
| vs | Esfuerzo en el acero |
| Vu | Fuerza Cortante por carga factorizada |
| X1, X2 | Constantes utilizadas para el calculo de la resistencia nominal por flexión |
| Y1 | Distancia del eje neutro plástico a la parte superior del acero en una viga compuesta |
| Y2 | Distancia de la parte superior del acero a la fuerza de compresión resultante en el concreto de una viga compuesta |
| Z | Modulo de sección Plástico |
| Zx | Modulo plástico de sección respecto al eje "x" |
| Zy | Modulo plástico de sección respecto al eje "y" |
| α s | Valor adimensional que depende de la ubicación de la columna |
| β | Relación de lado largo a lado corto de una columna |
| Δ | Deflexión |

| | |
|-------------|---|
| ϕ | Factor de Reducción de resistencia |
| γ_c | Peso volumétrico del Concreto |
| λ | Razón ancho espesor |
| λ_c | Parámetros de esbeltez para miembros en conexión |
| λ_e | Parámetro de esbeltez para pandeo flexo-torsional de miembros en compresión |
| λ_p | Razón máxima ancho espesor para el que abra pandeo local |
| λ_r | Razón ancho espesor para la cual ocurrirá pandeo elástico local |

INTRODUCCIÓN

En la construcción en la actualidad es vital el desarrollo de sistemas que reduzcan costos y proporcionen una solución ágil a necesidades en infraestructura. Las vigas de alma abierta y armaduras metálicas gracias a su bajo peso proporcionan una manera práctica y eficiente de cubrir grandes claros con un bajo costo y con un ahorro de material considerable.

Los metales que las componen son materiales modernos, sin embargo, desde su aparición han tenido una gran aceptación y se han ido extendiendo a diferentes campos de aplicación como estructuras de soporte de techos y entrepisos, puentes peatonales, etc.

En edificación e ingeniería civil, el desarrollo de estos elementos estructurales con estas excelentes calidades estéticas y su facilidad de mantenimiento, han sido las bases de la expansión en su uso. Sin embargo, esta expansión aun se ve restringida a obras singulares en nuestro país puesto que el conocimiento en la utilización de estos materiales no está del todo desarrollada

Uno de los argumentos que está tomando mayor fuerza hoy en día para justificar el uso de estas estructuras de alma abierta y armaduras metálicas, es el de su relación peso- resistencia así como su durabilidad, esta es una clara ventaja económica valorando la vida útil de la estructura. Además, la forma tan modular en su elaboración permite que su proceso constructivo sea muy simple.

El presente trabajo es una guía que muestra una manera práctica de elaborar diversos tipos de estas estructuras para techos y entrepiso de las cuales el lector podrá elegir el método que más le convenga a la hora de realizar su diseño recordando que mientras más exactos son los datos de entrada el resultado que arroje el programa será más satisfactorio logrando así mayor seguridad en la estructura y dando la oportunidad además de crear diferentes configuraciones estructurales para poder generar el diseño más eficiente para el caso

CAPÍTULO 1: ANTEPROYECTO

1.1 Antecedentes

El desarrollo económico y tecnológico en los países del llamado "tercer mundo" ha sido, especialmente relevante desde la década de los años 30, mediante un proceso de imitación de lo que países industrializados han establecido como el modelo a seguir. El Salvador por su parte en la década de los cincuenta, debido a que empezó a experimentar un desarrollo industrial provocado por el fortalecimiento de la economía del país, optó por construir edificaciones con métodos constructivos actualizados según los países desarrollados de la época.

La sociedad, a través de los años ha manifestado su interés por poseer espacios adecuados para poder desempeñar sus actividades atendiendo a criterios funcionales, económicos, sociales y culturales debido a ellos ha ido experimentando con diversas disposiciones constructivas que satisfagan de mejor manera estos criterios y ha adoptado aquellas que cumplen de manera más eficiente sus necesidades. El techo es una parte fundamental en toda edificación pues protege al ser humano de los agentes ambientales; así como los entrepisos los cuales hacen posible las construcciones en altura, aprovechando de mejor manera el espacio disponible, ambos forman parte indispensable para los sistemas constructivos actuales.

Desde la época de la colonización en la mayoría de culturas se viene utilizando la madera como soporte principal para techos la cual presenta facilidad de manejo para viviendas de tipo unifamiliares pero a su vez es costosa y la vida útil puede ser menor a la de otros materiales, además ante la escasez de madera producida por la tala excesiva de arboles, muchas personas decidieron comenzar a construir sus techos con estructuras metálicas.

Posteriormente en nuestro país se implementó la construcción de estructuras de techo utilizando concreto reforzado, éste permitía más firmeza y mayor seguridad pero debido al peso producido por el mismo había que tener conocimientos avanzados sobre el dimensionamiento de dichas estructuras; pero el sistema más usado y estructurado bajo conocimientos empíricos es el que utiliza elementos metálicos, ya que, popularmente, se cree que una estructura metálica posee una vida más larga que un artesonado de madera. Sin embargo, no siempre es así, de ahí la utilidad de conocer las distintas opciones que se tienen en estructuras metálicas.

En la vivienda popular se consideran, por lo general, dos elementos: las varillas de acero empleadas para reforzar el concreto y los perfiles formados en frío, popularmente conocidos como "perfiles C" o "polines

Antecedentes

C”. Los tubos cuadrados, que aunque raras veces se usan, sean formados en frío (tubo industrial), o formados en caliente (tubo estructural), suelen ser muy ventajosos.

Las estructuras metálicas, sin embargo, se revelan como un fenómeno nuevo, en cuya práctica se cometen errores por falta de claridad en sus conceptos, normas que las rigen, reglamentos de construcción y pocos conocimientos de claros máximos posibles.

En nuestro país la construcción de estructuras de techos y entrepisos metálicos para diversas edificaciones no está específicamente normado, y debido a la crisis económica actual es fundamental que se tomen consideraciones especiales en cuanto a aspectos económicos que hagan posible la utilización efectiva de los materiales y que al mismo tiempo cumplan los criterios técnicos requeridos para soportar las cargas propias de sus elementos y las cargas de servicio.

En el caso de las vigas de alma abierta las cuales comenzaron a desarrollarse en los años treinta, volviéndose tan populares en su uso en los países desarrollados y por la cultura de imitación presente en dicha época, se volcó a su uso debido a sus conveniencias. Desgraciadamente, se volvió un proceso empírico, no especializado, el cual aun se maneja de esa manera para la construcción en pequeña escala como viviendas comunes, y esto se demuestra que incluso actualmente, no se ha realizado una mención específica en alguna norma o reglamento.

Otro método para el desarrollo de un sistema de techo conveniente y que también se imitó de países industrializados fue el uso de armaduras metálicas, las cuales, tienen ventajas similares a las vigas de alma abierta y son una opción en las estructuras de techo.

Finalmente, también se utilizan vigas metálicas de alma abierta en la construcción de entrepisos facilitando el trabajo y el tiempo de construcción, ya que las vigas están construidas al momento de su montaje, lo cual es una ventaja con respecto al concreto, que debe de ser encofrado y esperar a que éste alcance su resistencia requerida para desencofrar.

A pesar de ello, el uso de vigas de alma abierta en el país para entrepisos, es un método realmente poco usado, que se presenta como una opción frente al dominante uso del concreto reforzado y al emergente uso de perfiles de acero.

1.2 Planteamiento del Problema

1.2.1 Situación Problemática

Nuestro país, recientemente debido al crecimiento económico propio de la globalización se ha visto en la necesidad de construir edificaciones sobre todo de tipo comerciales e industriales las cuales requieren amplios espacios internos que son requeridos para alojar gran cantidad de personas, maquinarias y son usadas como bodegas, almacenes y centros de comercio; además de espacios en general que requieran esta disposición arquitectónica de acuerdo al uso que se le dará a la edificación, para que puedan cumplir su propósito de diseño.

Es notorio que en nuestro país los elementos estructurales aplicados en la construcción de edificios, son de concreto reforzado en su mayoría. Debido a esto, las carreras y cursos de estudio de nivel superior en ingeniería civil, están centradas en la enseñanza de los procesos constructivos de este tipo, relegando la enseñanza de los procesos de construcción en acero. Por lo tanto el conocimiento de los ingenieros acerca de este proceso constructivo es mínimo.

Al observar la construcción urbana actual, los rasgos característicos son la construcción de paredes o pórticos estructurales de concreto reforzado, y en la mayoría de los casos, el techo es realizado mediante estructura de acero de diversos tipos, desde perfiles laminados en frío, vigas metálicas embebidas en las paredes y las muy usadas “vigas macomber” de varilla de acero como celosía, la cual corresponde al tipo de elemento a desarrollar en este estudio, denominado viga metálica de alma abierta, además de las armaduras metálicas.

Particularmente, en las estructuras de techo, la utilización de acero como material de construcción es ampliamente usada, esto debido a las ventajas del acero frente a los sistemas que emplean otros materiales como podrían ser concretos o madera, debido a las dificultades que el uso de estos materiales genera en su utilización en estructuras de techo. Para ejemplificar, el concreto necesita tiempos de fraguado que en las estructuras de techo, debido a la difícil colocación de encofrados y difícil colado resultan poco prácticas. Además, frente a la madera, el acero al darle buen mantenimiento es más durable.

Así mismo, las vigas de alma abierta se pueden usar como sistema de entrepiso, pero debido a la fuerte implantación de sistemas de losa densa y recientemente de sistemas de losa vigueta bovedilla, el uso de

estas es muy escaso, así como la mano de obra, equipo y materiales involucrados en su desarrollo. Las vigas de alma abierta se podrían usar en entrepisos en sustitución a las vigas principales o secundarias y tendrían una función de soporte de la losa, normalmente tipo cero o galvadeck.

Las normas actualmente usadas, no comprenden ni abarcan la mayoría de los aspectos que incurren en sistemas estructurales de acero y en el caso de los techos, las especificaciones y/o normas son aún más vagas. Por lo tanto, el diseño para techos y entrepisos metálicos se ha vuelto un proceso empírico, poco técnico.

1.2.2 Enunciado del Problema

La falta de un diseño el cual tome en cuenta normas de construcción de acero para techos y entrepisos; además del control de calidad que debe de tener en general una estructura de este tipo en los proyectos puede generar problemas no solo en el ámbito estructural, sino también económicos. Además, no hay una aplicación efectiva de la metodología de diseño en la formulación.

En lo estructural, la falta, de un diseño adecuado, en algunos casos, genera estructuras con requerimientos insuficientes al respecto de su uso o subdiseñadas; pero, por lo general, la falta de un diseño en este tipo de estructuras, genera construcciones sobrediseñadas, lo cual repercute en los costos. Con esto, el diseño también busca un balance entre los requerimientos físicos estructurales, con costos razonables.

En nuestro país se evidencian insuficiencias en las especificaciones técnicas para el diseño y construcción de la estructuras de soporte que se encarguen de describir como se debe realizar de forma adecuada un techo o un entrepiso metálico. La carencia de un ente regulador que se encargue de inspeccionar específicamente la correcta funcionalidad de dichas partes fundamentales de la estructura puede ocasionar problemas como fallas de diseño, cargas excesivas para la capacidad de las estructuras, esto aunado a la falta de equipo y mano de obra especializada debido al poco desarrollo de los elementos metálicos en general.

Esto genera problemas en estas estructuras al no existir una normativa propia para dichas partes de la edificación en nuestro medio, se dan lugar a errores constructivos como soldadura inadecuada en las conexiones de los elementos constituyentes así como incompatibilidad de cubiertas y sistemas de losas

con sistemas de vigas de alma abierta lo que conlleva a una protección inadecuada de los elementos contra el intemperismo.

Así mismo, las vigas de alma abierta en particular se puede usar como entrepisos, los cuales remplazan a vigas de concreto principales o secundarias; o en una combinación con los sistemas de concreto u otros sistemas de acero, con el fin de aligerar el peso de la estructura.

Actualmente el poco desarrollo de la industria de la construcción en acero en El Salvador, genera un alto costo de los procesos constructivos con acero en general, la disminución del costo en procesos que usen elementos de acero se disminuirá mediante la masificación y especialización de la industria de la construcción con acero mediante profesionales capacitados, mano de obra calificada, equipos y disponibilidad de materiales.

1.3 Justificación

La creciente demanda de infraestructura de gran escala en nuestro medio como es la construcción de edificaciones que requieren elementos estructurales que salven grandes luces como vigas para puentes vehiculares, peatonales, vigas para edificios, y estructuras de techo, exige el empleo de vigas de hormigón de gran sección transversal o vigas metálicas. Este tipo de vigas de grandes secciones transversales añaden a las estructuras cargas adicionales originadas por el peso propio además de constituir elementos con peraltes incómodos e indeseables; mientras que los costos del acero hacen que los proyectos sean económicamente inviables.

La investigación desarrollada en el campo de la tecnología del acero ha permitido perfeccionar el diseño de elementos de acero, en la utilización de elementos estructurales aligerados, como son vigas metálicas de alma abierta entre otros. Desempeño desarrollado a finales del siglo XIX – sobre elementos estructurales aligerados - ha permitido obtener secciones con el fin de economizar acero, como lo son las vigas de alma abierta y armaduras, estructuras usadas en la construcción de techos, entrepisos y pasarelas entre otros; ya que son ideales cuando hay una predominancia de la flexión sobre el esfuerzo cortante en el elemento estructural; existen varios tipos como el zigzag, soldado alternativamente al ala superior e inferior; formado por la unión de perfiles, tubos, etc. Constituyendo una alternativa para el diseño, y en nuestro medio, una manera ahorrativa para la utilización en la construcción, ha dado como resultado la obtención de elementos de secciones transversales pequeñas, reduciendo cargas producidas por el peso propio de los elementos, y a su vez son capaces de soportar grandes cargas distribuidas y puntuales. Lograr estos objetivos justifica la utilización de estructuras de alma abierta para lograr estructuras más económicas y arquitectónicamente más atractivas.

Por esta razón, nos hemos dado a la tarea de preparar este documento que le ayude a usted de alguna forma a conceptualizar, justificar y planear el diseño para elementos estructurales metálicos de alma abierta y armaduras, en estructura de soporte de techo y entrepiso, aplicado sobre sistemas estructurales de concreto reforzado, actualizando la metodología para su diseño como herramienta previa a la construcción desarrollada en nuestro medio.

Desde otro punto de vista, el desarrollo de este documento, establece lineamientos para profesionales, estudiantes y personas interesadas en el tema; y que estas personas obtengan un documento para consultas, como un aporte extra al establecido en el pensum de la UES-FMO, haciendo la observación

Justificación

que este sistema - análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techos - es muy usado localmente, y vigas de alma abierta metálicas en entresijos para reforzar el conocimiento acerca de el diseño de estructuras de acero.

Dados los problemas e inconvenientes antes mencionados nos vemos en el deber de crear un documento que funcione como una guía para poder realizar de una forma eficiente y económica los sistemas de vigas metálicas de alma abierta y armaduras metálicas en estructura de soporte de techo y entresijos, debido a que en El Salvador no contamos con una norma específica que rijan este tipo de elementos estructurales.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Proporcionar una guía de análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techo y entresijos que sirva de aporte técnico a profesionales y personas interesadas en el desarrollo de este tipo de estructuras y en sus usos.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Establecer una base teórica para el análisis y diseño de vigas de alma abierta y armaduras metálicas
- Recopilar información necesaria para establecer los procesos ordenados de análisis y diseño en las estructuras metálicas de alma abierta
- Ejemplar los análisis de estructuras mediante las metodologías de diseño manual y por software
- Identificar los materiales disponibles en nuestro medio con el fin de realizar los análisis ejemplificados en el presente documento para el análisis y diseño de vigas de alma abierta y armaduras metálicas
- Realizar análisis estructurales y diseños para las vigas de alma abierta y armaduras metálicas utilizados en sistemas de techos y entresijos con la finalidad de ejemplificar y aplicar los procesos de análisis y diseño desarrollados a lo largo de este documento

1.5 Alcances

- La conceptualización teórica se hizo a través de la bibliografía existente, además, de especificaciones técnicas disponibles, las cuales, en nuestro caso, son mayormente estadounidenses.
- Se desarrollaron procesos de diseño donde se explica la forma de realizar diversos procesos del análisis correspondiente a cada diseño propuesto
- Se expusieron las normas actualizadas adecuadas para este tipo de estructuras.
- Se proporcionaron criterios y metodologías para pre-dimensionamiento en vigas de alma abierta metálicas para sus diferentes usos.
- El análisis estructural tuvo como objetivo, que a través de cargas y aspectos geométricos representativos; obtengamos valores de esfuerzo, espaciamientos necesarios u otros aspectos estructurales que permitieron comprender de una mejor manera los procesos de diseño de estas estructuras y finalmente realizar sus respectivos planos.
- Se determino a través del diseño estructural, las dimensiones de armaduras para techos; y vigas de alma abierta para techos y entrepisos cuyos requerimientos resultaron más adecuados a sus necesidades estructurales.
- El tema lo enfocamos desde el punto técnico, que corresponde al análisis y diseño estructural, en particular en el periodo de formulación del proyecto
- Como apartado especial, en el análisis y diseño de vigas de alma abierta y armaduras, se desarrollo el tema de puentes peatonales como una aplicación de las vigas metálicas de alma abierta para el diseño de la súper estructura
- Se desarrollo el diseño vigas de alma abierta para entrepisos a partir de un edificio con marcos de concreto

1.6 Limitaciones

- Tomando las estructuras de techo, realizadas con vigas de alma abierta y armaduras metálicas, este trabajo se concentró en los sistemas más usados en el ámbito local y actual, debido a que estas estructuras son modulares y en otros países adquieren formas y escalas que en nuestro medio actual, resultan no aplicables debido a su magnitud.
- Debido a la naturaleza de las estructuras, las armaduras se diseñaron solamente para techos; así mismo, aclarar que las vigas de alma abierta se diseñaron para entrepisos y techos.
- La falta de normas y/o reglamentos específicos propios para el análisis, diseño y especificaciones para vigas de alma abierta y armaduras en nuestro país, limitó nuestro trabajo, en el aspecto normativo, por lo tanto, adoptamos las especificaciones técnicas americanas establecidas (AISC y LRFD) u otras especificaciones o normas extranjeras que se percibieron convenientes.
- Para los materiales se utilizaron las especificaciones técnicas proporcionadas por el código de diseño AISC y en los casos posibles la de los fabricantes
- La poca información disponible en español sobre el tema y el lenguaje técnico utilizado en otros idiomas complicó la comprensión de los conceptos y su adaptación a nuestro medio, llegando en algún caso a dar una descripción de lo que quiere decirse en vez de un nombre o adjetivo.
- Las estructuras de vigas de alma abierta y armaduras metálicas para techos que diseñamos fueron apoyadas exclusivamente sobre columnas de concreto y los entrepisos fueron conectados a sus respectivas vigas primarias de concreto mediante la conexión más adecuada
- El diseño de vigas de alma abierta para entrepisos se tomó en cuenta solamente en las vigas secundarias del edificio
- Al enfocarnos en el punto de vista técnico no se abordaron los procesos constructivos ni los costos

1.7 Metodología

1.7.1 Tipo de investigación

El tipo de investigación es **analítica**. Las estructuras estudiadas, fueron analizadas de modo que se establezca una correcta manera de diseñarlas. El análisis busca la mejor manera de diseñarlas, en base a que el análisis y diseño de estas resulte en estructuras correctamente diseñadas y que cumplan todos los requerimientos para su buen funcionamiento en la futura elaboración de estas estructuras en campo.

Las estructuras presentadas fueron estudiadas en base teórica y practica. Se desarrollo teóricamente el tema y los conceptos relacionados, se ejemplifico mediante ejemplos prácticos y se busco hacer un contraste en forma que se establecieran las ventajas de estas estructuras y metodología sobre otras.

Primero, se trató de establecer una base teórica y conceptual del tema, de una manera simple para su comprensión. Luego, se analizaron los aspectos estructurales que influyen en los sistemas estudiados para que al final, con fundamentos suficientes se puedan diseñar los elementos a través de casos representativos. A todo esto, se trató de que el mismo documento, sirva de guía para cualquier persona interesada en el tema y que busque la comprensión del mismo.

Ya establecidos los elementos desarrollados, los cuales en nuestro caso, fueron los diferentes tipos de sistemas de vigas de alma abierta y armaduras; y como se utilizan dependiendo de las cargas a soportar y la distancia entre claros. Se realizó un análisis estructural de las vigas de alma abierta en sus diferentes aplicaciones. Todo el proceso fue para encontrar una metodología adecuada para el análisis y diseño de estas estructuras.

Se pretendió comparar diseños con la metodología previa, con diseños realizados con la metodología propuesta, esto, nos dio la experiencia para poder emitir conclusiones, acerca de los beneficios y/o desventajas de una u otra metodología.

1.7.2 Unidades de Análisis

Las estructuras se analizaron en base a aspectos:

- Estructural
- Normativo
- Constructivo
- Metodológico

Los factores que se presentaron a estudiar, para el análisis y diseño de vigas de alma abierta y armaduras en estructura de soporte de techo y entrepisos son:

- Vigas metálicas de alma abierta en estructura de soporte de techo
- Vigas metálicas de alma abierta en entrepisos
- Armaduras metálicas en estructura de soporte de techo
- Análisis estructural y diseño de vigas armadas de alma abierta
- Cargas que afectan el comportamiento de las estructuras estudiadas.
- Predimensionamiento
- Análisis de normas y especificaciones para su análisis y diseño

1.7.3 Descripción de Variables

Cargas: Las cargas consisten en las fuerzas existentes en elementos que conforman las vigas y armaduras debido a los pesos propios y de los elementos que están apoyados sobre o suspendidos de la estructura. Las cargas pueden ser puntuales y distribuidas lineal o sobre un área.

Dimensiones (claros y peraltes) Claros máximos: La distancia entre los extremos de las vigas y armaduras; y que define el espacio libre en la estructura es de especial interés para las edificaciones, por lo tanto, alcanzar el mayor claro libre posible, es uno de los objetivos principales en el uso de las vigas de alma abierta y armaduras metálicas.

Herramientas de diseño: Para el caso del diseño por medio de software se utilizó el software ETABS en su versión 9.7.4 y el Autodesk AutoCAD 2010, del mismo modo el diseño manual se realizó por medio de tablas y fórmulas provenientes de las herramientas de diseño AISC edición 2005 SJI 13ª edición y el LRFD 99

Metodología: La metodología para realizar el análisis y diseño de las estructuras a diseñar, es un aspecto muy importante en esta investigación. Este trabajo se centra en la presentación de una metodología presentada como opción ante una previamente usada.

1.7.4 Técnicas, recopilación de datos

Se estableció a partir de las especificaciones AISC, LRFD y SJI, los tipos de vigas de alma abierta contemplados en este documento pero que se consideren relevantes en nuestro medio.

Se indagó por medio de material bibliográfico sobre gran cantidad de aspectos relacionados con el comportamiento del acero y la conveniencia del mismo para su uso en sistemas de techo y/o entresijos. Se investigó a través de la bibliografía los elementos de acero estructural mas adecuados en la elaboración de vigas de alma abierta.

Con las tablas proporcionadas por el SJI se realizó el pre-dimensionamiento para la viga de alma abierta. Se hizo un análisis cualitativo de las características de las vigas de alma abierta y armaduras, para establecer variables importantes en el diseño de estos elementos.

Los elementos se diseñaron en base a especificaciones AISC y debido al método de diseño usado, se usaron las especificaciones LRFD.

1.7.5 Procesamiento de Datos

Los diseños se realizaron mediante formulas, tablas, y requerimientos contemplados en las especificaciones antes mencionadas.

El análisis por software lo realizamos mediante el software eTabs del CSI en su versión 9.7.4.

Del análisis estructural de los elementos mediante formulas, encontramos las acciones internas de los elementos estructurales, con ello, obtuvimos a partir de las tablas del AISC los materiales necesarios y la verificación de estas acciones.

El análisis por software y el análisis por formulas, dependiendo de la metodología usada, nos dio la información necesaria para realizar el diseño de las estructuras.

La elaboración de los diseños se realizo con el software AutoCAD, como herramienta de dibujo, se utilizo una evaluación de prueba.

Elaboramos un análisis estructural de las vigas metálicas de alma abierta de acuerdo a las normas del AISC tomando un ejemplo práctico para la obtención de valores cuantitativos de esfuerzos, claros permisibles y otros.

1.7.6 Presentación de resultados

El documento terminado representa el resultado final del proceso de diseño de vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructura de soporte de techo y/o entrepisos, aplicado sobre sistemas estructurales de concreto reforzado.

Se pretende realizar un esquema gráfico idealizado para el análisis y diseño de vigas de alma abierta como son diagramas de flujo u otro que se presente conveniente.

Se realizo un esquema de las ventajas y/o desventajas de una metodología u otra, así como un diagrama de flujo representativo de los procesos involucrados en dichas metodologías.

También se muestran resultados de los tipos de sistemas de vigas de alma abierta y cubiertas que trabajen de forma mas eficiente del mismo modo se presentara las formas mas adecuadas de apoyar las vigas de alma abierta sobre la edificación principal, procurando así la integridad estructural de la edificación.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURAS METÁLICAS DE ALMA ABIERTA

2.1 Estructuras de acero

2.1.1 El acero como material estructural

Las propiedades físicas de varios tipos de acero y de cualquier tipo de aleación de acero dada a temperaturas variantes dependen principalmente de la cantidad del carbono presente y en como es distribuido en el hierro.

La hipótesis acerca de la perfección de este material - posiblemente el mas versátil de los materiales estructurales - parece mas razonable al considerar su gran resistencia, poco peso, fabricación sencilla, y muchas otras propiedades deseables.

La calidad del acero ha evolucionado en incrementos relativamente pequeños, en comparación con las resistencias del concreto. El primer acero utilizado en El Salvador para fines estructurales fue el ASTM - A7, este tipo de acero se utilizo profusamente en la construcción remachada, que fue el primer tipo de construcción en nuestro país.

Posteriormente, después de la segunda guerra mundial cuando se desarrollo la soldadura, el acero A - 7 fue sustituido por el ASTM - A36, debido a que tenía problemas de soldabilidad por su alto contenido de carbono.

2.1.1.1 Ventajas del acero como material estructural

El acero estructural, a pesar de su elevado costo, es el material ideal para la construcción, especialmente para estructuras ubicadas en zonas sísmicas, por las ventajas que a continuación se indican:

La alta resistencia del acero por unidad de peso. Significa que las cargas muertas serán menores, es decir, poco peso en la estructura. Este hecho es de gran importancia en puentes de gran claro, y edificios elevados, y en estructuras cimentadas en condiciones precarias.

Uniformidad. Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como sucede con las del concreto reforzado.

Elasticidad. El acero esta más cerca de las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, por la ley de Hooke. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden ser calculados con precisión, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzados son más subjetivos.

Durabilidad. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente.

Ductilidad. Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión.

Modular. Las estructuras realizadas con acero son modulares en el sentido de que la estructura se puede adaptar añadiendo miembros o reforzando los existentes para añadir espacios o soportar más cargas. Se dice entonces que estos edificios tienen probabilidad de crecimiento y cambios de función o de cargas

Tenacidad. Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

Precisión. Los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.

Reciclable. El acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina. Es posible su reutilización después de que la estructura se desmonte y valor de rescate, aun cuando no pueda usarse sino como chatarra.

Diversos. Algunas otras ventajas importantes del acero estructural son: adaptación a la prefabricación, rapidez de montaje, soldabilidad y resistencia a la fatiga.

2.1.1.2 Desventajas del acero como material estructural

Corrosión. El acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquídicos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.

Susceptible a cambios de temperatura. La resistencia del acero se reduce considerablemente durante los incendios, ya que el acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin

protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo.

Susceptibilidad al pandeo. Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. El acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económica ya que debe usarse bastante material.

Fatiga. Su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del signo del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión.

2.1.1.3 Propiedades mecánicas de los metales estructurales

El mayor esfuerzo para el cual tiene aplicación la ley de Hooke, o el punto más alto sobre la porción de la línea recta del diagrama esfuerzo-deformación, es el llamado *límite de proporcionalidad*. El mayor esfuerzo que puede soportar el material sin ser deformado permanentemente, es llamado límite elástico. En realidad, este valor es medido en muy pocas ocasiones y, para la mayor parte de los materiales de ingeniería, incluyendo el acero estructural, es sinónimo de límite de proporcionalidad. Por tal motivo, algunas veces se usa el término *límite elástico de proporcionalidad*.

Al esfuerzo que corresponde un decisivo alargamiento o deformación, sin el correspondiente incremento en esfuerzo, se conoce por *límite de fluencia*. Este es también el primer punto, sobre el diagrama esfuerzo-deformación, donde la tangente a la curva es horizontal.

Probablemente el punto de fluencia es para el proyectista la propiedad más importante del acero, ya que los procedimientos para diseñar elásticamente están basados en dicho valor (con excepción de miembros sujetos a compresión, donde el pandeo puede ser un factor relevante).

Los esfuerzos permisibles usados en estos métodos son tomados usualmente como fracción (%) del límite de fluencia. Mas allá de tal límite, existe una zona en la cual ocurre un considerable incremento en la deformación, sin incrementos en el esfuerzo. La **deformación elástica** es la que se presenta antes del esfuerzo de fluencia, y la **deformación plástica** es la que ocurre después del esfuerzo de fluencia pero sin incremento del esfuerzo. El valor total de esta última, es usualmente de 10 o 15 veces el valor de la deformación elástica total. Después de esta región aparece la denominada **zona de endurecimiento por deformación**.

Podría suponerse que la fluencia del acero, sin incremento de esfuerzo, es una seria desventaja, pero actualmente es considerada como una característica muy útil. A menudo ha desempeñado el admirable servicio de prevenir fallas debidas a omisiones o errores de diseño.

Pudiera ser que un punto de la estructura de acero dúctil alcanzara el punto de fluencia, con lo que dicha parte de la estructura cedería localmente, sin incremento del esfuerzo, previniendo así una falla prematura.

Esta ductilidad permite que los esfuerzos de la estructura de acero puedan reajustarse. Otro modo de describir este fenómeno es diciendo que los muy altos esfuerzos causados durante la fabricación, montaje o carga, tenderán a uniformarse y compensarse por si mismos. También debe decirse que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y choques súbitos. Si no tuviera esa capacidad, podría romperse bruscamente, como sucede con el vidrio y otras sustancias semejantes.

Siguiendo la deformación plástica, existe una zona donde es necesario un esfuerzo adicional para producir deformación adicional, que es llamada de *endurecimiento por deformación*. Esta porción del diagrama no es muy importante para el diseñador actual.

En la Figura 2-1 se muestra un diagrama esfuerzo - deformación para acero dulce estructural, que es bien conocido. Solo se muestra la parte inicial de la curva por la gran deformación que ocurre antes de la falla. En la falla de los aceros dulces, las deformaciones totales son del orden de 150 a 200 veces las deformaciones elásticas. En realidad, la curva continuara hasta el esfuerzo correspondiente a la resistencia final y luego descenderá, "le saldrá cola", antes de la ruptura. Se presentan una aguda reducción (llamada estrangulamiento, cuello), en la sección transversal del miembro, seguida de la ruptura.

La *curva esfuerzo - deformación* de la Figura 2-1 es una curva típica de un acero usual dúctil de grado estructural y se supone que es la misma para miembros a tensión o en compresión. (Los miembros en compresión deben ser cortos, ya que si son largos, la compresión tiende a pandearlos lateralmente, y sus propiedades se ven afectadas grandemente por los momentos flexionantes). La forma del diagrama varía con la velocidad de carga, el tipo de acero y la temperatura.

En la Figura 2-1, se muestra con línea interrumpida, una variación del tipo mencionado, indicándose *el límite superior de fluencia*. Esta forma de la curva esfuerzo - deformación, es el resultado de aplicar rápidamente la carga al acero estructural laminado, en tanto que el límite inferior de fluencia corresponde a carga aplicada lentamente.

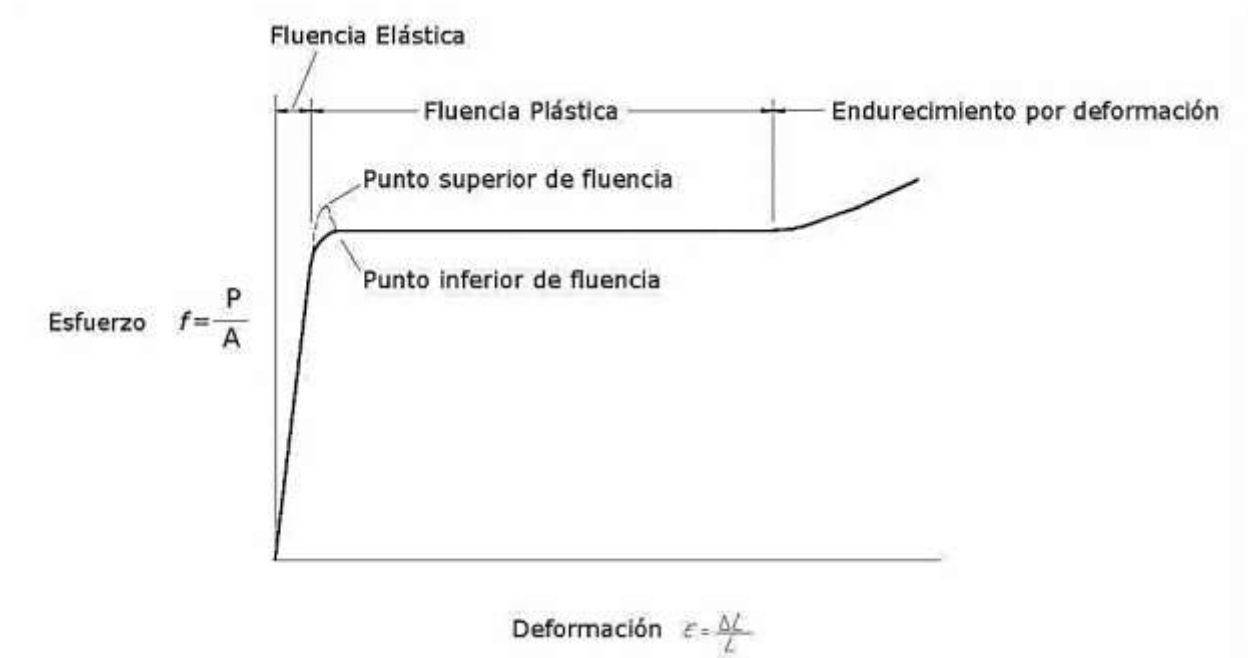


Figura 2-1. Diagrama típico Esfuerzo - Deformación para el acero estructural

Una propiedad muy importante de una estructura que no haya sido cargada mas allá de su punto de fluencia, es que recuperara su longitud original cuando se le retire la carga. Si se hubiere llevado mas allá de este punto, solo alcanzaría a recuperar parte de su dimensión original. Este conocimiento conduce a la posibilidad de probar una estructura existente mediante carga, descarga y medición de deflexiones. Si después de que las cargas se han retirado, la estructura no recobra sus dimensiones originales, es porque se ha visto sometida a esfuerzos mayores que su punto de fluencia.

Modulo de elasticidad.

El *modulo de elasticidad* de un material es la medida de su rigidez.

Tabla 2-1. Tabla de módulo de elasticidad del acero

| Tabla de Módulos de elasticidad | |
|--|--|
| Material | Valor Modulo de Elasticidad aproximado (Kg/cm ²) |
| Acero | $E = 2100000$ |
| Hierro de fundición | $E = 1000000$ |

Otras Propiedades.

Estas propiedades incluyen la densidad de masa del acero que es de 490 lb/ft³ ó 7.85 ton/m³.

2.1.1.4 Aceros Estructurales Modernos

Las Propiedades del acero pueden combinarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denomina acero aleado.

El acero es un compuesto que consiste casi totalmente de hierro (normalmente mas de 98%). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, sílice, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el material que tiene mayor efecto en las propiedades del acero. La dureza y resistencia aumentan a medida que el porcentaje de carbono se eleva, pero desgraciadamente el acero resultante es más quebradizo y su soldabilidad disminuye considerablemente. Una menor cantidad de carbono hace al acero más suave y más dúctil pero también menos resistente. La adición de elementos tales como, sílice y níquel produce aceros considerablemente más resistentes. Estos aceros, por lo tanto, son apreciablemente más costosos y a menudo no son tan fáciles de elaborar.

Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeños. El contenido de carbono en el acero es casi siempre menor que el 0.5 en peso y es muy frecuente que sea de 0.2 a 0.3 %.

La composición química del carbono es de gran importancia en sus efectos sobre las propiedades del acero tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc. El carbono en el acero incrementa su dureza y su resistencia, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad al igual que lo hacen el fósforo y el azufre.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURAS METÁLICAS DE ALMA ABIERTA

Estructuras de acero

Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM (American Society for Testing and Materials): los aceros de propósitos generales (A36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A441 y A572), los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 Y A588) y la placa de acero templada y revenida (A514).

Tabla 2-2. Diferentes tipos de acero, según norma ASTM

| Designación de la ASTM | Tipo de Acero | Formas | Usos Recomendados | Esfuerzo mínimo de fluencia a, Fv en kg/cm2 | Resistencia especificada mínima a la tensión b, Fu en kg/cm2 |
|------------------------|--|---|---|---|--|
| A36 | Al carbono | Perfiles, barras y placas | Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas | 2530 | 4077 - 5624 |
| A529 | Al carbono | Perfiles, placas hasta 12.7 mm (1/2") | Similar al A36 | 2952 | 4218 - 5975 |
| A441 | De alta resistencia y baja aleación | Perfiles, placas y barras hasta 203 mm (8") | Similar al A36 | 2812 - 3515 | 4218 - 4921 |
| A572 | De alta resistencia y baja aleación | Perfiles, placas y barras hasta 152 mm (6") | Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas. | 2952 - 4569 | 4218 - 5624 |
| A242 | De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica | Perfiles, placas y barras hasta 101 mm (4") | Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante | 2952 - 3515 | 4429 - 4921 |
| A588 | De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica | Placas y barras | Construcciones atornilladas y remachadas | 2952 - 3515 | 4429 - 4921 |

| | | | | | |
|---|--------------------------|----------------------------------|---|-------------|-------------|
| A514 | Templados y revenidos | Placas solo hasta 101 mm (4") | Estructuras soldadas con mucho atención A la técnica empleada; no se use si la ductilidad es importante | 6327 - 7030 | 7030 - 9139 |
| ¹ Los valores F_y varían con el espesor y el grupo ' Los valores F_u varían con el grado y el tipo | | | | | |

El acero al carbono es el mas común, tiene una ductilidad excelente, lo que permite que se utilice en muchas operaciones de formado en frío. El acero también se puede soldar con facilidad. Los aceros de alta resistencia se utilizan mucho en proyectos de ingeniería civil.

El acero es unos de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, están la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad.

2.1.2 Especificaciones y Reglamentos

El diseño de la mayoría de estructuras está regido por especificaciones y normas. Estas son desarrolladas por organizaciones tecnológicas, técnicas y científicas, y contienen opiniones muy valiosas sobre la buena práctica de la ingeniería.

Las especificaciones o normas no tienen carácter legal, a no ser que las autoridades competentes las adopten dentro de un código o reglamento. Estos especifican cargas de diseño, esfuerzos de diseño, métodos de análisis, tipos de construcción, calidad de los materiales, etc.

En El Salvador, existe un Reglamento denominado “Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones” (RESESCO), el cual fue publicado en el diario oficial el 30 de octubre de 1996, y entró en vigencia a partir del 7 de noviembre del mismo año.

El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones contiene las siguientes secciones:

- Disposiciones generales
- Criterios de diseño estructural

- Reparaciones, modificaciones, demoliciones y mantenimiento
- Supervisión estructural
- Seguridad sísmica de los sistemas vitales de servicios públicos

Y las Normas Técnicas son las siguientes:

- Diseño por sismo
- Diseño por viento
- Diseño y construcción de Estructuras de Concreto
- Diseño y construcción de Estructuras de Acero (basada en ASD)
- Diseño y construcción de Estructuras de Mampostería
- Diseño y construcción de Estructuras de Madera
- Diseño de cimentaciones y Estabilidad de Taludes
- Control de Calidad de Materiales Estructurales
- Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas

Atendiendo a estas normas técnicas o parte de ellas, procederemos al diseño de estos elementos presentados en este documento.

Acerca de la norma de Diseño y construcción de Estructuras de Acero, es comprensible que esta norma este basado en el Método de Diseño de Esfuerzos Permisibles (ASD), debido a que en periodo de elaboración de la norma, éste método era predominante. Recientemente, el método LRFD, se ha impuesto sobre los demás métodos de diseño debido a las ventajas que presenta. Al respecto del diseño de vigas armadas de alma abierta (vigas macomber y armaduras), no se encontraron referencias específicas en normas salvadoreñas.

Finalmente, para el diseño de las estructuras en este trabajo, utilizaremos principalmente normas americanas que debido a su trascendencia, son las que mejor se adecúan con los propósitos buscados. Las normas de referencia son:

Manual de construcción en acero del American Institute of Steel Construction (AISC)¹. En este manual, trata todo lo relacionado con los elementos de acero y su aplicación a la construcción en acero. Es el manual más representativo en la construcción en acero.

Especificaciones del Diseño de cargas y resistencias factoradas.² Que comprenden sobre todo lo relacionado con la aplicación del método de diseño LRFD a las estructuras metálicas en general. También elaborado por el AISC.

Especificaciones Estándar, Tablas de Cargas y Pesos, para vigas de alma abierta y vigas de Soporte.³ Estas especificaciones, elaboradas por el Steel Joist Institute, son las encargadas de establecer los procesos de diseño de vigas armadas de alma abierta en todas sus variantes y casos de diseño.

2.1.3 Métodos de Diseño

Los procesos mediante los cuales se diseñan los miembros estructurales pueden obedecer a filosofías de diseño muy diferentes. A continuación se presentan generalidades de los métodos más conocidos en el diseño de estructuras de acero.

a. Diseño elástico. (Diseño por esfuerzos permisibles o diseño por esfuerzos de trabajo).

En este método se estiman las cargas de trabajo o de servicio y se diseñan los elementos basándose en ciertos esfuerzos permisibles. Estos esfuerzos en el caso del diseño de miembros de acero, usualmente se definen como una fracción del esfuerzo de fluencia F_y . Muchas especificaciones y/o expresiones de este método, sin embargo, se basan en el comportamiento plástico del acero.

b. Diseño plástico, (Diseño al colapso),

En este método las cargas de servicio estimadas se multiplican por factores de seguridad y los elementos estructurales se diseñan sobre la base de sus resistencias al colapso. Este método se fundamenta en la ductilidad del acero y en la capacidad que éste tiene de resistir esfuerzos mayores que los de fluencia después de haber alcanzado grandes deformaciones, características

¹ American Institute of Steel Construction Manual, 13ª Edición. 2005

² LRFD Specifications. 2000

³ Standard Specifications, Load Tables and Weight Tables for Steel joists and Joists Girders. 42a Edición. 2005

que se traducen en la posibilidad de redistribuir esfuerzos en estructuras estáticamente indeterminadas.

c. Diseño con factores de carga y Resistencia (LRFD)

Este método de diseño tiene gran similitud con el método de diseño por resistencia del ACI para el concreto reforzado.

La base de este método está relacionada con los conceptos de estados límite. Por estado límite puede entenderse como aquella condición bajo la cual una estructura o parte de ella deja de cumplir su función.

Existen dos tipos de estados límites:

Estado límite de resistencia. Relacionado con la seguridad o capacidad de carga de las estructuras, esto es, fracturas, pandeo, fatiga, volteo, etc.

Estado límite de servicio. Relacionado con la funcionalidad o con el comportamiento de la estructura bajo cargas de servicio, esto es, deflexiones, vibraciones, etc.

La filosofía del método de diseño con factores de carga y resistencia puede resumirse con la siguiente expresión:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

En donde:

λ_i = Factores de carga

Q_i = Efectos de las cargas

ϕ = Factor de reducción de resistencia a una determinada sollicitación

R_n = Resistencia nominal a dicha sollicitación

Para efectos de este trabajo, todos los procesos de análisis y diseño se harán en base a LRFD, tomando las especificaciones LRFD⁴ como referencia.

2.1.3.1 Ventajas del Método de Diseño LRFD

- Frente al método ASD, el método LRDF ahorra dinero, sobre todo si las cargas vivas son pequeñas comparadas con las muertas.
- Mayor confiabilidad para todas las estructuras de acero; sean cuales sean las cargas.
- Esta escrito de forma que facilita la incorporación de los avances que se logren en el curso de los años en el campo del diseño estructural.
- Con el método LRFD, se obtienen elementos estructurales más livianos, debido a que, ya que las cargas muertas se pueden calcular con relativa exactitud, para lo cual, el método LRFD usa factores de seguridad menores. Anteriormente en otros métodos, esto no era así.
- Los factores de carga y resistencia del método LRFD tienen base estadística y por lo tanto, están basados en probabilidades, por lo cual, tienen una mayor confiabilidad.

2.1.4 Miembros cargados axialmente a compresión

2.1.4.1 Consideraciones generales

Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras, miembros de arriostramiento, los patines a compresión de vigas laminadas y armadas y los miembros sujetos simultáneamente a flexión y a compresión. Las columnas son miembros verticales rectos cuyas longitudes son considerablemente mayores que su ancho. Los miembros verticales cortos sujetos a cargas de compresión se denominan con frecuencia puntales o, simplemente, miembros a compresión.

Hay tres modos generales según los cuales las columnas cargadas axialmente pueden fallar. Estos son: pandeo flexionante, pandeo local y pandeo torsionante.

1. El *pandeo flexionante* (llamado también pandeo de Euler) es el tipo primario de pandeo analizado en esta sección. Los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.
2. El *pandeo local* ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo

⁴ Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings by AISC, 2000

puedan ocurrir. La susceptibilidad de una columna al pandeo local se mide por las relaciones ancho a grueso de las partes de su sección transversal. Este tema se verá en la Sección Elementos atiesados y no atiesados.

3. El *pandeo torsionante* puede ocurrir en columnas que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal. Esas columnas fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexionante.

Entre más larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se ha definido previamente como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo. La tendencia al pandeo depende también de los siguientes factores: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material de la columna, torceduras iniciales en la columna, esfuerzos residuales de fabricación, etcétera

Las cargas que soporta una columna de un edificio bajan por la sección transversal superior de la columna y a través de sus conexiones con otros miembros. La situación ideal se tiene cuando las cargas se aplican uniformemente sobre la columna con el centro de gravedad de las cargas, coincidiendo con el centro de la columna.

Las cargas que se encuentran exactamente centradas sobre una columna se denominan axiales o cargas concéntricas. Para una columna exterior la posición de las cargas es probablemente aún más excéntrica, ya que el centro de gravedad caerá por lo general hacia la parte interior de la columna. Resulta dudoso que alguna vez se encuentre, en la práctica, una columna cargada en forma perfectamente axial.

Algunas imperfecciones pequeñas en los miembros a tensión y en vigas pueden pasarse por alto, ya que son de poca consecuencia; pero en columnas, estas pequeñas imperfecciones pueden revestir mucha importancia. Una columna que está ligeramente flexionada cuando se coloca en su lugar puede tener momentos flexionantes significantes iguales a la carga de la columna multiplicada por la deflexión lateral inicial.

Obviamente, una columna es un miembro más crítico en una estructura que una viga o un miembro a tensión, porque pequeñas imperfecciones en los materiales y en las dimensiones tienen mucha

importancia en su estabilidad. Esta situación puede ilustrarse en una armadura de un puente en la que a algunos de sus miembros los ha dañado un camión. La flexión de miembros a tensión probablemente no será muy seria, ya que las cargas de tensión tenderán a enderezar a esos miembros; pero la flexión de cualquier miembro a compresión es un asunto muy serio, ya que las cargas de compresión tenderán a incrementar la flexión en esos miembros.

2.1.4.2 Esfuerzos Residuales

Los esfuerzos residuales y su distribución son factores muy importantes que afectan la resistencia de las columnas de acero cargadas axialmente. Esos esfuerzos son de gran importancia en columnas con relaciones de esbeltez de 40 a 120, intervalo que incluye un gran porcentaje de las columnas usadas en la práctica. Una causa muy importante de los esfuerzos residuales es el enfriamiento desigual que sufren los perfiles después de haber sido laminados en caliente. Así, en un perfil W los puntos exteriores de los patines y la parte media del alma se enfrían rápidamente, en tanto que las zonas de intersección del alma con los patines lo hacen más lentamente.

Las partes de la sección que se enfrían con más rapidez al solidificarse sufren los primeros acortamientos, en tanto que aquellas partes que están aún calientes tienden a acortarse aún más al enfriarse. El resultado neto es que las áreas que se enfriaron más rápidamente quedan con esfuerzos residuales de compresión, en tanto que las áreas de enfriamiento más lento quedan con esfuerzos residuales de tensión. La magnitud de esos esfuerzos varía entre 10 y 15 ksi (69 a 103 MPa) aunque se han encontrado valores mayores de 20 ksi (138 MPa),

Cuando se prueban secciones de columnas de acero laminadas con sus esfuerzos residuales, sus límites proporcionales se alcanzan para valores P/A de poco más que la mitad de sus esfuerzos de fluencia y la relación esfuerzo-deformación resulta no lineal desde ese valor hasta el esfuerzo de fluencia. Debido a la fluencia prematura en algunos puntos de las secciones transversales de la columna, se reduce apreciablemente la resistencia al pandeo. La reducción es máxima en columnas cuyas relaciones de esbeltez varían aproximadamente entre 70 y 90 y puede ser tan elevada como un 25%.

Al incrementarse la carga en una columna, partes de ésta alcanzarán rápidamente el esfuerzo de fluencia y entrarán al intervalo plástico debido a los esfuerzos residuales de compresión. La rigidez de la columna se reduce y es función de la parte de la sección transversal que aún se comporte elásticamente. Una columna con esfuerzos residuales se comporta como si tuviese una sección transversal más pequeña. Esta sección

reducida o parte elástica de la columna cambiará al hacerlo los esfuerzos aplicados. Los cálculos relativos al pandeo de una columna particular con esfuerzos residuales pueden efectuarse usando un momento de inercia efectivo de la parte elástica de la sección transversal, o bien, usando el módulo tangente. Para las secciones comunes usadas como columnas, los dos métodos dan resultados casi iguales.

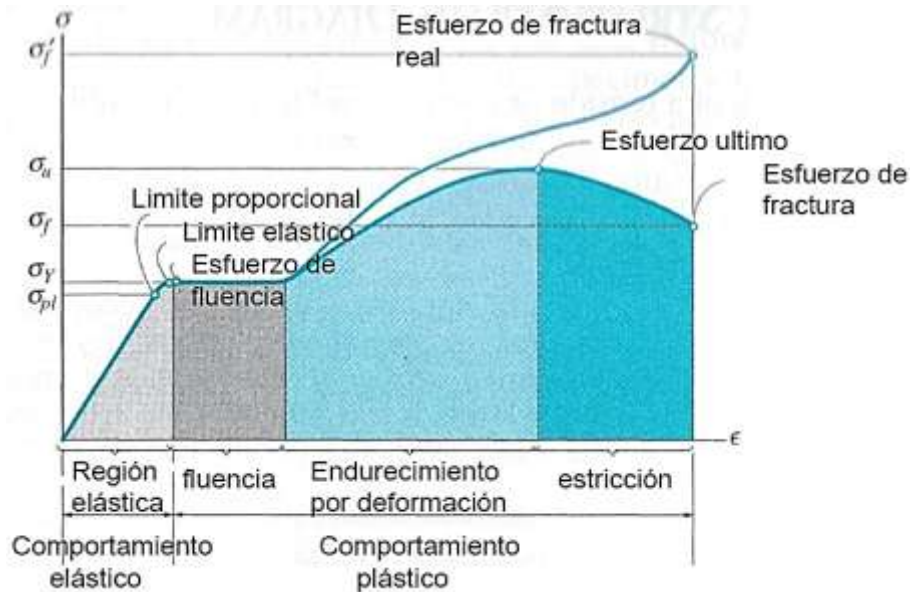


Figura 2-2. Efecto de los esfuerzos residuales sobre el diagrama esfuerzo-deformación unitaria en columnas.

La soldadura puede producir severos esfuerzos residuales en las columnas, que pueden aproximarse al valor del esfuerzo de fluencia en las cercanías de las partes soldadas; las columnas también pueden flexionarse apreciablemente debido a la aplicación de la soldadura, lo que afecta su capacidad de soportar carga. La Figura 2-2 muestra el efecto de los esfuerzos residuales (debido a enfriamiento y fabricación) sobre el diagrama esfuerzo-deformación unitaria para un perfil W laminado en caliente.

El soldado entre sí de perfiles para piezas compuestas causa con frecuencia esfuerzos residuales aún mayores que los ocasionados por el enfriamiento disperejo de secciones H laminadas en caliente.

Los esfuerzos residuales también pueden causarse durante el proceso de fabricación al *combar* la columna en frío o por enfriamiento posterior a la aplicación de la soldadura. El combeo es el flexionamiento de un miembro en una dirección, con el fin de mejorar su apariencia cuando las cargas de servicio la flexionen en la dirección opuesta, esto se da mayormente en vigas y comúnmente se le conoce a dicha flexión en el elemento como *contra flecha*. Por ejemplo podemos flexionar una viga hacia arriba inicialmente de manera que quede más o menos horizontal al aplicar las cargas.

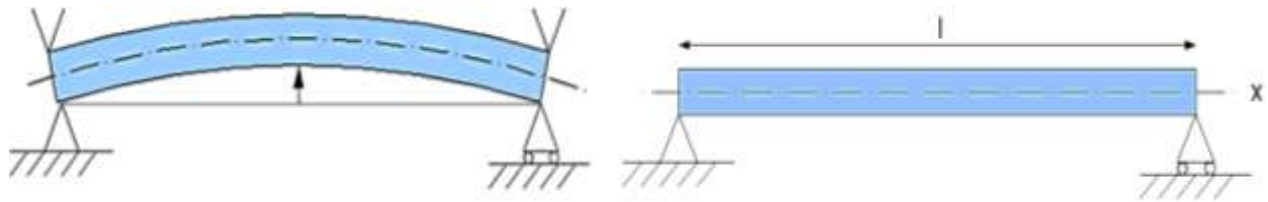


Figura 2-3. Diagrama de comportamiento de viga con contraflecha

2.1.4.3 Perfiles usados para miembros a compresión

En general pueden seleccionarse un sinfín de perfiles para resistir con seguridad una carga de compresión en una estructura dada. No obstante, desde el punto de vista práctico, el número de soluciones posibles se ve limitado por el tipo de secciones disponibles, por problemas de conexión y el tipo de estructura en donde se va a usar la sección.

Las secciones utilizadas para miembros a compresión por lo común son similares a las empleadas para miembros a tensión con ciertas excepciones. Las excepciones las causa el hecho de que las resistencias de los miembros a compresión varían en cierta relación inversa con las relaciones de esbeltez y se requieren entonces miembros rígidos.

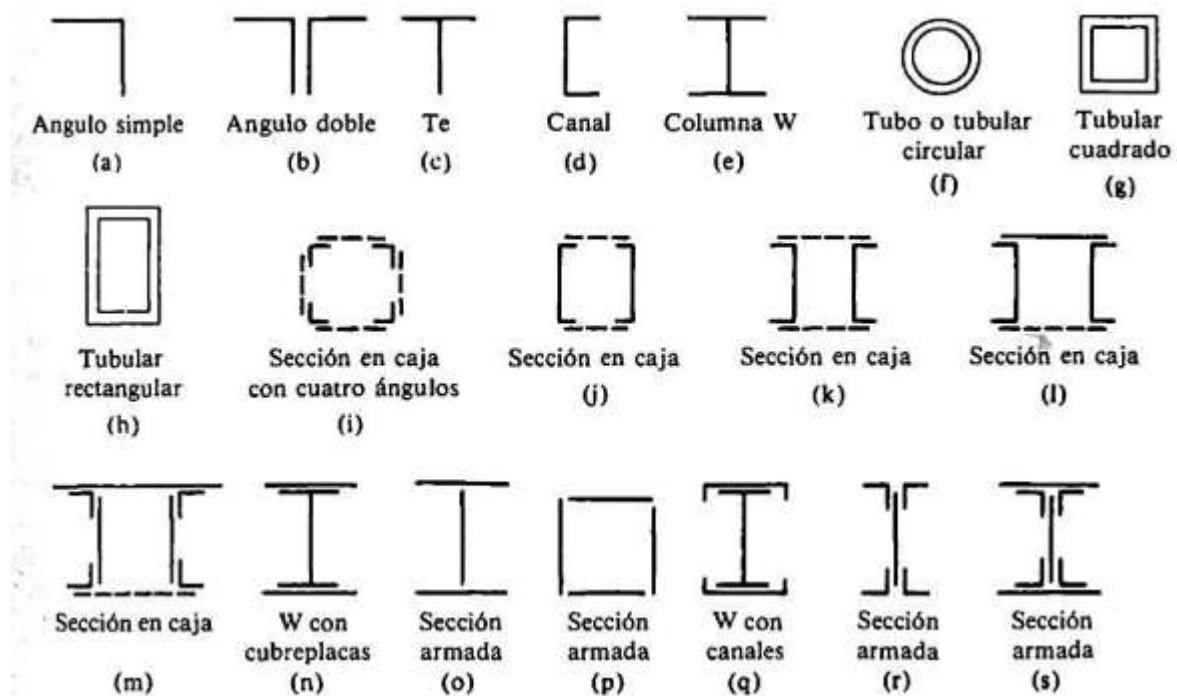


Figura 2-4. Tipos de miembros a compresión

Las líneas punteadas representan celosías o partes discontinuas y las líneas sólidas representan partes que son continuas en toda la longitud de los miembros.

Las barras, placas varillas individuales son generalmente demasiado esbeltas para funcionar en forma satisfactoria como miembros a compresión, a menos que sean muy cortas y reciban carga pequeña.

Los **miembros formados por ángulos sencillos** a) son satisfactorios como arrostros y miembros a compresión de **armaduras ligeras**. Los ángulos de lados iguales pueden ser más económicos que los de lados desiguales porque sus radios de giro mínimo son mayores para la misma área de acero. Las cuerdas superiores de armaduras atornilladas para techos pueden consistir en un par de ángulos espalda con espalda. b) Generalmente se deja un espacio entre éstos para insertar una placa de unión en los nudos, necesaria para efectuar la conexión a otros miembros; en algunos casos conviene usar ángulos de lados desiguales con los lados largos espalda con espalda para lograr una mejor distribución de los radios de giro respecto a los ejes x e y .

Si se sueldan las armaduras, las placas de nudo pueden ser innecesarias; entonces es posible usar tes estructurales c) para la cuerda superior y soldar directamente al alma de las tes a los miembros de la celosía. Los canales sencillos d) no son satisfactorias como miembros a compresión debido a su radio de giro pequeño, respecto a los ejes centroidales paralelos al alma. Éstas pueden usarse si se encuentra la manera de proporcionar soporte lateral en la dirección débil. Los perfiles W e) son los más comunes para columnas de edificios y para los miembros a compresión de puentes carreteros. Aunque sus valores están lejos de ser iguales respecto a los dos ejes, están mejor balanceados que en las canales.

Varios puentes famosos construidos durante el siglo XIX (como el Firth of Forth en Escocia y el Eads en St. Louis, Missouri) utilizaron ampliamente los perfiles tubulares. Sin embargo, el uso de éstos declinó debido a los problemas en sus conexiones y a los costos de fabricación, pero con el desarrollo de tubos soldados más económicos, su uso está incrementándose de nuevo (los perfiles tubulares actuales son mucho más pequeños que los usados en el pasado en aquellos puentes de acero).

Las secciones estructurales huecas (HSS) o las tubulares estructurales son actualmente una parte muy valiosa del acero que se usa para edificios, puentes y otras estructuras. Esas secciones de aspecto limpio y agradable son fácilmente fabricadas y montadas. Para cargas pequeñas y medianas las secciones tubulares

f) son muy satisfactorias. Se usan a menudo como columnas en largas series de ventanas, como columnas cortas en almacenes, como columnas para los techos de andadores cubiertos, en los sótanos y garajes de residencias, etc. Las columnas a base de tubos tienen la ventaja de ser igualmente rígidas en todas direcciones y por lo general son muy económicas, a menos que los momentos sean grandes. El Manual LRFD proporciona los tamaños de esas secciones y las clasifica como estándar, extrafuertes y doble extrafuertes.

Las secciones tubulares cuadradas y rectangulares, g) y h), no se han usado mucho como columnas hasta hace poco. Durante muchos años sólo unas cuantas laminadoras en Estados Unidos fabricaron tubería de acero con fines estructurales. Tal vez la principal causa del poco uso de las secciones tubulares era la dificultad de efectuar las conexiones con tornillos o remaches. Este problema se ha eliminado con el surgimiento de las técnicas modernas de soldar. El uso de perfiles tubulares con propósitos estructurales, por arquitectos e ingenieros, probablemente se verá incrementado en los próximos años por las siguientes razones:

1. El miembro a compresión más eficiente es aquel que tiene un radio de giro constante respecto a su centroide, propiedad que poseen los tubos circulares. Los perfiles tubulares cuadrados son los siguientes miembros a compresión en orden de eficiencia.
2. Los tubulares estructurales de cuatro lados y redondos son más fáciles de pintar que las secciones abiertas de seis lados como las secciones W, S y M. Además, las esquinas redondeadas facilitan la aplicación de la pintura u otros recubrimientos uniformemente alrededor de las secciones.
3. Tienen menos área superficial para pintar o proteger contra el fuego.
4. Tienen excelente resistencia a la torsión.
5. Las superficies de los perfiles tubulares son muy atractivas.
6. Cuando están expuestas, la resistencia al viento de los tubos circulares es aproximadamente de sólo $2/3$ de la de las superficies planas del mismo ancho.
7. Si la limpieza es importante, los tubulares estructurales huecos no tienen el problema de la acumulación de basura entre los patines de los perfiles estructurales abiertos.

Una pequeña desventaja que se presenta en ciertos casos es que los extremos de los tubos deben sellarse para proteger sus superficies interiores inaccesibles contra la corrosión. Aunque resultan muy atractivos para usarse expuestos como vigas, los perfiles tubulares están en desventaja con las secciones W, que poseen momentos resistentes mucho mayores para el mismo peso. Para muchas situaciones en columnas,

el peso de las secciones tubulares cuadradas o rectangulares puede ser menor que la mitad de los pesos requeridos para secciones de perfil abierto (W, M, S, canales y angulares). Las secciones estructurales huecas están disponibles con resistencias a la fluencia de hasta 50 ksi y pueden obtenerse con una resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.

Cuando se diseñan miembros a compresión para estructuras muy grandes puede ser necesario usar secciones armadas. Estas secciones se requieren cuando los miembros son muy largos y soportan cargas muy grandes, o bien, cuando representan ventajas desde el punto de vista de las conexiones. En términos generales, un perfil sencillo tal como una sección W, es más económico que una sección armada que tenga la misma área en su sección transversal. Cuando las cargas son muy grandes, pueden usarse aceros de alta resistencia con mayor economía, siempre que este incremento de la resistencia permita el uso de secciones W en vez de secciones armadas.

Cuando se usan secciones armadas, éstas deben conectarse en sus lados abiertos con algún tipo de celosía que mantenga sus partes unidas y les permita trabajar conjuntamente. Los extremos de los miembros se conectan con placas de unión. En Figura 2-5 se muestran varios tipos de celosía para miembros armados a compresión.

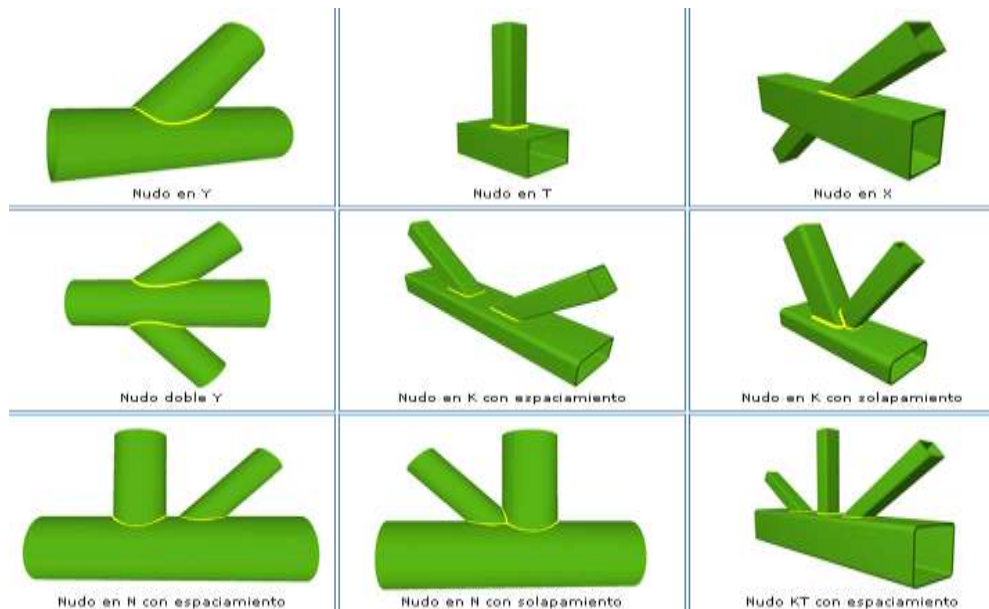


Figura 2-5. Celosías en elementos a compresión

A veces se disponen cuatro ángulos como se muestra en i) para producir valores grandes de r . Este tipo de miembro se ve con frecuencia en torres y en pescantes de grúas. Un par de canales j) se usan a veces

como columnas en edificios o como miembros de la celosía en armaduras de gran tamaño. Nótese que existe un cierto espaciamiento para cada par de canales en el cual sus valores r respecto a los ejes x e y son iguales. A veces las canales se disponen espalda con espalda como se muestra en k).

Una sección muy adecuada para la cuerda superior de las armaduras de puente está formada por un par de canales con una cubreplaca en la parte superior l) y celosía en la parte inferior. Las placas de los nudos se conectan fácilmente al interior de las canales y pueden usarse también como empalmes. Cuando las canales disponibles más grandes no proporcionan suficiente resistencia puede usarse como cuerda superior una sección armada del tipo mostrado en m).

Cuando los perfiles laminados no tienen suficiente resistencia para soportar la carga de una columna de un edificio o de una armadura de puente, sus áreas pueden incrementarse con la adición de placas a los patines n). En años recientes se ha encontrado que, en estructuras soldadas, una columna armada del tipo mostrado en o) es más satisfactoria que una W con cubreplacas soldadas n). Parece ser que durante la flexión es difícil transferir eficientemente la fuerza de tensión de la cubreplaca a la columna, sin que la placa se separe de la columna (como en el caso en donde una viga se conecta al patín de una columna). Para cargas muy grandes en columnas, una sección en caja soldada del tipo mostrado en p) ha resultado muy satisfactoria. Otras secciones armadas se muestran en q), r) y s). Las secciones armadas mostradas de n) a q) tienen la ventaja sobre las mostradas de i) a m), de no requerir barras o placas de celosía. Las fuerzas cortantes laterales son insignificantes en las columnas a base de perfiles sencillos y en las secciones armadas sin celosía, pero de ninguna manera pueden desperdiciarse en las columnas armadas con celosía.

Actualmente se ha incrementado el uso de las columnas compuestas. Éstas consisten en tubos estructurales de acero rellenos con concreto o de perfiles W ahogados en concreto, generalmente con sección cuadrada o rectangular.

2.1.4.4 Desarrollo de las fórmulas para miembros a compresión

El uso de columnas se remonta a la prehistoria, pero fue hasta 1729 que el matemático holandés Pieter van Musschenbroek ⁵ publicó un artículo científico sobre columnas; este artículo contenía una fórmula empírica para estimar la resistencia de columnas rectangulares. Unos años más tarde, en 1757, Leonhard Euler, un matemático suizo, escribió un artículo de gran valor relativo al pandeo de columnas; y probablemente él fue el primero en darse cuenta de la importancia del pandeo. La fórmula de Euler, la

⁵ L.S. Beedle et. Al., Structural Steel Design, Nueva York: Ronald Press, 1964, p. 269

más famosa de todas las expresiones para columnas, que se analiza en la siguiente sección, marcó el verdadero principio de la investigación teórica y experimental sobre columnas.

La bibliografía técnica contiene muchas fórmulas desarrolladas para condiciones ideales de las columnas, pero estas condiciones no se encuentran en la realidad práctica. En consecuencia, el diseño práctico de columnas se basa principalmente en fórmulas que se han desarrollado para concordar con exactitud razonable con los resultados de las pruebas. La justificación de este procedimiento es el hecho de que la deducción independiente de expresiones para columnas no conduce a fórmulas que den resultados comparables con los valores experimentales para toda relación de esbeltez. La práctica común consiste en desarrollar fórmulas que den resultados representados por un promedio aproximado de los resultados de las pruebas. Hay que notar también que las condiciones de laboratorio no son análogas a las de campo y que las pruebas de columnas probablemente dan los valores límite de su resistencia.

Las magnitudes de los esfuerzos de fluencia de las secciones probadas son muy importantes en las columnas cortas, ya que sus esfuerzos de falla tienen valores cercanos a los de fluencia. Para columnas con relaciones de esbeltez intermedias los esfuerzos de fluencia tienen menor importancia en sus efectos, en los esfuerzos de falla y no tienen ninguna importancia en las columnas largas. Para columnas intermedias los esfuerzos residuales tienen mayor influencia en los resultados, en tanto que los esfuerzos de falla de columnas largas son muy sensibles a las condiciones de apoyo en los extremos. Otro factor dominante en su efecto sobre la resistencia de las columnas, además de los esfuerzos residuales y de la no linealidad de los materiales, es la falta de rectitud axial.

2.1.4.5 La fórmula de Éuler

El esfuerzo bajo el cual una columna se pandea obviamente decrece conforme la columna se hace más larga. Después de que ella alcanza una cierta longitud, ese esfuerzo se habrá reducido al límite proporcional del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico.

Para que una columna se pandee elásticamente, deberá ser larga y esbelta. Su carga de pandeo P puede calcularse con la fórmula de Euler

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Esta fórmula se escribe usualmente de un modo un poco diferente que implica la relación de esbeltez de la columna. Como $r = \sqrt{I/A}$, podemos decir que $I = Ar^2$. Sustituyendo este valor en la fórmula, se obtiene el esfuerzo crítico o de pandeo de Euler. Se le designa con F_e en el Manual del LRFD.

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = F_e$$

Hay que hacer notar que la carga de pandeo determinada por la fórmula de Euler es independiente de la resistencia del acero utilizado.

Esta ecuación sólo resulta útil cuando las condiciones de apoyo de sus extremos se consideran cuidadosamente. Los resultados que se obtienen por la aplicación de la fórmula en ejemplos específicos son bastante parecidos con los obtenidos con pruebas de columnas esbeltas, con extremos articulados y cargadas axialmente. Sin embargo, el ingeniero no encontrará columnas ideales de este tipo. Las columnas con las que trabajará no tienen extremos idealmente articulados y no pueden girar libremente porque sus extremos están atornillados, remachados o soldados a otros miembros. Dichas columnas prácticas tienen diversos grados de restricción a la rotación, que varían de limitaciones ligeras a condiciones de casi empotramiento perfecto. Para los casos reales que existen en la práctica, donde los extremos no tienen libertad de rotación, pueden usarse en la fórmula diferentes valores para la longitud, obteniendo resultados más reales.

Para usar la ecuación de Euler con buen resultado en las columnas, el valor de L se tomará como la distancia entre puntos de inflexión de la elástica. Esta distancia se considera como la *longitud efectiva* de la columna. Para una columna articulada en sus extremos (que puedan girar pero no trasladarse), los puntos de momento nulo se localizan en los extremos, separados por una distancia L . Para columnas con diferentes condiciones de apoyo, las longitudes efectivas serán totalmente distintas. Las longitudes efectivas se estudian ampliamente en la siguiente sección.

2.1.4.6 Restricciones en los extremos y longitud efectiva de un miembro a compresión

La restricción en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de una columna es en verdad un concepto muy importante. Las columnas con apreciable restricción en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción, como es el caso de columnas con extremos articulados.

La longitud efectiva de una columna se definió en la última sección como la distancia entre puntos de momento nulo en la columna, o sea, la distancia entre sus puntos de inflexión. En las especificaciones de acero la longitud efectiva de una columna se denomina KL en donde K es el *factor de longitud efectiva*. K es el número por el que debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de ésta.

El concepto de longitud efectiva es simplemente un método matemático para remplazar una columna con cualquier condición en los extremos, por una columna equivalente con extremos articulados. Se podría efectuar un complejo análisis del pandeo de un marco para determinar el esfuerzo crítico en una columna particular. El factor K se determina encontrando la columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico. El procedimiento del factor K es un método para encontrar soluciones simples a problemas complicados de pandeo en marcos.

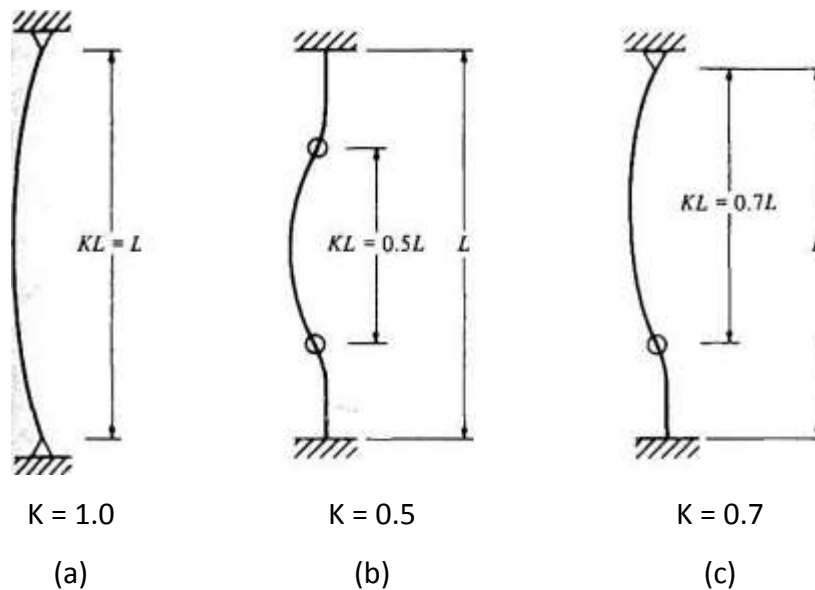


Figura 2-6. Longitudes efectivas de miembros a compresión en marcos arriostrados (ladeo impedido)

Miembros a compresión con condiciones de extremo diferentes tienen longitudes efectivas completamente distintas. En esta exposición inicial se supone que no es posible el ladeo o traslación de las juntas. El ladeo o traslación de las juntas significa que uno o ambos extremos de un miembro a compresión pueden moverse lateralmente entre sí. Si un miembro a compresión está articulada en sus dos extremos como se muestra en a) de la Figura 2-6, su longitud efectiva es igual a su longitud real y K es

entonces igual a 1.0. Si los extremos están perfectamente empotrados, sus puntos de inflexión (o puntos de momento nulo) se localizan en los cuartos de la altura y la longitud efectiva es igual a $L/2$ como se muestra en b) de la Figura 2-6; K es entonces igual a 0.50.

Resulta claro que entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga. En c) de la Figura 2-6 se muestra una columna con un extremo empotrado y el otro articulado; la K para esta columna es teóricamente igual a 0.70.

En realidad nunca se tienen ni articulaciones ni empotramientos perfectos, por lo que las columnas comunes quedan entre los dos casos extremos. Parecería que las longitudes efectivas de las columnas siempre varían entre un mínimo absoluto de $L/2$ y un máximo absoluto de L , pero hay excepciones a esta afirmación. En la Figura 2-7 a) se da un ejemplo de esto con un simple marco. La base de cada una de las columnas está articulada y el otro extremo puede rotar y moverse lateralmente (ladeo). En la figura se ve que la longitud efectiva excederá a la longitud real de la columna, ya que la curva elástica tomará en teoría la forma de la curva de una columna doblemente articulada de longitud doble y K será igual a 2.0. Nótese en b) lo pequeña que sería la deflexión lateral de la columna AB si estuviese articulada en ambos extremos para impedir el ladeo.

Las columnas de acero estructural sirven como partes de marcos, los que a veces tienen arriostramiento y en otras ocasiones no. Un marco arriostrado es aquel en el que la traslación de sus juntas está impedida por medio de riostras, muros de cortante o por el soporte lateral de las estructuras adjuntas. Un marco sin arriostrar no tiene ninguno de estos tipos de soporte y depende de la rigidez de sus propios miembros para impedir el pandeo. En marcos arriostrados los valores K nunca pueden ser mayores que 1.0, pero en los marcos sin arriostrar éstos siempre son mayores que 1.0 debido al ladeo.

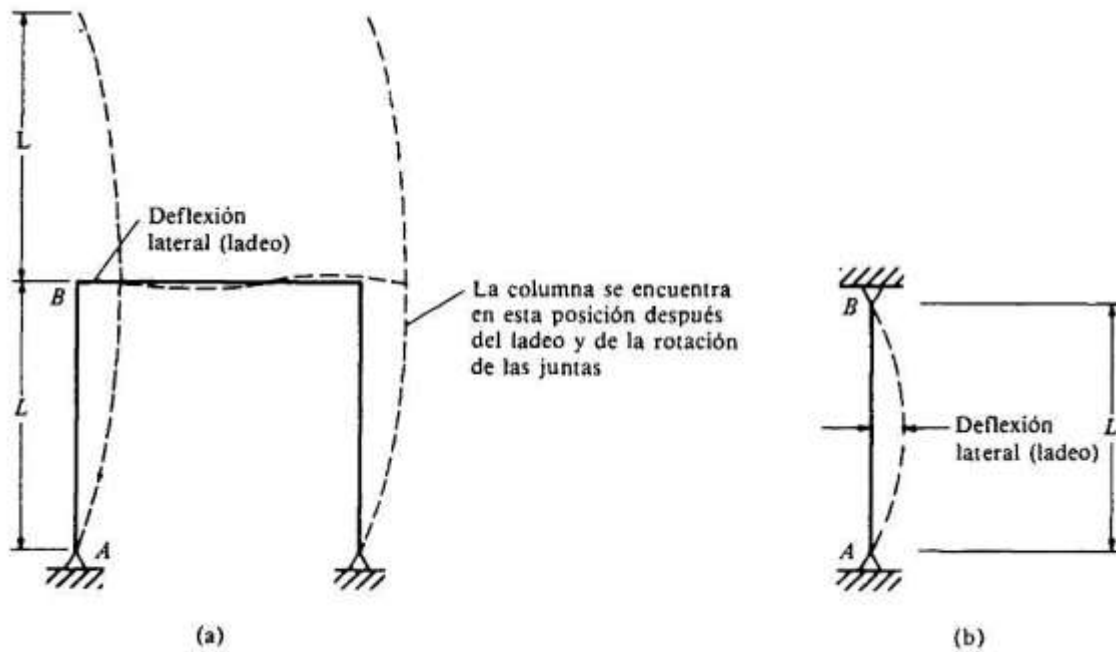


Figura 2-7. Ejemplo de longitud efectiva en un marco

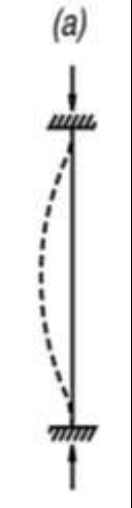
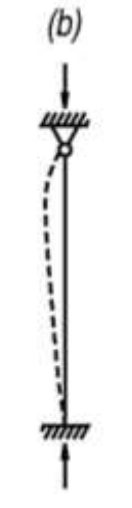
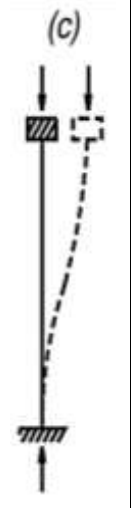
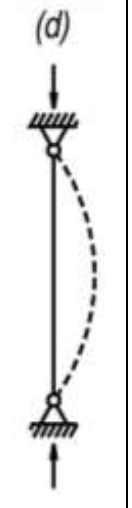
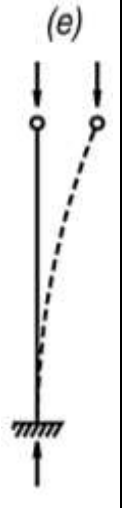


La tabla C-C2.1 de las especificaciones LRFD⁶ presenta los factores de longitud efectiva recomendados cuando se tienen condiciones ideales aproximadas. Esta tabla se reproduce aquí como la Tabla 2-3. Se proporcionan en la tabla dos grupos de valores K ; uno de ellos es el valor teórico y el otro el valor recomendado para el diseño, basado en el hecho de que no son posibles las condiciones de articulación y empotramiento perfecto.

Si los extremos de la columna en la Figura 2-6 b) no fueran perfectamente fijos, la columna podría deflexionarse un poco y la distancia entre sus puntos de inflexión se incrementaría. El valor K recomendado para diseño es de 0.65, en tanto que el teórico es de 0.5. El proyectista puede interpolar entre los valores dados en la tabla, utilizando su buen juicio al estimar las condiciones reales de restricción.

Los valores en la Tabla 2-3 son muy útiles para diseños preliminares. Al usar esta tabla casi siempre aplicamos los valores de diseño y no los valores teóricos. De hecho, los valores teóricos deberían usarse sólo en aquellas raras situaciones en que los extremos empotrados están en realidad casi perfectamente empotrados y/o cuando los soportes simples están casi por completo libres de fricción (esto significa que casi nunca).

⁶ Especificaciones LRFD p. 222/327

Tabla 2-3. Valores K para miembros a compresión⁷

| Valores K para miembros a compresión | | | | | | |
|--|---|---|---|--|---|---|
| Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada del miembro a compresión |  |  |  |  |  |  |
| Valore teórico K | 0.5 | 0.7 | 1.0 | 1.0 | 2.0 | 2.0 |
| Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales | 0.65 | 0.80 | 1.2 | 1.0 | 2.1 | 2.0 |
| Símbolos para las condiciones de los extremos |  <ul style="list-style-type: none"> Rotación y traslación impedidos Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación y traslación libres | | | | | |

Usted notará en la tabla que para los casos a), b), c) y e), los valores de diseño son mayores que los valores teóricos, pero eso no es así para los casos d) y f), donde los valores son los mismos. La razón para esto en cada uno de esos dos últimos casos es que si las condiciones articuladas no se encuentran perfectamente sin fricción, los valores K resultarán más pequeños en vez de más grandes. Entonces, haciendo los valores de diseño iguales a los teóricos, quedamos del lado de la seguridad.

Los valores K en la Tabla 2-3 son probablemente muy satisfactorios para diseñar columnas aisladas, pero para columnas en marcos continuos son probablemente satisfactorios sólo para hacer diseños preliminares o aproximados. Tales columnas están restringidas en sus extremos por sus conexiones a varias vigas y las vigas mismas están conectadas a otras columnas y vigas en sus otros extremos y resultan por ello también

⁷ Load and Resistance Factor Design Specifications by AISC, 2000. p. 189

restringidas. Esas conexiones pueden afectar considerablemente los valores de K . En consecuencia, para la mayoría de los casos, los valores en la tabla 2-3 no son adecuados para los diseños finales.

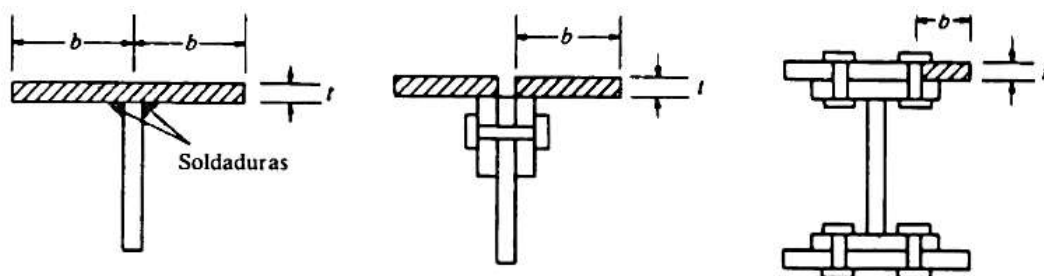
Para marcos continuos es necesario usar un método más exacto para calcular los valores K . Esto se hace usualmente usando nomogramas.

2.1.4.7 Elementos atiesados y no atiesados

Hasta ahora sólo se han considerado la estabilidad de conjunto de los miembros, pero es muy posible que los patines o almas de una columna o viga se pandeen local mente en compresión antes de que ocurra el pandeo total del miembro. Las placas delgadas que se usan para tomar esfuerzos de compresión son muy susceptibles al pandeo respecto a sus ejes menores, debido a los pequeños momentos de inercia en esas direcciones.

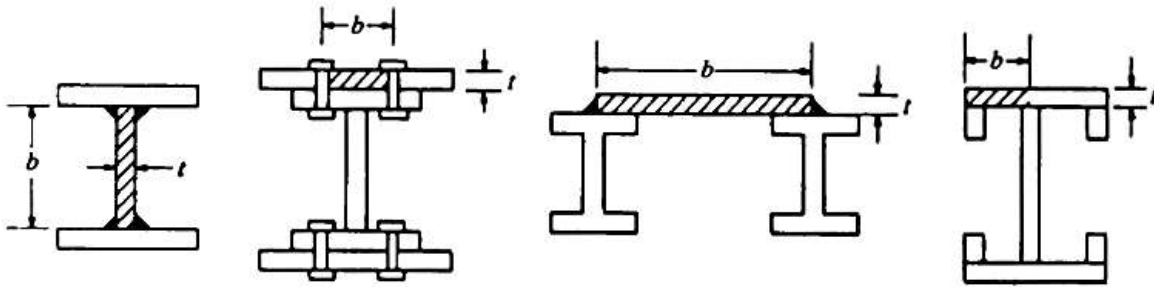
La sección B5 de las especificaciones LRFD⁸ proporciona valores límite para la relación ancho a espesor de las partes individuales de miembros a compresión y de las partes de vigas en regiones de compresión. Por esta razón en el Manual LRFD se consideran dos tipos de elementos: los *elementos atiesados* y los *no atiesados*.

Un elemento no atiesado es una pieza proyectante con un borde libre, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, en tanto que un elemento atiesado está soportado a lo largo de los dos bordes en esa dirección. Esos dos tipos de elementos se ilustran en la Figura 2-8. En cada caso se muestran el ancho b y el espesor t del elemento.



(a) Elementos no atiesados

⁸ Load and Resistance Factor Design Specifications by AISC, 2000. p. 12



(b) Elementos no atiesados

Figura 2-8. Ejemplos de elementos atiesados y no atiesados

Dependiendo de la relación ancho a espesor de los elementos a compresión y de si éstos son atiesados o no, los elementos se pandearán bajo diferentes condiciones de esfuerzo.

Para establecer los límites de las relaciones ancho a espesor de los elementos de los miembros a compresión, las especificaciones LRFD agrupan a los miembros en las tres clasificaciones siguientes:

Secciones compactas: Una sección compacta es aquella con un perfil suficientemente fuerte para que sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse. El término plástico significa que en toda la sección se tiene presente el esfuerzo de fluencia. Para que un miembro pueda clasificarse como compacto, sus patines deben estar conectados en forma continua al alma o almas y las relaciones ancho a espesor de sus elementos a compresión no deben ser mayores que los valores λ_p dados en la Tabla 2-4.

Secciones no compactas: Una sección no compacta es aquella en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo; no es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos total. En la Tabla 2-4 las secciones no compactas son aquellas con relaciones ancho a espesor mayores que λ_p , pero no mayores que λ_r .

Elementos esbeltos a compresión: Un elemento esbelto con una sección transversal que no satisface los requisitos ancho a grueso de la Tabla 2-4 puede aún usarse como una columna, pero el procedimiento para hacerlo así es muy complejo. Además, la reducción en el esfuerzo de diseño es considerable. En consecuencia, es usualmente más económico engrosar los miembros para sacarlos del rango esbelto.

Casi todos los perfiles W, M y S dados en el LRFD son compactos para aceros con esfuerzos de fluencia de 36 o 50 ksi. Unos pocos de ellos son no compactos (y se indican así en las tablas de columnas y vigas del Manual). Ninguno de ellos se clasifican como esbeltos para esos dos esfuerzos de fluencia.

Si se exceden los límites ancho a grueso para las secciones no compactas, debe consultarse el apéndice B5.3 de las especificaciones LRFD⁹. Las fórmulas presentadas ahí son tan complejas y tediosas en su aplicación que es preferible no tener nunca que usar miembros que caen en esta clasificación.

2.1.4.8 Columnas largas, cortas e intermedias

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que la columna se pandea, el acortamiento cesará y la columna se flexionará lateralmente, pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

La resistencia de una columna y la manera como falla dependen en gran medida de su longitud efectiva. Una columna de acero muy corta y fuerte puede cargarse hasta que el acero fluya y tal vez hasta la región de endurecimiento por deformación. En consecuencia, puede resistir aproximadamente la misma carga en compresión que en tensión.

Al crecer la longitud efectiva de una columna, disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la longitud efectiva excede un cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor que el límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan *elásticamente*.

Como se mostró en la sección La fórmula de Éuler, las columnas muy largas de acero fallan bajo cargas que son proporcionales a la rigidez por flexión (EI) de la columna e independientes de la resistencia del acero. Por ejemplo, una columna larga construida con un acero con 36 ksi de esfuerzo de fluencia fallará aproximadamente bajo la misma carga que una construida de acero con un esfuerzo de fluencia 100 ksi.

Las columnas se clasifican a veces como largas, cortas e intermedias.

Columnas largas: La fórmula de Euler predice muy bien la resistencia de columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por abajo del límite proporcional. Dichas columnas fallan *elásticamente*.

Columnas cortas: En columnas muy cortas el esfuerzo de falla será igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá el pandeo. (Para que una columna quede en esta clasificación, debe ser tan corta que no tendrá ninguna aplicación. Por lo que no se hará mas referencia de ella)

⁹ Load and Resistance Factor Design Specifications. p. 89 – 93.

Columnas intermedias: en estas, algunas fibras alcanzarán el esfuerzo de fluencia y otras no; éstas fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento se denomina inelástico. La mayoría de las columnas caen en este rango. (Para que la fórmula de Euler sea aplicable a esas columnas deberá modificarse de acuerdo al concepto de módulo reducido o al de módulo tangente para tomar en cuenta la presencia de esfuerzos residuales.)

| Descripción del elemento | | Razón ancho-espesor | Razones límite ancho-espesor | |
|--------------------------|--|---------------------|------------------------------|--|
| | | | λ_p (compacto) | λ_r (no compacto) |
| Elementos no rigidizados | Patines de vigas laminadas I y canales en flexión | b/t | $65/\sqrt{F_y}(c)$ | $\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$ |
| | Patines de perfiles I híbridos o vigas soldadas en flexión | b/t | $65/\sqrt{F_{yf}}$ | $\frac{162}{\sqrt{\frac{F_{yf} - 16.5}{k_e}}}$ (f) |
| | Patines proyectantes de miembros compuestos a compresión | b/t | NA (no aplicable) | $\frac{109}{\sqrt{F_y/k_e}}$ (f) |
| | Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo, patines de canales en compresión axial; ángulos y placas proyectantes de vigas o miembros a compresión | b/t | NA | $95/\sqrt{F_y}$ |
| | Lados de puntales de ángulos simples; lados de puntales de ángulos dobles con separadores; elementos no rigidizados, es decir, soportados a lo largo de un borde | b/t | NA | $76/\sqrt{F_y}$ |
| | Almas de Tés | d/t | NA | $127/\sqrt{F_y}$ |
| Elemento rigidizado | Patines de secciones en caja cuadrada o rectangular y secciones estructurales huecas de espesor uniforme sometidas a flexión o compresión; cubreplacas de patines y placas de diafragmas entre líneas de conectores o soldaduras | b/t | $190/\sqrt{F_y}$ | $238/\sqrt{F_y}$ |

| | | | | |
|---------------------|--|------------------|--|--|
| Elemento rigidizado | Patines de secciones en caja cuadrada o rectangular y secciones estructurales huecas de espesor uniforme sometidas a flexión o compresión; cubreplacas de patines y placas de diafragmas entre líneas de conectores o soldaduras | b/t | $190/\sqrt{F_y}$ | $238/\sqrt{F_y}$ |
| | Ancho no soportado de cubreplacas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso [b] | b/t | NA | $317/\sqrt{F_y}$ |
| | Almas en compresión por flexión [a] | h/t_w | $640/\sqrt{F_y}(c)$ | $970/\sqrt{F_y}(g)$ |
| | Almas en flexión y compresión axial combinadas | h/t_w | para $P_u / \phi b P_y \leq 0.125$ (c) $\frac{640}{\sqrt{F_y}} \left[2.33 - \frac{2.75 P_u}{\phi b P_y} \right]$ | (g) $\frac{970}{\sqrt{F_y}} \left[1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi b P_y} \right]$ |
| | | | para $P_u / \phi b P_y > 0.125$ (c) $\frac{191}{\sqrt{F_y}} \left[2.33 - \frac{P_u}{\phi b P_y} \right] \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$ | |
| | Todos los otros elementos rigidizados, es decir, soportados a lo largo de dos bordes, uniformemente comprimidos | b/t h/t_w | NA | $253/\sqrt{F_y}$ |
| | Secciones circulares huecas en compresión axial | D/t | NA (d) | $3\ 300/F_y$ |
| En flexión | | $2\ 070/F_y$ | $8\ 970/F_y$ | |

- (a) Para vigas híbridas, use la resistencia a la fluencia del patín F_{yf} en vez de F_y .
- (b) Se supone el área neta de la placa en el agujero más ancho.
- (c) Se considera una capacidad de rotación inelástica de 3. Para estructuras en zonas de alta sismicidad, puede requerirse una mayor capacidad de rotación.
- (d) Para diseño plástico use $1\ 300/F_y$.
- (e) F_r = esfuerzo residual de compresión en el patín
= 10 ksi para perfiles laminados
= 16.5 ksi para perfiles soldados
- (f) $K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no menor que $0.35 \leq k_c \leq 0.763$
- (g) Para miembros con patines desiguales, vea el apéndice B5.1. F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero usado.

Tabla 2-4. Razones límites ancho-espesor para elementos a compresión

2.1.4.9 Fórmulas para miembros en compresión

Las especificaciones LRFD proporcionan una fórmula (la de Euler) para columnas largas con pandeo inelástico y una ecuación parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico o de pandeo, F_{cr} , para un elemento a compresión. Una vez calculado este esfuerzo para un elemento particular a compresión, se multiplica por el área de la sección transversal para obtener la resistencia nominal del elemento. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse como sigue:

$$P_n = A_g F_{cr} \tag{Ecuación E2-1 del LRFD}$$

$$P_u = \phi_c A_g F_{cr} \text{ con } \phi_c = 0.85$$

Una fórmula LRFD para F_{cr} es para pandeo inelástico y la otra para pandeo elástico. En ambas ecuaciones λ_c es, en forma fácil de recordar, igual a $\sqrt{F_y/F_e}$ en donde F_e es el esfuerzo de Euler, $\pi^2 E / (KL/r)^2$. Sustituyendo este valor por F_e , obtenemos la forma de λ_c dada en las especificaciones del LRFD

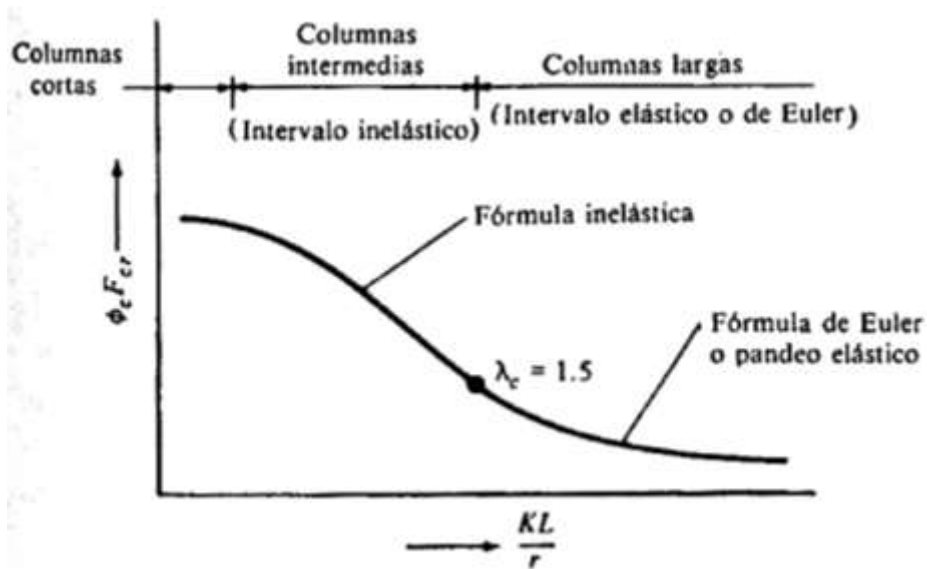


Figura 2-9. Esquema de comportamiento de columnas

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{Ecuación E2-4 del LRFD}$$

Ambas ecuaciones para F_{cr} incluyen los efectos estimados de los esfuerzos residuales y de la falta de rectitud inicial de las columnas. La siguiente fórmula inelástica es de carácter empírico

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2})F_y \text{ para } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{(Ecuación E2-2 del LRFD)}$$

La otra ecuación es para pandeo elástico o de Euler y es la conocida ecuación de Euler multiplicada por 0.877 para considerar el efecto de la falta de rectitud.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right)F_y \text{ para } \lambda_c \geq 1.5 \quad \text{(Ecuación E2-3 del LRFD)}$$

Estas ecuaciones se representan gráficamente en la Figura 2-9.

Estos cálculos rara vez tienen que efectuarse porque el Manual LRFD proporciona valores $\phi_c F_{cr}$ para valores KL/r de 1 a 200 para aceros con $F_y = 36$ ksi y 50 ksi; tales valores se encuentran tabulados en la sexta parte del Manual LRFD en las tablas 3.36 y 3.50. Además el Manual contiene otra tabla (tabla 4)¹⁰ en la cual se presentan esos valores para aceros con cualquier valor de F_y .

2.1.4.10 Relaciones de esbeltez máximas

En la sexta parte, sección B7, las especificaciones LRFD establecen que de *preferencia* los miembros a compresión deben diseñarse con relaciones KL/r menores de 200. El lector puede ver en las tablas 3.36 y 3.50 que los esfuerzos de diseño $\phi_c F_{cr}$ para valores KL/r de 200 son en ambos casos de 18 Mpa (5.33 ksi). Si se requiere usar relaciones de esbeltez mayores, los valores $\phi_c F_{cr}$ serán muy pequeños y entonces será necesario emplear las fórmulas para columnas indicadas en la sección.


Para determinar el esfuerzo de diseño a compresión por usarse en una columna particular es necesario teóricamente, calcular tanto $(KL/r)_x$ como $(KL/r)_y$. Sin embargo, para la mayor parte de las secciones de acero usadas como columnas, r_y es mucho menor que r_x . En consecuencia, para la mayoría de las columnas sólo se calcula $(KL/r)_y$ para luego usarse en las fórmulas apropiadas de columnas.

Para algunas columnas, en especial para las largas, el soporte lateral se aplica perpendicularmente al eje menor, reduciendo así la esbeltez o la longitud libre para pandeo en esa dirección. Esto puede lograrse por

¹⁰ Load and Resistance Factor Design Specifications by AISC, 2000. Tabla 4. p.147

medio de riostras o vigas enmarcadas en los lados de la columna. Por ejemplo, los largueros de pared horizontales dispuestos paralelamente a los muros exteriores de un edificio pueden enmarcarse en los lados de las columnas; resultan así columnas más fuertes y en estos casos es necesario calcular $(KL/r)_x$ y $(KL/r)_y$. La mayor relación obtenida para una columna dada indica cuál es la dirección débil y se usará para calcular el esfuerzo de diseño $\phi_c F_{cr}$ para ese miembro.

Los elementos de arriostramiento deben ser capaces de proporcionar las fuerzas laterales necesarias sin pandearse. Las fuerzas que deben tomar son bastante pequeñas y con frecuencia se estiman conservadoramente igual a 0.02 veces la carga de diseño de la columna. Estos elementos se diseñan igual que los otros miembros a compresión. Un elemento de arriostramiento debe conectarse a otros miembros que puedan transferir la fuerza horizontal por cortante al siguiente nivel restringido. Si esto no se hace así, se proporcionará poco soporte lateral a la columna considerada.

Si la riostra para el soporte lateral consta de una sola barra () ésta no impedirá el pandeo torsionante de la columna. Como el pandeo torsionante es un problema difícil de tratar, debe proporcionarse soporte lateral que prevenga el movimiento tanto lateral como rotacional.

Las columnas de acero también pueden colocarse dentro de muros de mampostería de manera que queden soportadas lateralmente en la dirección débil. El proyectista debe ser muy cuidadoso al suponer el soporte lateral total paralelo al muro, ya que un muro mal construido no proporciona 100% de soporte lateral.

2.1.5 Miembros sujetos a esfuerzos de tensión

Los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión. Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión, puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. Ellos se usan en varios tipos de estructuras que incluyen miembros de armaduras, cables en puentes colgantes y atirantados, arriostramiento para edificios y puentes y cables en sistemas de techos colgantes. Puede usarse cualquier configuración de sección transversal, ya que para cualquier material, el único factor que determina la resistencia es el área transversal. Las barras circulares y los perfiles angulares rolados son comúnmente usados. Las secciones formadas con perfiles rolados o una combinación de perfiles rolados y placas son a veces usadas cuando deben resistirse grandes cargas. La configuración compuesta más comúnmente usada es probablemente la sección de ángulo doble, mostrada en la figura 1-9 junto con otras secciones

transversales típicas. Como el uso de esta sección es tan amplio, se incluyen en el *Manual de Construcción en Acero* del AISC varias combinaciones de ángulos.

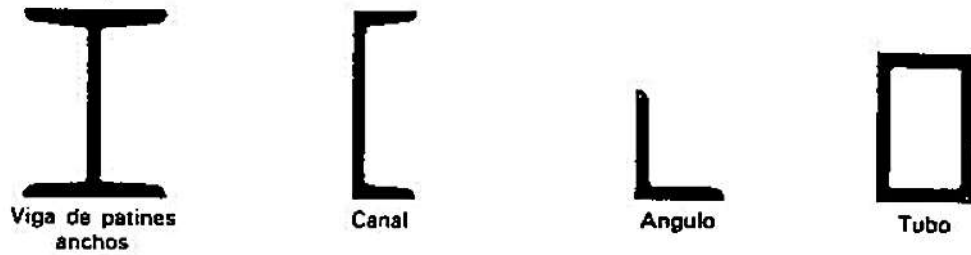


Figura 2-10. Ejemplos de sección transversal de elementos a tensión

Si tenemos un miembro a tensión con agujeros para tomillos, éste puede fallar por fractura de la sección neta que pasa por los agujeros; esta carga de falla puede ser más pequeña que la carga requerida para plastificar la sección bruta alejada de los agujeros.

El esfuerzo de un miembro axialmente cargado en tensión está dado por:

$$f = \frac{P}{A}$$

Donde:

P = Es la magnitud de la carga.

A.= Es el área de la sección transversal normal a la carga.

Si el área de la sección trasversal del miembro en tensión varía a lo largo de su longitud, el esfuerzo es una función de la sección particular a considerar. La presencia de agujeros en un miembro también influye en el esfuerzo de la sección transversal a considerar.

Las especificaciones LRFD estipulan que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, $\phi_t P_n$, será la menor de los valores obtenidos usando las dos expresiones expuestas a continuación

- Si se trata del análisis de miembros a tensión donde la falla se produce por la fluencia de la sección bruta, se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$P_n = F_y A_g \quad \text{(Ecuación D1-1 LRFD)}$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g, \text{ con } \phi_t = 0.90$$

- Mientras que si se trata del análisis de miembros a tensión por fractura de la sección neta, conocida como sección neta el área de la sección considerando la resta del espacio comprendido por los agujeros destinados a los tornillos, el análisis se logra usando las siguientes expresiones:

$$P_n = F_u A_e \quad (\text{Ecuación D1-2 LRFD})$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e, \text{ con } \phi_t = 0.75$$

Donde:

F = Es el esfuerzo de fluencia del acero estructural especificado

F_u = Es el esfuerzo último de tensión del acero estructural especificado.

A_e = Es el área neta efectiva que supone la tensión en la sección a través de los Agujeros

El área efectiva A_e es el área que resiste la tensión en la sección a través de los agujeros. Generalmente esta área es menor al área neta real A_n .

Para las conexiones atornilladas el área efectiva es:

$$A_e = U A_n$$

Para las conexiones soldadas el área efectiva es:

$$A_e = U A_g$$

donde el factor de reducción U se encuentra dado por la siguiente ecuación:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.9 \quad (\text{Ecuación B3-2 AISC})$$

Donde \bar{x} es la distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión y L es la longitud de la conexión. Si un miembro tiene dos planos simétricamente localizados de conexión, r se mide desde el centroide de la mitad del área más cercana. A continuación se muestra en la Figura 2-10 la distancia x para algunas secciones transversales.

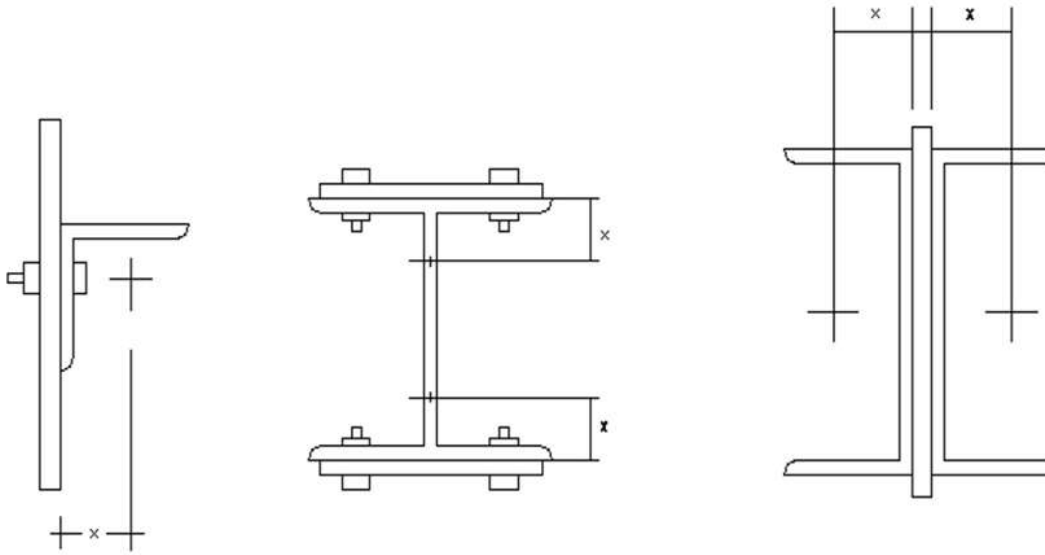


Figura 2-11. Distancia x para algunas secciones comunes.

También se pueden utilizar los llamados valores promedio de U para conexiones atornilladas; éstas se basan en 2 amplias categorías de conexiones: aquellas con dos sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada y aquellas con tres o más por línea. Se dan sólo tres valores diferentes para las condiciones siguientes.

- Para perfiles W, M y S que tienen una razón ancho a peralte de por lo menos $2/3$ y están recortados a través de los patines con por lo menos tres sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada. $U = 0.90$
- Para todos los otros perfiles, incluyendo perfiles compuestos con por lo menos tres sujetadores por línea. $U = 0.85$
- Para todos los miembros con solo dos sujetadores por línea. $U = 0.85$.

Al diseñar elementos a tensión se debe considerar también el fenómeno conocido como bloque de cortante. Esto quiere decir que la falla de un miembro a tensión puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular. A continuación se muestra el ejemplo de una falla posible debida a bloque de cortante. (Figura 2-12). En estas situaciones es posible que un bloque de acero se desgarre.

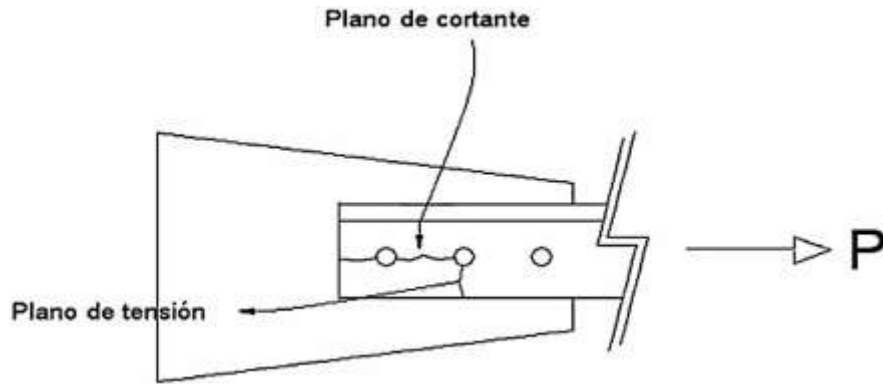


Figura 2-12. Bloque de cortante

Respecto a lo estipulado en la especificación LRFD J4.3, se establece que la resistencia de diseño debida a bloque de cortante se determina considerando el valor mayor de:

- El resultado del cálculo de la resistencia por fractura a tensión de la sección neta en una dirección y sumando a ese valor la resistencia de fluencia por cortante en el área total del segmento perpendicular.
- El resultado del cálculo de la resistencia a la fractura por cortante en el área total sujeta a tensión y sumando a este valor la resistencia a la fluencia por tensión en el área neta del segmento perpendicular sujeto a cortante.

Para fluencia por cortante y fractura en tensión, la resistencia de diseño es:

$$\phi R_n = \phi \cdot (0.6F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt})$$

Para fractura por cortante y fluencia en tensión, la resistencia de diseño es:

$$\phi R_n = \phi \cdot (0.6F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt})$$

Donde:

A = Área gruesa a cortante del bloque estudiado.

$A_{n.}$ = Área neta a tensión del bloque estudiado.

A_m = Área neta a cortante del bloque estudiado.

A_{gt} = Área gruesa a tensión del bloque estudiado.

En las dos ecuaciones mencionadas anteriormente, $\phi = 0.75$. Como estado límite de fractura, la ecuación gobernante será la que contenga el mayor término de fractura.

Para llevar a cabo el diseño de miembros en tensión es necesario considerar una limitante en la relación de esbeltez: esta será satisfecha si:

$$r \geq \frac{L}{300}$$

Donde r corresponde al radio de giro mínimo de la sección transversal y L corresponde a la longitud del miembro a diseñar.

2.1.5.1 Miembros en tensión en armaduras de techo

Muchos de los miembros en tensión que usan los ingenieros estructuristas son componentes de armaduras. Y en las estructuras estudiadas en este trabajo, son considerablemente sometidas a efecto de tensión.

Cuando las armaduras se usan en edificios, ellas usualmente funcionan como los elementos principales de soporte de los sistemas de techo donde se requieren grandes claros. Ellas se usan cuando el costo y peso de una viga es prohibitivo. (Se puede considerar que una armadura es una viga de gran peralte con gran parte de su alma retirada). Las armaduras de techo se usan a menudo en edificios industriales, aunque la construcción de este tipo ha sido remplazada en gran medida por marcos rígidos. En la Figura 2-13 se ilustra la construcción típica de techo con armaduras soportadas por muros de carga. En este tipo de construcción, un extremo de la conexión entre la armadura y los muros puede usualmente considerarse como articulada y el otro extremo como soportado sobre rodillo. La armadura puede entonces analizarse como una estructura estáticamente determinada. Los muros de soporte pueden ser de concreto reforzado, de bloques de concreto, de ladrillo, o de una combinación de esos materiales.

Las armaduras de techo son normalmente espaciadas uniformemente a lo largo de la longitud del edificio y unidas entre sí por medio de vigas longitudinales llamadas *polines* y por arriostamiento en X. La función principal de los polines es transferir las cargas a la cuerda superior de la armadura, pero ellos pueden también actuar como parte del sistema de arriostamiento. El arriostamiento es usualmente proporcionado en los planos de las cuerdas superior e inferior, pero no se requiere en cada crujía porque las fuerzas laterales pueden ser transferidas de una cuerda arriostrada a la otra por medio de los polines.

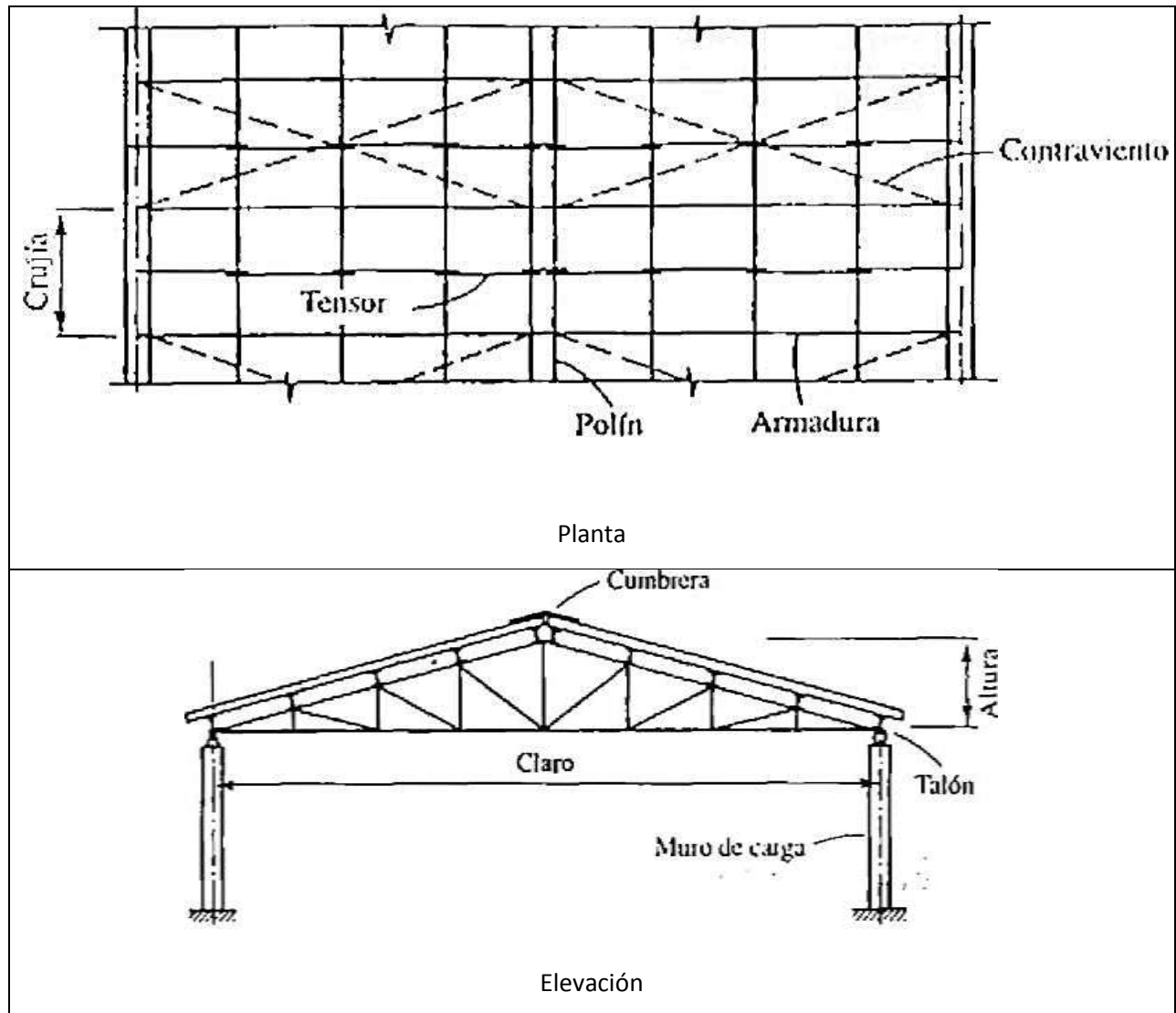


Figura 2-13. Estructura de armadura de tipo Howe típica en un techo sobre muros de carga

Idealmente, los polines se sitúan en los nudos de la armadura por lo que ésta puede tratarse como una estructura conectada por pasadores y cargada sólo en los nudos. Sin embargo, algunas veces, la cubierta del techo no puede salvar la distancia entre nudos y pueden ser entonces necesarios polines intermedios. En tales casos, la cuerda superior estará sometida a una flexión considerable así como a una compresión axial y debe ser diseñada como una viga-columna.

Los tensores son miembros en tensión usados para proporcionar soporte lateral a los polines. La mayor parte de las cargas aplicadas a los polines son verticales, por lo que habrá una componente paralela a un techo inclinado, que ocasiona que los polines se flexionen en esa dirección (Figura 2-14).

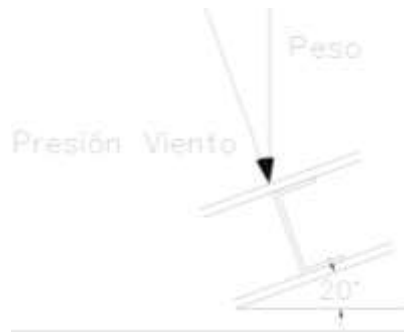


Figura 2-14. Incidencia de la carga sobre los polines

Los tensores pueden situarse en el punto medio, en los puntos tercios, o a intervalos más frecuentes a lo largo de los polines, dependiendo de la cantidad de soporte necesario. El intervalo es una función de la separación entre armaduras, de la pendiente de la cuerda superior, de la resistencia del polín a este tipo de flexión (la mayoría de los perfiles usados para polines son muy débiles en este aspecto), y la cantidad de soporte proporcionada por la estructura de techo. Si se usa una cubierta metálica, ésta estará por lo general rígidamente unida a los polines y los tensores pueden entonces no ser necesarios. Sin embargo, algunas veces el peso del polín mismo es suficiente para causar problemas y los tensores pueden ser necesarios para proporcionar soporte durante la construcción antes de que se coloque la cubierta.

Si se usan tensores, ellos se diseñan para soportar la componente de las cargas de techo paralelas a éste. Se supone que cada segmento entre polines soporta todo lo que está abajo de él; el tensor superior se diseña entonces para la carga sobre el área de techo tributaria al tensor, del talón de la armadura a la cumbrera, como se muestra en la Figura 2-15. Aunque la fuerza será diferente en cada segmento de tensor, la práctica usual es usar un solo tamaño. La cantidad adicional de material en consideración es insignificante y el uso del mismo tamaño para cada segmento elimina la posibilidad de una confusión durante la construcción.

En la Figura 2-15 se muestra un posible tratamiento de la cumbrera. El tirante entre los polines de cumbrera debe resistir la carga de todos los tensores a cada lado. La fuerza de tensión en este miembro horizontal tiene como una de sus componentes la fuerza en el segmento superior del tensor. Un diagrama de cuerpo libre de un polín de cumbrera ilustra este efecto, como se muestra en la Figura 2-15

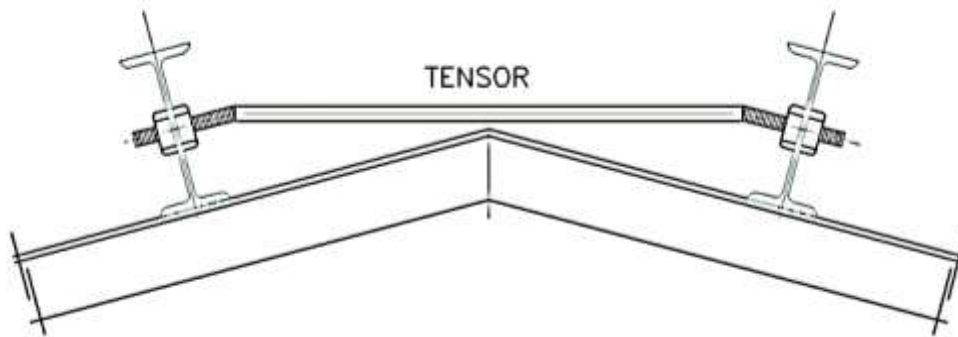


Figura 2-15. Diagrama de cuerpo libre para un tensor en cumbrera

Para la geometría y carga usual en armaduras, la cuerda inferior estará en tensión y la cuerda superior estará en compresión. Algunos miembros de la celosía o alma estarán en tensión y otros en compresión. Cuando se incluyen los efectos del viento y se consideran diferentes direcciones posibles de éste, la fuerza en algunos miembros de la celosía puede alternar entre tensión y compresión. En este caso, el miembro afectado debe diseñarse para funcionar tanto como miembro en tensión como miembro en compresión.

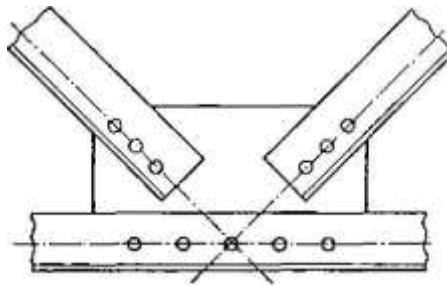


Figura 2-16. Placa de conexión entre la cuerda inferior a tensión y miembros de la celosía

En armaduras atornilladas, las secciones de ángulo doble son a menudo usadas tanto para las cuerdas como para la celosía, Este diseño facilita la conexión de miembros que se unen en un nudo al permitirse el uso de una sola placa de nudo, como se ilustra en la Figura 2-16. Cuando se usan perfiles T como miembros de cuerdas en armaduras soldadas, los ángulos de la celosía pueden usualmente soldarse al alma de la T. Si la fuerza en un miembro de la celosía es pequeña, pueden usarse ángulos simples, aunque al hacerlo así se elimina el plano de simetría de la armadura y el miembro de la celosía queda cargado excéntricamente. Los miembros de las cuerdas son usualmente fabricados con piezas continuas o empalmados en caso necesario.

El hecho que los miembros de las cuerdas son continuos y los nudos son atornillados o soldados, invalidaría aparentemente la hipótesis de que la armadura está conectada por pasadores. La rigidez de los nudos introduce cierto momento flexionante en los miembros, pero éste es usualmente pequeño y se

considera como un efecto secundario. La práctica usual es despreciarlo. Sin embargo, la flexión causada por cargas aplicadas directamente a miembros entre los nudos (panel), debe Contarse en consideración.

Las *líneas de trabajo* de los miembros en una armadura apropiadamente diseñada se cruzan en la intersección *de trabajo* de cada nudo. Para una armadura atornillada, las líneas de lomillos son las líneas de trabajo y en armaduras soldadas, los ejes centroidales de las soldaduras son las líneas de trabajo. Una hipótesis en el procedimiento usual de análisis de armaduras es que las longitudes de los miembros se miden de punto de trabajo a punto de trabajo.

2.1.6 Miembros sometidos a esfuerzos flexionantes

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión. Si esta presente también una cantidad considerable de carga axial el miembro se llama viga columna. Las vigas están dispuestas horizontalmente y sometidas a cargas verticales aunque este no es necesariamente el caso. Se dice que un miembro estructural es una viga si esta cargado de manera que se genera flexión en el.

Los perfiles más comúnmente usados son los W, S y M. Los perfiles dispuestos por placas son considerados como travesaños armados pero las especificaciones AISC distinguen las vigas de las travesaños armados con base en la razón de ancho a espesor del alma. La Figura 2-17 muestra un perfil rolado en caliente y un perfil compuesto junto con las dimensiones usadas para fijar la razón ancho a espesor. Si $\frac{h}{f_w} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$ el miembro debe tratarse como una viga, independientemente de que sea un perfil rolado o compuesto.

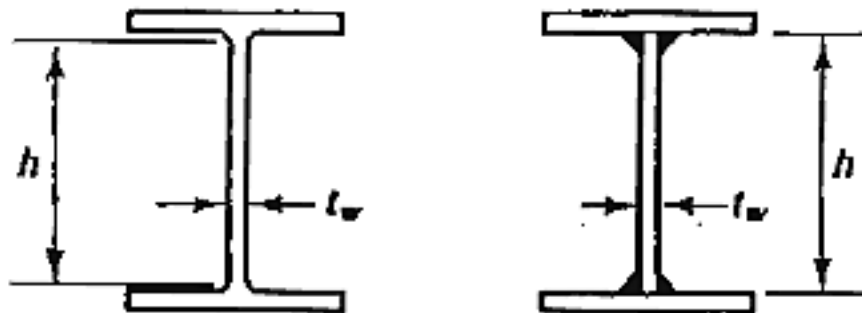


Figura 2-17. Perfiles de viga

Si $\frac{h}{f_w} > \frac{970}{\sqrt{F_y}}$ el miembro es considerado como trabe armada. Debido a la esbeltez del alma, las trabes armadas requieren consideraciones especiales con respecto a su utilización como vigas.

Para vigas, la relación básica entre los efectos de las cargas y la resistencia es

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

Donde

M_u = combinación gobernante de momentos por cargas factorizadas

ϕ_b = factor de resistencia para vigas = 0.90

M_n = resistencia nominal por momento

La resistencia de diseño $\phi_b M_n$ se llama también momento de diseño.

2.1.6.1 Esfuerzo de Flexión y momento Plástico

Para determinar la resistencia nominal por momento M_n , debemos en primer lugar revisar el comportamiento de las vigas en todo el intervalo de carga, desde muy pequeñas cargas hasta el punto de colapso. Considere la viga mostrada en la Figura 2-18a que esta orientada de manera que la flexión es respecto al eje principal mayor. Para un material elástico lineal y deformaciones pequeñas, la distribución del esfuerzo de flexión será como se muestra en la Figura 2-18b, con el esfuerzo supuesto uniforme a través del ancho de la viga. Según la mecánica de materiales el esfuerzo en cualquier punto puede encontrarse con la formula de la flexión

$$f_b = \frac{M_y}{I_x}$$

donde M_y es el momento flexionante en la sección transversal bajo consideración y e es la distancia perpendicular del plano neutro al punto de interés e I_x es el momento de inercia del área de la sección transversal con respecto al eje neutro. Para un material homogéneo, el eje neutro coincide con el eje centroidal, La ecuación anterior se basa en al hipótesis de que se tiene una distribución lineal de deformaciones unitarias de la parte superior a la inferior que a su vez se basa en la hipótesis de que las secciones transversales planas antes de la flexión permanecen planas después de que ha ocurrido esta. Además, la sección transversal de la viga debe tener un eje vertical de simetría y las cargas deben estar contenidas en el plano longitudinal en el que se encuentra este eje.

El esfuerzo máximo ocurre en la fibra extrema donde y es máxima. Hay entonces dos máximos; un esfuerzo máximo de compresión en la fibra superior y un esfuerzo máximo de tensión en la fibra inferior

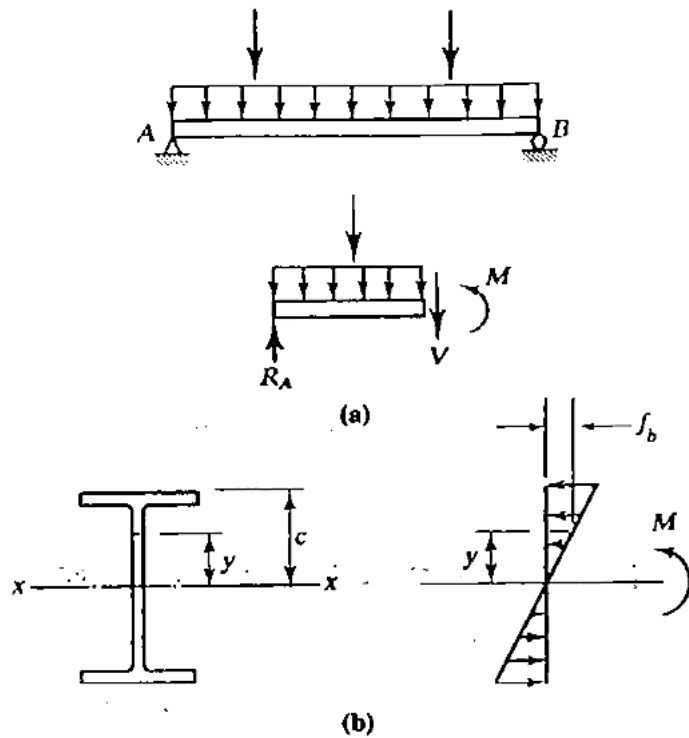


Figura 2-18. Comportamiento de la sección transversal ante cargas en viga.

Si el eje neutro es un eje de simetría, esos dos esfuerzos serán iguales en magnitud, Para el esfuerzo máximo, la ecuación anterior toma la forma

$$f_{max} = \frac{M_c}{I_x} = \frac{M}{I_x I_c} = \frac{M}{S_x}$$

Donde, M_c es la distancia perpendicular del eje neutro a la fibra extrema y S_x es el modulo de sección elástico de la sección transversal. Para cualquier sección transversal este modulo es constante. Para una sección asimétrica, S_x tendrá dos valores; uno para la fibra extrema superior y otro para la fibra extrema inferior.

Las ecuaciones anteriores son validas cuando las cargas son suficientemente pequeñas para que el material permanezca dentro de su rango elástico lineal. Para el acero estructural esto significa que el esfuerzo f_{max} no debe exceder F_y y que el momento flexionante no debe exceder $M_y = F_y S_x$ donde M_y es el momento flexionante de fluencia

En la Figura 2-19, una viga simplemente apoyada con una carga concentrada en el centro del claro se muestra en etapas sucesivas de carga. Una vez que la fluencia comienza, la distribución del esfuerzo sobre

la sección transversal dejara de ser lineal y la fluencia se extenderá longitudinalmente desde el centro de la viga conforme al momento flexionante M_y se alcanza en mas localidades, Esas regiones en fluencia están indicadas por las áreas sombreadas en la Figura 2-19c y d.

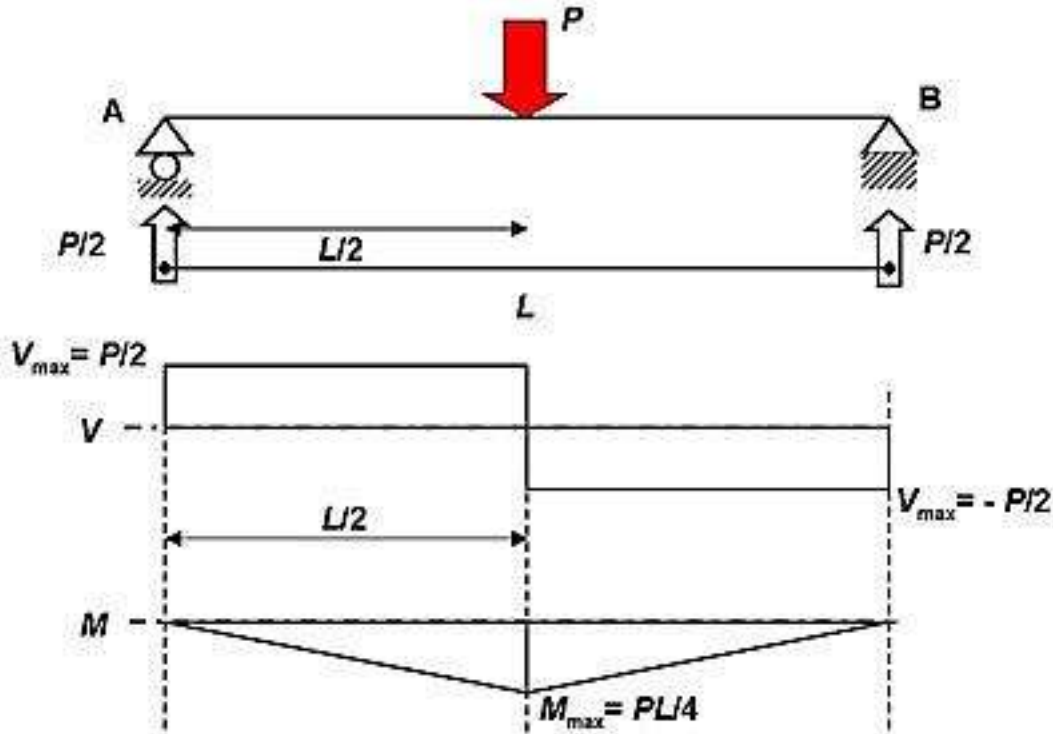


Figura 2-19. Comportamiento de viga cargada en el centro del claro simplemente apoyada

En la Figura 2-19b, la fluencia ha empezado apenas. En la Figura 2-19c, la fluencia ha llegado al alma y en la Figura 2-19d toda la sección transversal ha fluído. El momento adicional requerido para llevar la viga de la etapa b a la etapa d es, en promedio, aproximadamente 12% del momento de fluencia M_y para perfiles W. Una vez alcanzado la etapa d, cualquier incremento adicional en la carga causara el colapso, ya que todos los elementos de la sección transversal han alcanzado la meseta de fluencia de la cuerda esfuerzo deformación unitaria y se tendrá un flujo plástico no restringido.

Se dice que se ha formado una articulación plástica en el centro de la viga y esta articulación junto con las reales en los extremos de la viga constituyen un mecanismo inestable. Durante el colapso plástico, el movimiento del mecanismo será como se muestra en la Figura 2-20a. El análisis estructural basado en una consideración de mecanismos de colapso se llama análisis plástico,

La capacidad por momento plástico que es el momento requerido para formar la articulación plástica, puede calcularse fácilmente a partir de un estudio de la distribución de esfuerzo correspondiente, En la Figura 2-20b se muestran las resultantes de los esfuerzos de compresión y de tensión, donde A_c es el área de la sección transversal sometida a compresión y A_t es el área en tensión. Esas son las áreas arriba y abajo del eje neutro plástico que no es necesariamente el mismo que el eje neutro elástico, del equilibrio de fuerzas.

$$C = T$$

$$A_c F_y = A_t F_y$$

$$A_c = A_t$$

El eje neutro plástico divide entonces a la sección transversal en dos áreas iguales, Para perfiles que son simétricos respecto al eje de flexión, los ejes neutros elástico y plástico son el mismo. El momento plástico M_p es el par resistente formado por las dos fuerzas iguales y opuestas, o

$$M_p = F_y(A_c)a = F_y(A_t)a = F_y\left(\frac{A}{2}\right)a = F_y Z$$

Donde

A = área de toda la sección transversal

a = distancia entre los centroides de las dos medias áreas

$Z=(A/2)a$ = Modulo de sección plástico

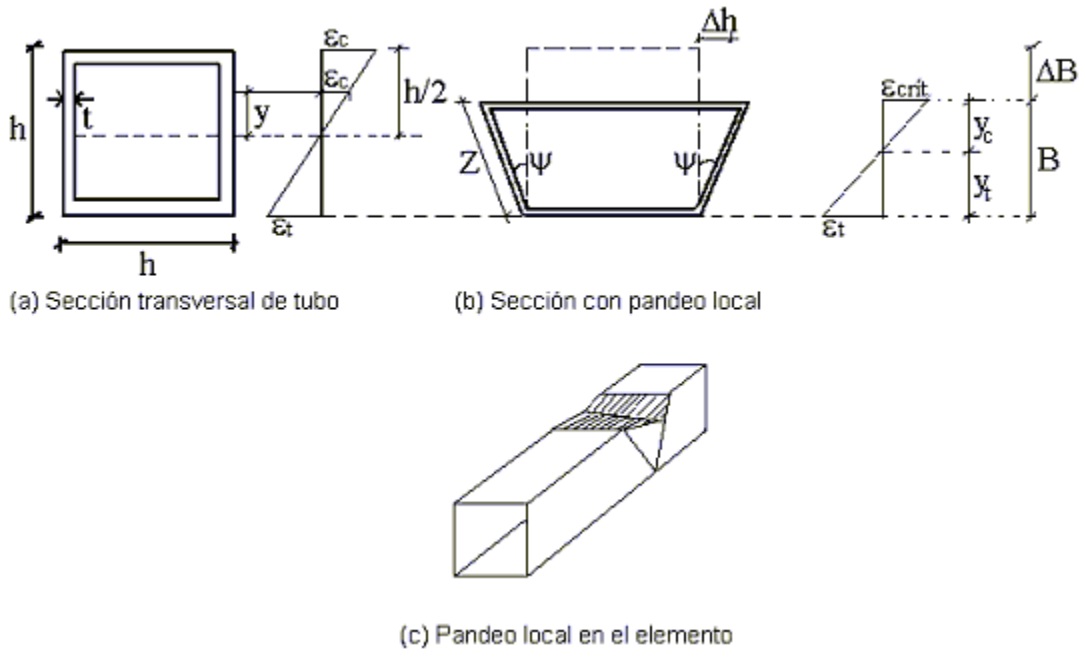


Figura 2-20. Comportamiento de una viga ante una articulación plástica

2.1.6.2 Clasificación de perfiles

El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho-espesor. Para los perfiles I y H, La razón para el patín proyectante un elemento no atiesado es $b_f/2t_f$ y la razón para el alma es h/t_w . La clasificación de los perfiles se encuentra en la sección B5 de las especificaciones, llamada pandeo local en la tabla B.5.1. Esta puede resumirse como sigue:

λ = Razón ancho espesor

λ_p = límite superior para la categoría de compactas

λ_r = límite superior para la categoría de no compactas

Entonces,

Si $\lambda \leq \lambda_p$ y el patín esta conectado en forma continua al alma, la sección es compacta

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ la sección es no compacta; y

Si $\lambda > \lambda_r$ la sección es esbelta

La categoría se basa en la peor razón ancho espesor de la sección transversal. Si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se clasifica como no compacta.

2.1.6.3 Resistencia por flexión de perfiles compactos

Una viga puede fallar al alcanzarse en ella el momento M_p y volverse totalmente plástica, o puede fallar por:

- Pandeo lateral-torsional
- Pandeo local del patín
- Pandeo local del alma

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica, Sino es así se llama inelástica.

Por conveniencia clasificamos las vigas como compactas, no compactas y esbeltas y luego determinamos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral .El análisis aquí se aplica a dos tipos de vigas:

1. Perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil y
2. Canales flexionadas respecto al eje fuerte y cargados a través del centro de cortante o restringidas contra torsión (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión).

Perfiles compactos son aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos de ancho espesor para el patín y el alma:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad y \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente por lo que el patín debe revisarse. La mayoría de perfiles cumplirán también los requisitos de patín y por tanto serán clasificados como compactos. Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia nominal por momento M_n es la capacidad total por momento plástico M_p del perfil. Para miembros con soporte lateral inadecuado la resistencia por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea este elástico o inelástico.

La primera categoría, es decir, vigas compactas lateralmente, es bastante común y es el caso mas simple. La sección F1.1 del AISC da la resistencia nominal como:

$M_n = M_p$, donde $M_p = F_y Z \leq 1.5M_y$.

El límite de $1.5M_y$ para M_p es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando $F_y Z \leq 1.5F_y S$ o $Z/S \leq 1.5$

Para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte, Z/S será siempre ≤ 1.5 . Aunque para perfiles I y H flexionados respecto al eje menor Z/S nunca será ≤ 1.5

La resistencia por momento de perfiles compactos es una función de la longitud no soportada L_b definida como la distancia entre puntos de soporte lateral o arriostramiento. La relación entre la resistencia nominal M_n y la longitud no soportada se muestra en la Figura 2-21. Si la longitud no soportada no es mayor que L_p se considera que la vía tiene soporte lateral total y entonces $M_n = M_p$, si L_b es mayor que L_p pero menor que o igual al parámetro L_r . La resistencia se basa en el PLT elástico. Si L_b es mayor que L_r la resistencia se basa en el PLT elástico.

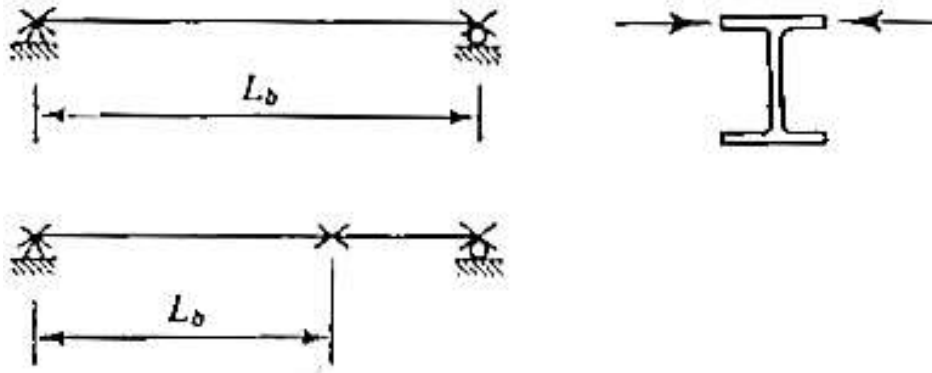


Figura 2-21. Comportamiento de viga ante la aplicación M_n en una distancia L_b

La ecuación para resistencia por pandeo lateral torsionante elástico teórico puede encontrarse en el libro Theory of Elastic Stability (Timoshenko y Gere 1961) con algunos cambios en la notación es:

$$M_n = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right) I_y C_w}$$

Donde

L_b = Longitud no soportada in

G = Modulo de cortante =11200 ksi para acero estructural

J = Constante de Torsión in⁴

C_w =Constante de alabeo in⁶

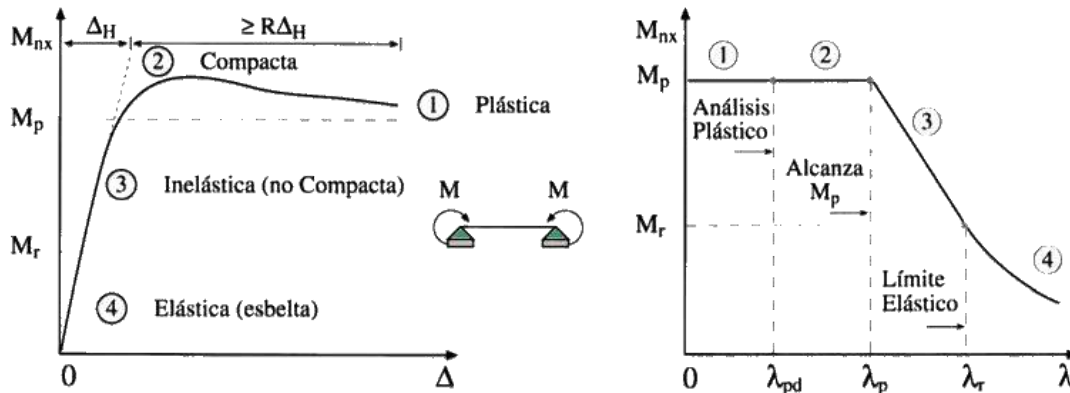


Figura 2-22. Gráfica de la Relación el Momento y la longitud soportada L_b

Si el momento cuando el pandeo lateral torsionante ocurre es mayor que el momento correspondiente a la primera fluencia, la resistencia se basa en el comportamiento elástico. El momento correspondiente a la primera fluencia es

$$M_y = F_L S_x \quad \text{(Ecuación F1-7 AISC)}$$

donde F_L es la menor de las cantidades $(F_{yf}-F_r)$ y F_{yw} . En esta expresión, el esfuerzo de fluencia del patín se reduce por F_y o esfuerzo residual. Para un miembro no híbrido $F_{yf}=F_{yw}=F_y$ y F_L será siempre igual a F_y-F_r . Se puede reemplazar F_L por F_y-F_r por ejemplo rescribimos la ecuación anterior de la forma

$$M_y = (F_y - F_r) S_x$$

donde el esfuerzo residual F_r es 10 ksi para perfiles rolados y 16.5 ksi para perfiles compuestos soldados. Como se muestra en la figura 2-21, la frontera entre el comportamiento elástico e inelástico será para una longitud no soportada de L_r que es el valor de L_b obtenido de la ecuación cuando M_n se hace igual a M_r , Se obtiene la siguiente ecuación:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} \quad \text{(Ecuación F1-6 AISC)}$$

Donde

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ A}{2}} \quad X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2$$

Igual que con las columnas, el comportamiento inelástico de las vigas es más complicado que el comportamiento elástico y se usan a menudo formulas empíricas. Con una pequeña modificación, la siguiente ecuación es usada por el AISC

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

Donde

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} \quad \text{(Ecuación F1-4 AISC)}$$

La resistencia nominal por flexión de vigas compactas es completamente descrita por las ecuaciones de M_n^{11} , sujeta a un limite superior de M_p para vigas metálicas, siempre que el momento aplicado sea uniforme sobre la longitud no soportada L_b . Si se tiene un gradiente de momento las ecuaciones de M_n deben modificarse por un factor C_b . Este factor es dado de la sección F1.2 del AISC como:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad \text{(Ecuación F1-3 AISC)}$$

Donde,

M_{max} = Valor absoluto del momento máximo dentro de la longitud no soportada (incluidos los puntos extremos)

M_A =valor absoluto del momento en el punto cuarto de la longitud no soportada

M_B =valor absoluto del momento en el centro de la longitud no soportada

M_C =valor absoluto del momento en el punto tres cuartos de la longitud no soportada

Cuando el momento flexionante es uniforme, el valor de C_b es

$$C_b = \frac{12.5M}{2.5M + 3m + 4M + 3M} = 1.0$$

Para vigas en voladizo no soportadas, el AISC especifica un valor de C_b de 1.0. Un valor de 1.0 es siempre conservador independientemente de la configuración de la viga o de la carga, pero en algunos casos puede ser excesivamente conservador. La especificación completa de la resistencia nominal para perfiles compactos puede ahora resumirse

¹¹

$$M_n = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right) I_y C_w} \quad y \quad M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

Para $L_b \leq L_p$

$$M_n = M_p \leq 1.5M_y \quad (\text{Ecuación F1-1 AISC})$$

Para $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ecuación F1-2 AISC})$$

Para $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (\text{Ecuación F1-12 AISC})$$

Donde

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (\text{Ecuación F1-13 AISC})$$

$$= \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}}$$

Resistencia por Flexión de Perfiles no compactos

Como se indico antes la mayoría de perfiles W, M y S son compactos para $F_y=36$ ksi y $F_y=50$ ksi. Unos cuantos son no compactos debido a la razón ancho espesor del patín pero ninguno es esbelto. Por esto, las Especificaciones AISC tratan los miembros en flexión no compactos y esbeltos en un apéndice F.

En general, un viga puede fallar por pandeo lateral torsionante, por pandeo local del patín o por pandeo local del alma. Cualquiera de esos tipos de falla puede ocurrir en el rango elástico o en el rango inelástico. Las almas de todos los perfiles rolados dados en el Manual AISC son compactas, por lo que los perfiles no compactos están expuestos solo a los estados limite de pandeo lateral torsionante y de pandeo local del patín. Las resistencias correspondientes a ambos estados limite deben calcularse y gobernara el valor mas pequeño del Apéndice F del AISC con

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, el patín es no compacto, el pandeo será inelástico y

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

donde

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

$$\lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - F_r}}$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_x$$

F_r =Esfuerzo residual =10Ksi para perfiles rolados

La identificación de los perfiles no compactos es facilitada por la tabla de selección para Diseño por Factor de Carga. Los perfiles no compactos están marcados por pies de pagina que especifican si el perfil es no compacto para $F_y=36$ ksi o para $F_y=50$ Ksi. Los perfiles no compactos son también tratados diferentemente en las siguientes maneras. Para perfiles no compactos, los valores tabulados son en realidad valores de resistencia de diseño basada en el pandeo local del patín.

Deflexión

Una estructura además de ser segura, debe tener propiedades de servicio para funcionar satisfactoriamente, sin causar ninguna incomodidad percepciones de inseguridad a los ocupantes o usuarios de la estructura. Para una viga esto usualmente significa que las deformaciones principalmente la deflexión vertical deben ser limitadas. Una deflexión excesiva es usualmente una indicación de que se trata de una viga muy flexible que puede producir un problema de carácter vibratorio. La deflexión misma puede causar problemas si los elementos unidos a la viga pueden dañarse con pequeñas distorsiones, además los usuarios de la estructura pueden ver las grandes deflexiones negativamente y suponer equivocadamente que la estructura no es segura.

Para el caso común de una viga simplemente apoyada y cargada uniformemente como la mostrada en la figura 2-22 la deflexión vertical máxima es

$$\frac{5}{384} = \frac{wL^4}{EI}$$

La deflexión es un estado límite de servicio, no de resistencia por lo que las deflexiones deben calcularse siempre con cargas de servicio.

El límite apropiado para la deflexión máxima depende de la función de la viga y de la probabilidad del daño resultante de la deflexión. Las especificaciones AISC proporcionan escasa ayuda sobre este tema en sus Consideraciones de Diseño de Servicio. Los siguientes valores son para deflexiones típicas máximas permisibles totales (carga muerta de servicio más carga viva de servicio).

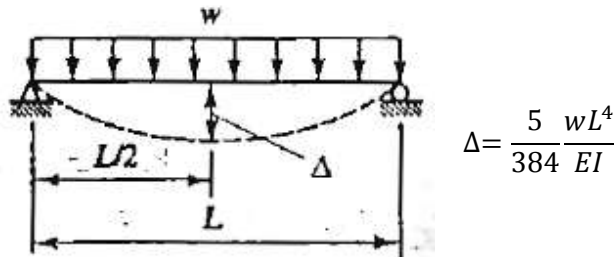
Construcción enyesada $\frac{L}{360}$

Construcción de Piso no enyesado $\frac{L}{240}$

Construcción de techo no enyesado $\frac{L}{180}$

Donde L es la longitud del claro

A veces es necesario usar un límite numérico para la deflexión en vez de una fracción del claro. A veces se pone un límite a la deflexión causada solo por las cargas vivas, ya que las deflexiones para carga muerta pueden a menudo compensarse durante la fabricación y la construcción.



$$\Delta = \frac{5 w L^4}{384 E I}$$

Figura 2-23. Esquema para formula de deflexión.

El encharcamiento es un problema de deflexión que afecta la seguridad de una estructura. Es un peligro potencial en sistemas de techos planos que pueden atrapar el agua de lluvia. Si los drenes están obstruidos durante una tormenta, el peso del agua ocasionará que el techo se deflexiones proporcionando así un deposito para contener más agua. Si este proceso continua la consecuencia puede ser el colapso. Las especificaciones AISC requieren que el sistema de techo tenga suficiente rigidez para impedir el encharcamiento y prescriben límites a los momentos de inercia y otros parámetros en la sección K2 sobre encharcamiento

Diseño

El diseño de una viga implica la selección de un perfil que tenga suficiente resistencia y que cumpla los requisitos de servicio. En lo que se refiere a la resistencia. La flexión es casi siempre más crítica que el cortante, por lo que la práctica usual es diseñar por flexión y luego revisar por cortante. El proceso de diseño puede delimitarse como sigue:

1. Calcule el momento de carga factorizada M_u . Será el mismo que la resistencia de diseño requerida $\phi_b M_n$. El peso de la viga es parte de la carga muerta pero en este momento se desconoce. Puede suponerse un valor o el peso puede ignorarse inicialmente y revisarse después de que un perfil se ha escogido
2. Seleccione un perfil que satisfaga este requisito de resistencia. Esto puede hacerse de dos maneras
 - a. Suponga un perfil, calcule la resistencia de diseño y compárela con el momento por carga factorizada. Revise en caso necesario. El perfil de prueba puede seleccionarse fácilmente en solo un número limitado de situaciones
 - b. Use las cartas de diseño de vigas de la parte 4 del Manual LRFD
3. Revise la resistencia por cortante
4. Revise la deflexión

2.1.7 Elementos sujetos a flexión y compresión combinadas

Las columnas que son parte de una estructura de acero, soportan en la mayoría de las veces, momentos flexionantes, además de sus cargas usuales de compresión. El montaje de los elementos estructurales es impreciso, porque las cargas axiales no se encuentran exactamente sobre las columnas, esto debido a que los elementos estructurales no permanecen estacionarias, en adición a la carga axial, deben soportar cargas laterales y transmitir momentos entre sus extremos quedando sometidos a esfuerzos combinados debidos a carga axial y a momentos.

Para estructuras aporricadas, donde la columna es parte del pórtico la solución ideal es analizar toda la estructura, pero se analiza según el método tradicional que consiste en aislar el miembro individual como base para el diseño, como se muestra en la Figura 2-24.

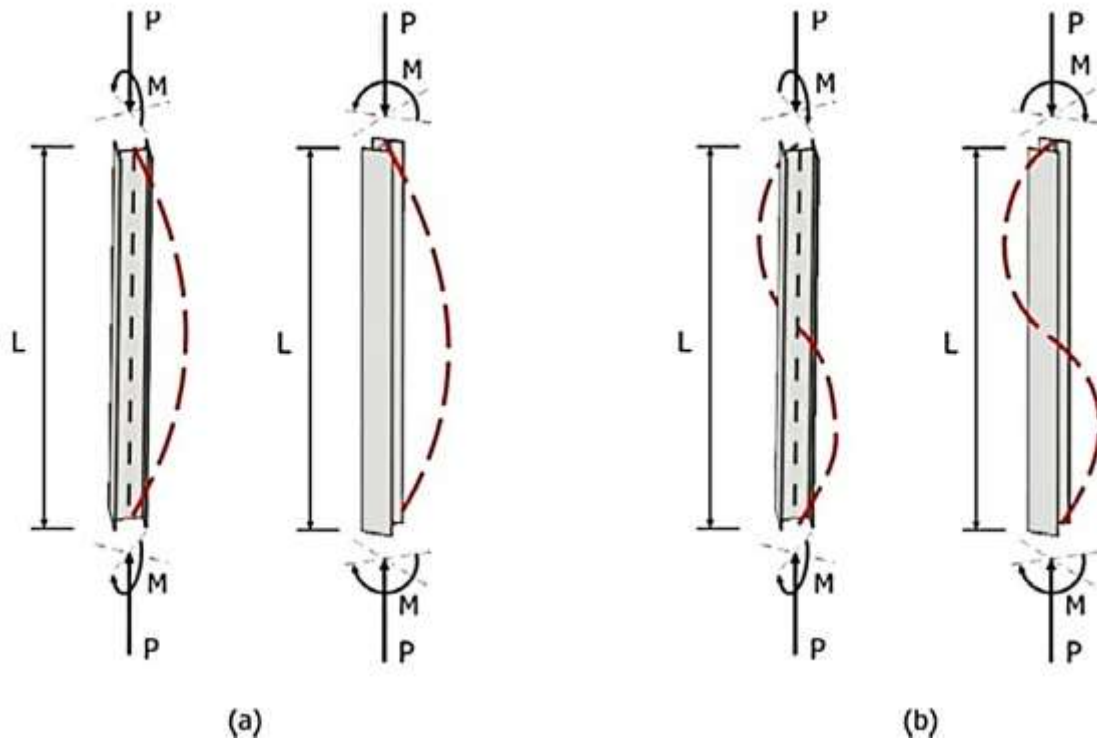


Figura 2-24. Flexo compresión de una sección de forma I, a) Simple curvatura, b) Doble curvatura

Un elemento estructural para carga que induce tanto flexión como compresión axial, debe tener en cuenta no solamente los esfuerzos primarios debidos a la carga combinada sino también los efectos secundarios denominados efectos P-delta, que son el resultado de:

1. Incremento de los momentos de flexión ocasionados por el pandeo del elemento que crea una excentricidad de la carga de compresión axial con respecto al eje neutro.
2. Los momentos secundarios producidos en un elemento en un pórtico rígido debido al desplazamiento lateral del pórtico que crea una excentricidad A de la carga de compresión axial con respecto al eje neutro.

2.1.7.1 Diseño mediante formulas de interacción

Las especificaciones LRFD presentan dos ecuaciones de interacción para determinar la resistencia de un elemento sometido a flexión y compresión axial combinadas. La ecuación a usarse para el diseño depende de la relación entre la resistencia a compresión necesaria P_u , para resistir la carga mayorada y la resistencia nominal a compresión ϕP_n , de la siguiente expresión:

$$a) \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$b) \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

$\phi = \phi_c$ = Coeficiente de resistencia para la compresión = 0.85

x, y = Ejes de flexión con respecto a los cuales se aplica un momento

M_u = Resistencia necesaria a la flexión para resistir la carga mayorada.

M_n = Resistencia nominal a la flexión

ϕ_b = Coeficiente de resistencia a la flexión = 0.9

Los momentos pueden determinarse para un miembro en un pórtico rígido mediante análisis de primer y segundo orden.

Análisis de primer orden es cuando una columna como se observa en la Figura 2-25, suponiendo que esta arriostrada contra el lado, pero se flexiona lateralmente una cantidad S como se muestra, esto generará un momento secundario $P_u - \delta$, donde las especificaciones del LRFD indican que el momento M_i es igual al momento debido a cargas por gravedad M_{nt} mas el momento debido al momento secundario $P_u - \delta$. Para hallar la suma de los dos valores el LRFD asigna un factor de amplificación $B_1 > 1.0$ que estima el efecto de $P_u - \delta$ para que una columna este o no soportado en el marco contra el lado, el valor de B_1 se debe multiplicarse por M_{nt}

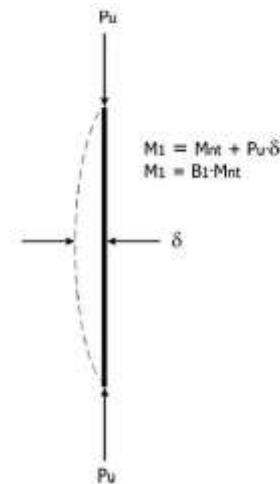


Figura 2-25. Columna arriostrada contra ladeo

Análisis de segundo orden es cuando los extremos de la columna pueden moverse lateralmente entre sí como se observa en la Figura 2-26, desplazándose una cantidad Δ y apareciendo momentos secundarios adicionales $P_u - \Delta$ y M_{lt} . El momento M_2 es igual a la suma de estos momentos y al igual que el análisis de primer orden el LRFD asigna un factor de amplificación $B_2 > 1.0$ que estima el efecto de $P_u - \Delta$ para que una columna este o no soportado en el marco contra el ladeo, el valor de B_1 se debe multiplicarse por M_{lt} .

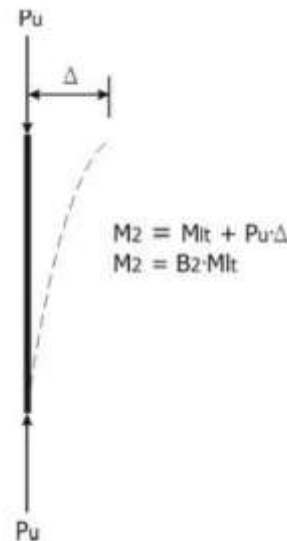


Figura 2-26. Columna no arriostrada

La resistencia M_u debe determinarse considerando los momentos secundarios y para un miembro en un pórtico rígido mediante un análisis de segundo orden es:

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

Cuando el momento máximo en cualquiera de los extremos es $B_1 = 1.0$, es decir que no hay momento mayor que en los extremos en toda la longitud de la columna, de otra manera se tiene la siguiente expresión para determinar el valor de B_1 :

$$B_1 = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P_u}{P_e}\right)} \geq 1$$

Donde:

$$P_e = \frac{A_g \times F_y}{\lambda_c^2}$$

Donde:

P_u = Resistencia axial que necesita la columna

P_e = Resistencia al pandeo de Euler

La fórmula para B_2 proporcionada por el LRFD, propone que se pueden usar cualquiera de las dos expresiones siguientes:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left(\frac{\Delta_{oh}}{\sum HL}\right)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{\sum P_u}{\sum P_e}\right)}$$

$\sum P_u$ = Resistencia axial necesaria por todas las columnas de un piso.

Δ_{oh} = Deflexión de traslación del piso en consideración (Δ_{oh}/L = Índice de lado)

$\sum OH$ = suma de todas las fuerzas horizontales del piso q produce Δ_{oh}

L = altura del piso

En la expresión se adiciona un término denominado factor de reducción, y su objetivo es reducir el valor de B_1 cuando es muy grande.

Para los miembros en compresión restringidos en pórticos arriostrados contra traslación de las uniones y no sometidos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (8.7)$$

Donde M_1/M_2 es la relación entre el momento menor y el mayor en los extremos sin soporte lateral en el plano de flexión que se esté considerando.

La relación es negativa si los momentos generan curva simple en el elemento y positiva si generan curvatura doble, como se observó en la Figura 2-24.

Según las especificaciones del LRFD el valor del factor de reducción para elementos con extremo restringido es $C_m = 0.85$ y para elementos con extremo no restringido $C_m = 1.0$.

2.1.8 Sistemas estructurales metálicos

2.1.8.1 Sistemas Estructurales de techo

Se denomina cubierta o techo a la superficie entramada que cierra una edificación por su parte superior, destinada a proteger su interior de los agentes climatológicos dando una adecuada evacuación, a la vez que se asegura del agua de lluvia, proporcionando al mismo tiempo un aislamiento térmico acústico al conjunto así obtenido.

Los techos pueden ser permanentes o provisionales, dependiendo de los materiales de lo que estén elaborados. Para la elaboración de los techos existen desde: paja, zacate, teja, palmeras, tablas, piedras, etc., hasta materiales de ladrillo, madera, plástico, asbesto, acrílico, lamina, concreto, etc.

Los techos en cuanto a su forma son: planos horizontales, planos inclinados y curvos. Los planos inclinados se manufacturan con una gran variedad de materiales y pueden ser de varias aguas o inclinaciones.

Tipos de materiales para Techo

Techos de concreto. Los techos de concreto reforzado se construye de manera similar a los pisos de concreto reforzado y pueden ser sólidos o aligerados. Las losas para los techos se refuerzan

frecuentemente con varillas de acero en ambas direcciones, las varillas mas largas siguen el claro y deben empotrarse en los muros cuando menos 100mm. Por lo general la losa tiene un acabado horizontal y el declive se obtiene con una plantilla, posiblemente una con un agregado ligero para mejorar el aislamiento térmico. Se pueden instalar respiraderos para eliminar el aire atrapado y la humedad proveniente de abajo de la cubierta del techo.

Techos hechos a base de vigas y tablas de madera. Para lograr este tipo de techumbre se utilizan, por lo general, vigas de madera de ocote y oyamel de 10x20 cm como base para recibir tabla de 3/4"x4"x6" traslapados 2" y clavados con clavos de 1 1/2" y como impermeabilizante se utiliza chapapote liquido.

Techo tierra-cemento. La construcción de esta techumbre es muy económica y practica para lugares rurales, además, presenta la ventaja de ser muy fresca y mantener temperaturas muy agradable en lugares calurosos, se emplean vigas de madera de escuadras variables con separación aproximada de 40 a 60 cm centro a centro. Una vez colocadas se clavan o se amarran sobre tablas, varas, tejas, carrizos u otate en sentido contrario de las vigas, para posteriormente sobre estas hacer una cama con varas o bambú delgado lo más cerrado posible, para tender sobre esta cama una capa con una mezcla de tierra- cemento con un espesor de 5 a 10 cm.

Techo de teja de barro. Este tipo de techumbre es muy recomendable para climas templados y calientes, ya sean húmedos o secos. Su construcción es sencilla y barata, los materiales que intervienen son las tejas de barro recocido deberán ser de aspecto uniforme y homogéneo, no deberá presentar grietas ni otra fisuración y pueden ser naturales, vibradas o pintadas.

Techo de bóveda. Se construyen colocando vigas de madera sobre dos muros extremos con la pendiente adecuada y con separaciones variables entre la viga de 50 a 80 cm según el tamaño del ladrillo por colocar. La escuadra de las vigas están en razón directa al claro que van a cubrir. Las vigas quedaran bien asentadas y fijas en su lugar rellenando los huecos entre ellas con el material del muro y una mezcla del cemento cal-arena.

Techo de teja de cemento. La colocación de este tipo de material se hace, por lo regular, sobre una cubierta de madera con pendiente con respecto a la horizontal de 30° a 45° según el lugar.

Deberá empezarse de abajo hacia arriba cortando con sierra a la mitad la primera hilada de tejas, se cuidara el recto cuatropeo de acuerdo con las indicaciones del fabricante, de tal manera que en un metro

cuadrado entre 9 tejas de 40x40 cm y 16 de 30x30 cm. Para su fijación se emplean clavos o arpones especiales.

Techo de lámina de metal. Es importante señalar, que corporativamente con el asbesto, estas láminas no sufren fracturas ni grietas, pero no presentan aislamiento contra el frío y el calor, conviene su uso en naves de uso industrial y climas templados.

Techos de estructura mixtas. Primeramente se colocan láminas de metal siguiendo las indicaciones para techumbres de asbesto. Las canaletas de las láminas deben colocarse en sentido perpendicular en los apoyos que descansan, pues dicho objeto de las canaletas es mejorar la resistencia de las láminas.

Las cubiertas o techos, pueden ser simples, es decir cuando están formadas por elementos sustentantes de una sola clase, como son los pares de igual longitud, apoyados convenientemente y siguiendo la línea de máxima pendientes del techo.

Se denominan *compuestas*, cuando los elementos planos de las cubiertas o techos no son resistentes de por sí para su sustentación, siendo por tanto preciso el empleo de las armaduras u otra clase de estructuras.

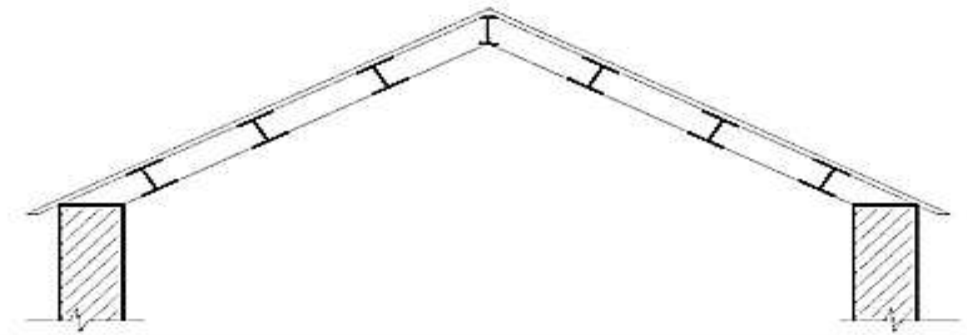


Figura 2-27. Ejemplo de techo

Factores que pueden afectar la elección de la estructura de soporte de techo

Declive o inclinación.

El declive deseado en una armadura controla en gran parte la selección del tipo de armadura por emplear, ya que existen diferentes tipos de armaduras y este dependerá la economía para los diferentes declives. Un ejemplo se puede mencionar la armadura tipo Fink es bastante satisfactoria para techos con declive de consideración.

El ángulo que formen los miembros dependerá del tipo de triangulación usada, para facilidad del detallado de juntas soldadas o remachadas, es deseable mantener este ángulo entre 30 y 60 grados.

La inclinación de un techo se puede expresar de diferentes maneras. Un método común es expresarla en términos de la relación del peralte al claro.

Por ejemplo, una inclinación de un medio, indica que la armadura tiene como peralte la mitad del claro; un claro de 14.6 m (48 ft) un peralte de 3.6 m (12 ft) se conoce como una inclinación de un cuarto

Otro método de designar la inclinación, es dar el ángulo que la cuerda superior hace con la cuerda con la cuerda inferior, por ejemplo 30° ó 45° de inclinación.

Para armaduras simétricas, la base es la mitad del claro y frecuentemente, la inclinación se expresa como la relación del peralte a la base, generalmente en metro/metro. A menudo, a esta relación se le llama pendiente

La siguiente tabla presenta varias inclinaciones para los parámetros del techo y sus equivalencias en grados y en pendientes.

Tabla 2-5. Inclinación de techos

| | | | | | | | |
|-------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|
| Inclinación | 1/8 | 1/6 | 1/5 | 1/4 | 1/3.46 | 1/3 | 1/2 |
| Grados | 14° 3' | 18° 26' | 21° 48' | 26° 34' | 30° 0' | 33° 40' | 45° 0' |
| Pendiente | 3:12 | 4:12 | 4.8:12 | 6:12 | 6.92:12 | 8:12 | 12:12 |
| % | 25 | 33.33 | 40 | 50 | 57.66 | 66.67 | 100 |

Los techos se conocen como planos inclinados. Cuando la pendiente es menor de 2:12, se dice que el techo es plano. Como techos inclinados se conocen todos aquellos que exceden esta relación. Con mucha frecuencia la inclinación de un techo se determina por consideraciones estéticas o bien puede ser que la inclinación del techo este limitada por el tipo de material generalmente por consideraciones económicas.

Se considera generalmente que una pendiente 6:12 es probablemente la más económica para claros usuales. Los techos con inclinaciones fuertes deben resistir mayores cargas de viento y requieren el uso de una mayor cantidad de material para cubrir el techado, mientras que las inclinaciones menos fuertes originan mayores esfuerzos en los miembros de la armadura.

Las pendientes suaves son comunes porque son económicas: menos material de construcción para muros, menos superficie de techo (por consiguiente menos materiales de techado), Cada cubierta tiene su propia pendiente adecuada.

Cubiertas en pendiente, techos a dos y cuatro vertientes

Se usan predominantemente en regiones húmedas y cálidas con importante precipitación pluvial

Son apropiadas para áreas propensas a huracanes, si la pendiente del techo excede de 30° (aproximadamente 1:1.7 o 58%); los techos menos inclinados causan fuerzas de succión que son mayores con una pendiente de 18%

Los techos de cuatro vertientes protegen todos los muros (los techos de dos vertientes dejan expuestas las paredes extremas) economía en área de muro y costo, proporcionan menos obstrucción a los vientos fuertes, pero son más difíciles de construir

Material de la cubierta

El tipo de material utilizado para la cubierta tiene importancia en la selección de la pendiente del techo. De hecho, después del efecto arquitectónico, el material de la cubierta, define la pendiente del techo, esto debido, a la capacidad de material para drenar el agua sobre su superficie.

Efecto Arquitectónico

Este tiene que ver con el efecto estético que se desee, y puede ser factor determinante. Otros factores arquitectónicos que son deseados y analizados son:

Orientación: Determinada por dos requisitos primordiales:

- Aprovechar el máximo movimiento del aire.
- Reducir al mínimo la exposición de las paredes a la radiación solar lo que se logra ubicando el edificio en forma longitudinal en dirección este-oeste)

La orientación para movimientos de aire debe tener prioridad, ya que la radiación solar es fácilmente eliminada por medios para dar sombra.

Clima

El clima en una área determinada, puede ser de importancia particular, como son los casos ya sea de tener que drenar lluvias, o bien de retención de nieve y hielo.

Proporción de una Armadura

Una de las propiedades de una armadura de cubierta es la proporción. Proporción es un término que se aplica solamente a las armaduras, en las que las dos vertientes de la cubierta son simétricas.

La inclinación de las armaduras en dientes de sierra o armaduras asimétricas deben ser medidas por su pendiente, o sea por la tangente del Angulo que forman con la horizontal.

Separación de armaduras

Un espaciamiento de armaduras relativamente corto produce cargas pequeñas por armadura y en consecuencia secciones más pequeñas para los largueros y miembros de las armaduras, el número de armaduras aumenta y con él el costo de la fabricación

Para las armaduras comúnmente usadas, la separación de ellas oscila entre los 4.2 y 6.7 metros (14 ft y 22 ft). Las armaduras con claros mayores de 9 metros (30 ft) se espacian aproximadamente a 3.6 metros (12 ft) de centro a centro y para claros mayores de 18.3 metros (60 ft) el espaciamiento es sobre 5 metros (17 ft). La máxima separación para armaduras comúnmente usadas es sobre 7 metros (23 ft).

Partes de un techo

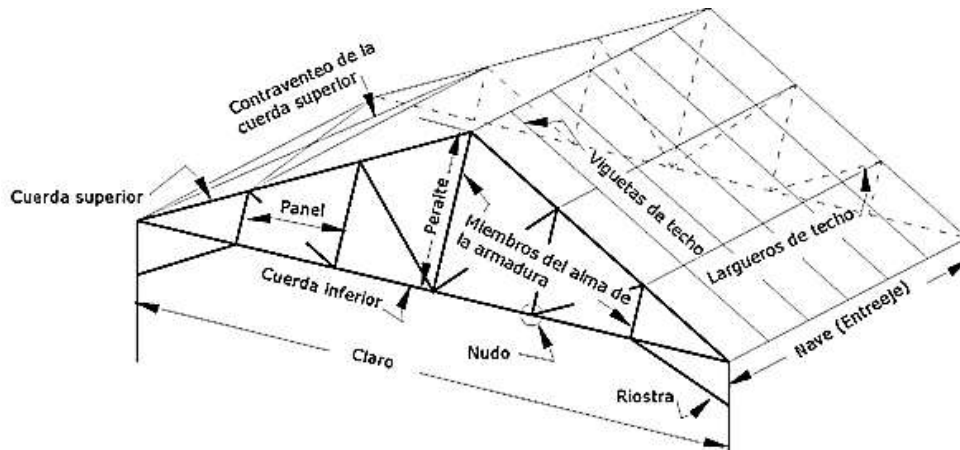


Figura 2-28. Partes de una armadura

Nave ó Entre eje. Es la porción de un techo comprendida entre dos armaduras. Puesto que los largueros de techo se extienden de armadura a armadura, la longitud de la nave corresponde a la longitud de un larguero de techo. Independientemente de la configuración que se emplea, la carga del techo se transfiere a los nudos de la armadura, generalmente por medio de los largueros.

Panel. Es aquella porción de una armadura que se encuentra comprendida entre dos juntas consecutivas de la cuerda superior.

Larguero de techo. Es la viga que va de una armadura a otra descansando en la cuerda superior. Para estos son utilizados normalmente polines encajuados, polines C, tubos estructurales, vigas de alma abierta de menor peralte y polines espaciales.

2.1.8.2 Sistemas estructurales de piso

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

Estos subsistemas son el horizontal o los sistemas de piso, y el vertical, o de soporte. A pesar de esta subdivisión, es importante tener en mente que el sistema estructural de la construcción es una sola unidad y que la interacción entre los diversos subsistemas no es en general despreciable. Casi toda construcción requiere pisos con superficie de apoyo superior horizontal y con superficie inferior que no debe diferir mucho de la horizontal. La función estructural de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez las bajan hasta la cimentación. Es casi siempre necesario que cumpla además la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual debe formar un diafragma con alta rigidez en su plano. Por ser los de piso sistemas planos, las cargas verticales introducen momentos flexionantes importantes, lo que hace críticos los problemas de flechas y vibraciones; de manera que el espesor y las características que definen la rigidez del sistema de piso están regidas generalmente por el cumplimiento de estados límite de servicio. La variedad de soluciones estructurales que pueden darse a un sistema de piso es muy grande. En estos sistemas donde mayor es el número de innovaciones que se presentan continuamente, ligadas sobre todo a tecnologías de construcción que tratan de hacer más rápida y más sencilla la fabricación.

En el pasado, la mayoría de los sistemas de piso se construían por la sobreposición de elementos que trabajan en forma prácticamente independiente. El elemento de cubierta se apoya sobre retículas ortogonales sucesivas de vigas simplemente apoyadas unas sobre otras y distribuidas a manera de llevar en la forma más directa la carga hacia los apoyos verticales. Las vigas aumentan su peralte a medida que se procede de arriba hacia abajo, ya que tienen que soportar una carga cada vez mayor y su claro también crece. El espesor total del sistema de piso resulta de la suma de los peraltes necesarios para los elementos individuales. El sistema se originó en las primeras construcciones de tablonos y vigas de madera, pero se ha empleado en diversos materiales y se sigue usando especialmente con vigas de acero que soportan cubiertas de diferentes materiales. Se trata de una forma muy poco eficiente de resistirlas cargas, ya que se desprecia la oportunidad de lograr el trabajo de conjunto de los diferentes elementos y hacer que resista

la flexión aprovechando el peralte total del sistema de piso. En la construcción moderna para todos los materiales se han desarrollado procedimientos que logran el trabajo integral de los diferentes elementos. Esto se obtiene de manera natural en las estructuras de concreto fabricadas en sitio, mientras que en otras estructuras se requieren elementos de conexión con capacidad de transmitir esfuerzos cortantes horizontales, como se mencionó al tratar los diferentes tipos de placas. El ahorro sustancial en las dimensiones de las vigas justifica, en general, ampliamente el costo de los dispositivos de conexión. En estos sistemas el espesor de la placa de piso conviene que sea el mínimo necesario por requisitos constructivos, de aislamiento o de resistencia al impacto.

El papel principal de los sistemas de piso de los edificios es formar superficies horizontales que reciben las cargas gravitacionales y las transmiten a las columnas. Además, bajo fuerzas sísmicas o de viento desempeñan otras dos importantes funciones: permiten que las columnas adopten la configuración necesaria para resistirlas (o forman parte de los contravientos verticales), y actúan como diafragmas horizontales que distribuyen las fuerzas entre los sistemas resistentes verticales, en proporción a sus rigideces relativas.

Los sistemas de piso más frecuentes en edificios modernos están formados por vigas principales, que se apoyan en las columnas, y vigas secundarias, que descansan en las principales; unas y otras pueden ser perfiles laminados, vigas de alma llena, o perfiles de acero (Figura 2-30). Sobre ellas se apoya el piso propiamente dicho, que suele ser una losa de concreto, colada directamente sobre las vigas, o sobre una lámina acanalada de acero; con las vigas secundarias se reducen los claros de las losas a dimensiones económicas.

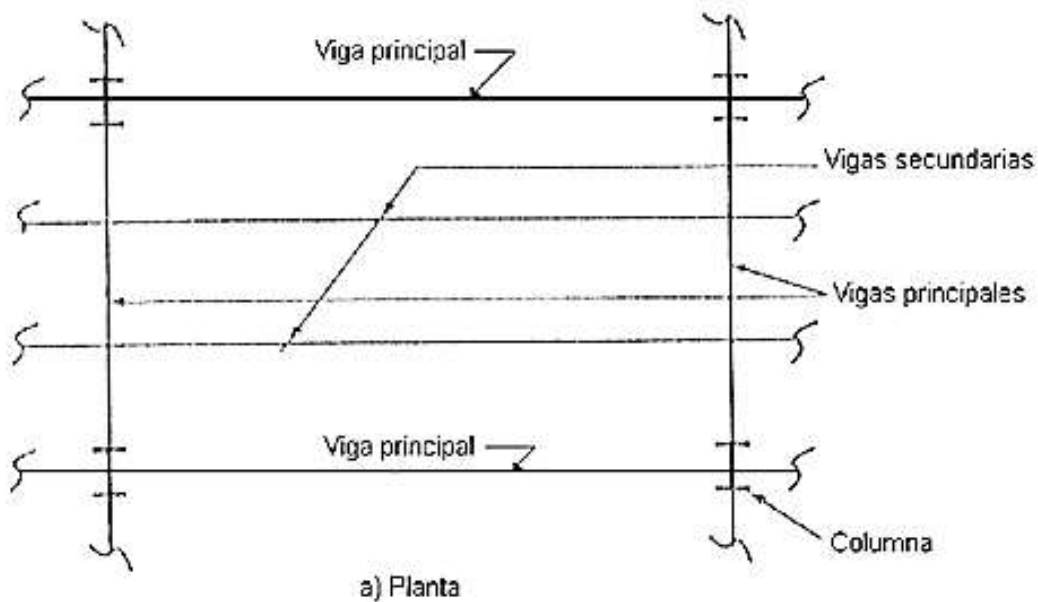


Figura 2-29. Distribución de vigas en entrepisos

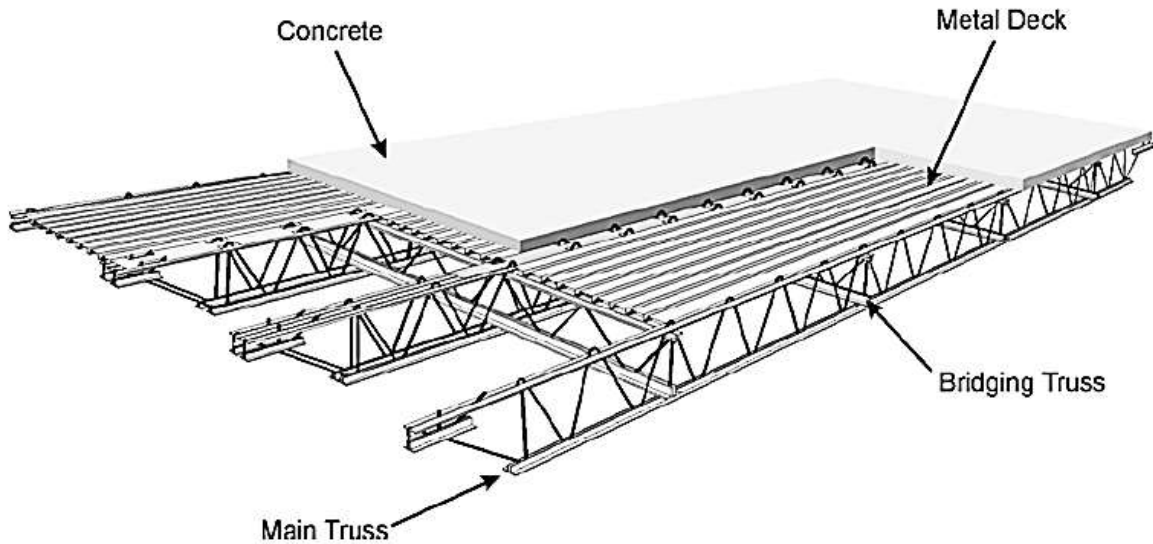


Figura 2-30. Esquema de sistema de piso compuesto con vigas de alma abierta

La lámina acanalada es el encofrado del concreto que se cuela sobre ella y, cuando éste se endurece, constituye el armado inferior de la losa. Si la adherencia entre lámina y concreto es suficiente para impedir el deslizamiento relativo de los dos materiales, cuando actúan sobre la losa las cargas verticales se desarrolla una acción compuesta; la adherencia se mejora con protuberancias en la lámina, que juegan el mismo papel que las corrugaciones en las varillas del concreto reforzado.

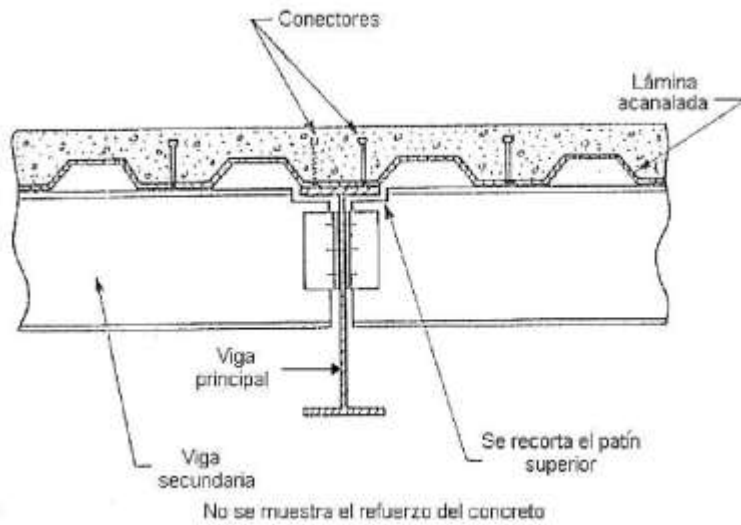
La losa puede colarse directamente sobre las vigas, sin ligarla con ellas, utilizando una cimbra que se quita posteriormente; la lámina puede colocarse también sin unirla a las vigas; la losa transmite las cargas verticales, incluyendo su peso propio, a las vigas, pero no contribuye a resistirlas. En cambio, si entre vigas y losa se disponen elementos adecuados para resistir las fuerzas cortantes que se desarrollan entre ellas cuando trabajan en conjunto, se obtiene una resistencia mucho mayor que la suma de las de los dos elementos aislados.

De acuerdo con la manera en que se ligan la losa, simple o con lámina acanalada, y la estructura de acero, se obtiene alguno de los tres tipos de piso siguientes:

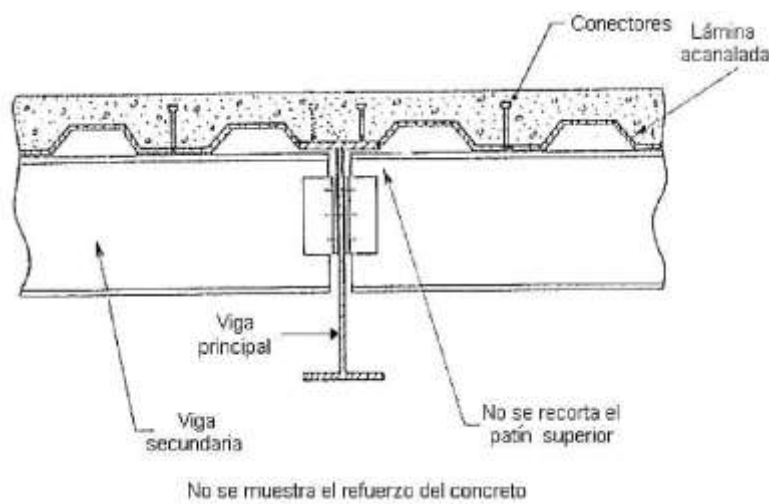
- Piso con losa de concreto que no participa en la resistencia (no participativa).
- Piso con losa participativa en una dirección; sólo las vigas secundarias actúan como secciones compuestas.
- Piso con losa participativa en las dos direcciones; tanto las vigas secundarias como las principales trabajan como secciones compuestas.

En el segundo caso, la losa con lámina acanalada participa en la resistencia en la dirección perpendicular a las nervaduras de la lámina; los conectores de cortante se colocan en las intersecciones de las nervaduras y las vigas. Para obtener también acción compuesta en la otra dirección, una de las nervaduras ha de coincidir con el patín, o la cuerda superior, de la viga principal, o las láminas se separan para que el concreto se cuele directamente sobre la viga.

El sistema de piso formado por una losa de concreto colada sobre una lámina acanalada, que trabaja en construcción compuesta con las vigas de acero es, probablemente, el más común en la actualidad cuando no se usa estructura de concreto.



a) La lámina acanalada es continua



b) La lámina acanalada se discontinúa en la viga.

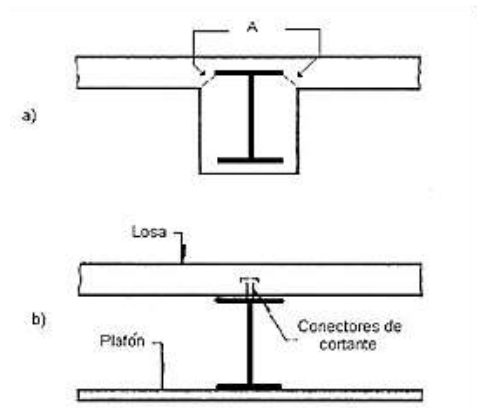
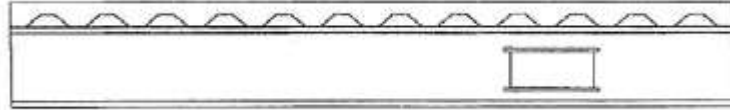


Figura 2-31. Vigas compuestas con losa de concreto sobre lámina acanalada

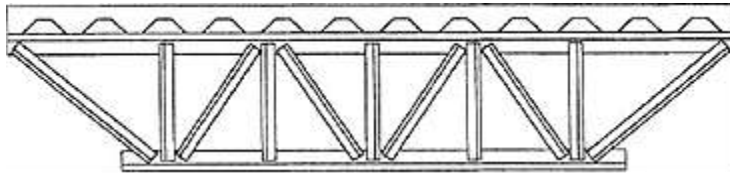
En las figuras anteriores se muestran las secciones compuestas que se han empleado tradicionalmente en los pisos de edificios. En la Figura 2-31 la losa se apoya en la viga, directamente o sobre una lámina acanalada, y la fuerza cortante se transmite con conectores soldados al patín superior.

Para satisfacer limitaciones de peralte de entrepiso, y para permitir el paso de ductos para instalaciones eléctricas, mecánicas y de otros tipos, en los últimos años se han desarrollado tres variantes de la viga compuesta tradicional (Figura 2-32): vigas compuestas con aberturas en el alma, largueros de alma abierta y armaduras compuestas, y vigas con tacones ("stub girders"). Con estos sistemas se pueden obtener pisos

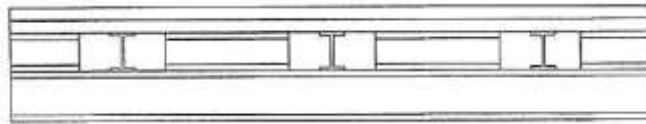
con relaciones claro/peralte elevadas, sin perder flexibilidad en la colocación de las tuberías y ductos necesarios para la operación del edificio.



Viga compuesta con una abertura reforzada en el alma



Armadura o larguero compuesto



Viga compuesta con tacones (stub girder)

Figura 2-32. Vigas compuestas diferentes de lo tradicional

2.2 Estructuras con Celosías

2.2.1 Celosías

En la ingeniería estructural, una **celosía** es una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nudos formando triángulos planos (en celosías planas) o pirámides tridimensionales (en celosías espaciales).

La condición fundamental que debe cumplir una estructura de celosía es la de ser geoméricamente indeformable. Como un punto en un plano queda determinado por el triángulo que le une a otros dos, el triángulo es el elemento fundamental de una celosía indeformable. De ahí el nombre de estructuras trianguladas. Suelen diseñarse con nudos articulados.

Una celosía plana es una donde todos los miembros y nudos están dentro de un plano de dos dimensiones, mientras que una celosía espacial tiene miembros y nudos a lo largo de las 3 dimensiones.

En muchos países se les conoce como armaduras o reticulados. El interés de este tipo de estructuras es que la barras trabajan predominantemente a compresión y tracción presentando comparativamente flexiones pequeñas.

Las celosías pueden ser construidas con materiales diversos: acero, madera, aluminio, etc. Las uniones pueden ser articuladas o rígidas. En las celosías de nudos articulados la flexión es despreciable siempre y cuando las cargas que debe soportar la celosía estén aplicadas en los nudos de unión de las barras.

En el presente trabajo, nos referimos como celosías a:

- En las vigas metálicas de alma abierta, la parte de la viga que comprende el alma.
- En las armaduras, la parte de la armadura comprendida entre las cuerdas superiores e inferiores y que comprenden el entramado al medio de la estructura.
- Ambas estructuras están comprendidas en las vigas armadas de alma abierta.

2.2.1.1 Historia

Las celosías, basadas en formas triangulares, han sido usadas por siglos, para ayudar a construir cosas como puentes de madera y edificios. Las primeras celosías que se tienen registro, fueron elaboradas por los antiguos Griegos para fabricación de algunas casas.

Las primeras aplicaciones de las celosías y de las más representativas, están las celosías en puentes. Para hablar del desarrollo de las celosías a través de la historia, es necesario, hablar de estas en la aplicación en puentes. Esto es obvio, ya que los puentes representan casos representativos para una estructura con las características de una viga en su conjunto y para lo cual, se tienen requerimientos de claros y cargas más demandantes para la estructura en sí.

Durante el Renacimiento, un arquitecto llamado Andrea Palladio, escribió un libro llamado “Quattro Libri dell'Architettura”. En él, Palladio, da instrucciones acerca de como construir celosías para puentes, fabricados en madera.

Hasta antes del siglo XIX, puentes, casas y en realidad todas las estructuras, eran diseñadas por familiar método del griego Vitruvis, desarrollado por él en su escrito *de Architectura*, escrito en el siglo I D.C. La clave era la *proporción*, establecida por experiencias con estructuras similares, y apropiados al tamaño y situación del proyecto. Una unidad de longitud, o module, fue establecida, y todas los elementos fueron dimensionados con respecto a ella en el momento en que el proyecto era cuidadosamente dibujado a escala. Luego los dibujos servían de guía para los constructores. Si las proporciones eran correctas, los materiales de buena calidad, y la mano de obra adecuada, los resultados serían satisfactorios. Avances y cambios fueron hechos gradualmente y cautelosamente en este sistema. Estos métodos aun fueron usados por diferentes personas en los tiempos de la revolución industrial.

El nuevo material de ingeniería, el hierro, se volvió lo suficientemente económico para el uso en la construcción, lo que llamo a los nuevos métodos. No existía una guía fácil para la proporciones de los miembros como los eslabones de hierro forjado de un puente colgante. Barras de hierro forjado se hicieron, y luego se sometieron a tensión las cual se incremento hasta que se rompieron. Para las cargas propuestas en el puente la tensión de las cadenas pudo ser estimada, y de esto la cantidad necesaria de hierro pudo ser determinada.

El perfeccionamiento de estos procedimientos dio lugar, a la determinación experimental de la tensión de la unidad o de la fuerza por unidad de área, que el hierro podía resistir con seguridad y fiabilidad, y por otro lado a métodos de cálculo basados en la estática para determinar las fuerzas que actuaban en los miembros de la estructura. Dividiendo la fuerza por las unidades de tensión admisibles daría el área necesaria de los miembros

Este método de diseño racional, el cual parece tan obvio para nosotros actualmente, fue adoptado lentamente. Fue usado al inicio principalmente para miembros a tensión, tales como conexiones y barras, donde las fuerzas eran fáciles de determinar, y las cargas uniformemente distribuidas. La naturaleza plástica del hierro fue de gran ayuda, como cualquier parte indebidamente tensionada podría estirarse un poco, y los esfuerzos podrían igualarse sin fallas. La mayoría de estructuras, como edificios y puentes de arcos, se mantenían gobernados por fuerzas de compresión, y la proporción era una guía más confiable que los cálculos difíciles y desconocidos. La mayoría de las estructuras de piedra son mucho más fuertes de lo necesario para soportar las cargas de trabajo cuando están diseñados para la solidez y apariencia, como lo demuestra la supervivencia de muchos puentes de arco de piedra para los primeros ferrocarriles hasta la actualidad

En los primeros años de los Estados Unidos, arcos de piedra eran raros debido a su costo. El dinero requerido no fue gastado en carreteras en ninguna proporción, y sustitutos más baratos tenían que ser encontrados. La madera fue el material más obvio, y era casi universalmente usado. Claros cortos podían ser realizados con caballetes torcidos o vigas, o celosías queen o king post se volvieron familiares. Puentes más importantes fueron de arcos de madera, hechos de arcos de madera laminada, desde los cuales la losa era suspendida o la cual era soportada puesta encima. Hubieron algunos arreglos de celosías para rigidizar la losa y el arco principal, de acuerdo a los criterios del diseñador, por lo tanto, fue usualmente incierto, exactamente cuales partes del puente eran efectivas y cuales no. Si el puente exhibía algún peligro bajo carga, más madera era añadida para ayudar para mantenerla erguida. Combinado con pilares mal elaborados, los cuales eran trasladado y alzados, y torrentes estacionales; estos puentes no eran generalmente confiables, aunque algunos probaron remarcada serviciabilidad.



Figura 2-33. Puente de celosía, primeramente fabricado para el paso de ferrocarril, pero actualmente usado para soporte de tuberías y paso de peatones y bicicletas. Ubicado en California, USA.

A lo largo de la historia, las vigas se han realizado de diversos materiales; el más idóneo de los materiales tradicionales ha sido la madera, puesto que puede soportar grandes esfuerzos de tracción, lo que no sucede con otros materiales tradicionales pétreos y cerámicos, como el ladrillo.

La madera sin embargo es material ortotrópico que presenta diferentes rigideces y resistencias según los esfuerzos aplicados sean paralelos a la fibra de la madera o transversales.

A partir de la revolución industrial, las vigas se fabricaron en acero, que es un material isótropo al que puede aplicarse directamente la teoría de vigas de Euler-Bernouilli. El acero tiene la ventaja de ser un material con una relación resistencia/peso superior a la del hormigón, además de que puede resistir tanto tracciones como compresiones mucho más elevadas.

Cuando los ferrocarriles llegaron después de 1830, la cuestión de los puentes quedó de nuevo en el aire. Unas pocas estructuras principales de mampostería fueron hechas, pero en general eran demasiado costosas, así que los puentes de madera eran la única alternativa. Los que eran usados en las carreteras resultaban insuficientes e inseguros, por lo que algo diferente había que encontrar. Donde podía ser utilizado, el caballete de madera era completamente adecuado y fiable, si no permanente. La mayoría de los ingenieros se dirigió a los puentes de hierro donde los caballetes eran inadecuados, y un gran número

de diseños se adelantaron, por ejemplo, Fink y Bollman. Estos puentes se basaban en las concepciones erróneas por lo general de sus diseñadores. Dónde se mostraron lo suficientemente fuertes, eran ineficientes, y tendían a fallar abruptamente cuando las tensiones buscaban y encontraban un punto débil. El Diseño racional de los puentes se encontraba todavía en su infancia en 1860.

La idea entonces se apoderó de un puente en el que todas las fuerzas podrían ser determinadas por los principios de la estática, por lo que no se alterarían por pequeños errores de construcción, o por cambios de temperatura o asentamiento de los pilares. En un puente de celosía, esto significó un claro apoyado en los extremos, con los miembros unidos para que pudieran girar al menos un poco en las articulaciones. El número de miembros unidos en una junta tenía que ser suficientemente pequeño para que las fuerzas en cada uno pudieran ser determinadas de manera única. Hay un número relativamente pequeño de diseños entramados que satisfacen este requisito.

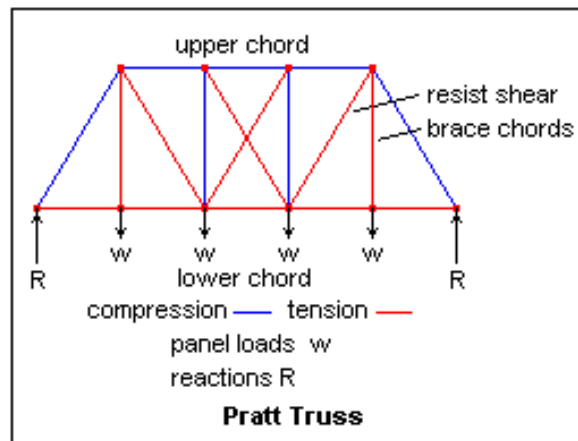


Figura 2-34. Diagrama de esfuerzos de los miembros en una celosía tipo Pratt

El diseño más popular fue la celosía tipo Pratt, el cual podía ser utilizado en claros de hasta varios cientos de pies. Como se muestra en la Figura, se compone de una cuerda superior, en compresión, y una cuerda inferior, en tensión, conectado por los miembros verticales y diagonales. Las cargas W se aplican a la armadura en las juntas de los paneles, y las reacciones R se aplican en los extremos. El trabajo principal de los montantes verticales es mantener las cuerdas separadas y reforzarlas. Los montantes en los extremos, manejan únicamente la tensión, pero los otros están diseñados como elementos a compresión. Los miembros diagonales resisten la fuerza cortante entre las cuerdas que surgen cuando las cargas tienden a causar que el centro del vano se hunda. En el panel central, hay diagonales en cada dirección, aunque sólo en una dirección está en tensión en todo momento, el otro esta flojo. La razón es que una carga móvil no se aplica uniformemente a través del puente, y cuando se mueve, una u otra de las

diagonales se encontrará en tensión. Estas disposiciones se usan generalmente en uno más de los paneles centrales.

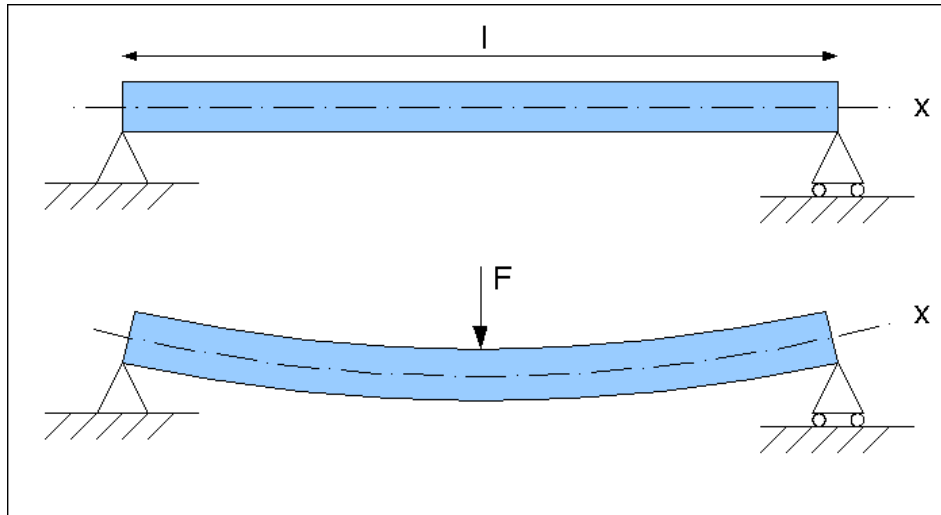
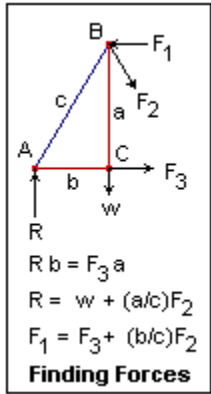


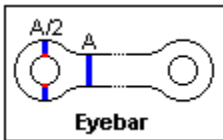
Figura 2-35. Comportamiento de vigas ante cargas

El porque las diagonales están en la dirección que su muestra en la figura superior. Cuando una viga compuesta de dos partes es doblada, se deslizan unas sobre otra, como se muestra. Esto se llama cizalladura, y debe ser resistido en todas las vigas si deben ser fuertes. Podemos ver que las diagonales de la celosía Pratt se dirigen a fin de estar en tensión, evitando que este movimiento de cizallamiento entre las cuerdas. Si estuvieran en la otra dirección, entonces estuvieran en compresión. De hecho, una armadura con diagonales en esta dirección se llama Howe, en el que las verticales están ahora en tensión. Cuando las celosías eran hechas con más madera y menos hierro del que era posible, la armadura Howe era popular, ya que sólo las verticales y la cuerda inferior eran barras de hierro. Armaduras Pratt podían ser construidas con madera en la cuerda superior y los verticales, pero en la práctica eran en su totalidad de hierro o de acero. Históricamente, las celosías comenzaron como puentes de madera, ya que la madera era el material de construcción único que podía resistir la tensión de forma fiable hasta que el hierro se volvió menos caro.

Las celosías Pratt (y Howe) son estáticamente determinadas, lo que significa que las fuerzas en cada miembro pueden encontrarse a partir de los principios de la estática. Estos principios establecen que la suma de las fuerzas en cualquier dirección que actúan sobre un cuerpo, o los momentos de las fuerzas sobre cualquier punto, son cero en equilibrio. El primer paso es encontrar las reacciones R en los pilares. El peso del puente en sí; la carga muerta, se distribuye entre los nudos de los paneles, y el peso aplicado a la cubierta del puente, la carga viva, se supone que debe aplicarse a las juntas de los paneles también.



Estas cargas será diferente para diferentes posiciones de la carga viva, pero las posiciones que den tensiones máximas se conocen de la experiencia. Ahora se puede comenzar en un nudo por encima de una reacción, donde sólo hay dos fuerzas desconocidas, y determinar las fuerzas desconocidas por el requisito de que la suma de la horizontal y la suma de las fuerzas verticales deben ser cada uno cero. Podemos proceder articulación por articulación a través del puente, sólo escogiendo dos nuevas desconocidas en cada junta, hasta llegar a la otra reacción, que es el método de los nudos. Es algo más rápido para examinar las fuerzas que actúan sobre una parte mayor del puente, como en la Figura, donde ahora tenemos tres condiciones a nuestra disposición. Tomando momentos respecto al punto B elimina todas las fuerzas que pasan por B, por lo que nos encontramos con un desconocido de inmediato. Esto se llama el método de las secciones.



Ahora es posible proporcionar los miembros para resistir las tensiones que hemos encontrado. Los miembros importantes de la cuerda inferior se conocen como barras de ojo (eyebars) a causa de los orificios para los pasadores en cada extremo, como se muestra en la Figura. Si F es la tensión en la barra, y σ es la tensión de tensión máxima admisible, entonces el área requerida es $A = F / \sigma$. La misma área A se proporcionan en el orificio del pasador como en la parte principal de la barra, por lo que la tensión promedio será la misma. Aunque se han diseñado con un factor de seguridad, estas barras de ojo a veces fallan, con resultados serios. Puesto que la fuerza en cada miembro de una armadura estáticamente determinado está determinado por la estática, el fallo de cualquier elemento causas la falla en todo el puente. El problema era que la tensión no era distribuida uniformemente sobre el metal a cada lado del pasador, como lo fue en la parte principal de la barra. Se concentra cerca del agujero, en las áreas rojas, donde la tensión era tres veces el valor promedio. Puesto que el diseño barra de ojo (eyebar) ha tomado esto en cuenta, estas no fallan. Esta es una lección muy valiosa, que todavía no está en ocasiones aprendido correctamente. En muchos casos, tensiones admisibles presuponen una cierta configuración, y no son las tensiones reales que se producen, sino los valores que son probados por pruebas para tener más seguridad. Los métodos modernos de computación tienden a fomentar insolencia en el diseño, en ocasiones con resultados embarazosos o trágicos.

La celosía Pratt resultó totalmente confiable, nunca proporcionando alguna sorpresa y capaz de ser un diseño de confianza. No es, sin embargo, la solución más económica. La mayor parte de su carga muerta está en el centro del claro, y a medida que el claro aumenta, resulta cada vez apoyos más caros. El peralte de la estructura aumenta con el claro, lo que hace que los miembros, más largos y más sujetos al pandeo. Hay modificaciones de la celosía Pratt para claros más largos que involucran más refuerzos y otras medidas. Por lo general era más económico descomponer el puente en múltiples intervalos o claros apoyados sobre pilares. Una estructura más económica está diseñada como una viga continua, que elimina la articulación en el muelle, y permite que la viga armada de alma abierta se incline por encima del muelle. Ahora, el puente es más grueso en el muelle, con menos material en el centro del vano. El final es algo así como un puente con voladizos gigantes en los muelles, conectados por claros ligeros entre los extremos de los voladizos. Una viga continua no es estáticamente determinada, y los esfuerzos dependen de la cantidad de los miembros en tensión. Sin embargo, los puentes más largos son todas de este tipo, ya que es muy ventajoso.

Con una mayor precisión en el montaje de campo, resultó satisfactoria eliminar las costosas uniones articuladas y sustituirlos por uniones normales remachadas o soldadas. El puente está aún diseñado como si se tratara de estáticamente determinada, lo cual es aproximadamente verdadero. La cuerda superior era diseñada de esta manera desde el principio, ya que la estabilidad agregada de articulaciones rígidas dan a los miembros en compresión demasiado valor como para desperdiciarlo. Para los miembros en tensión, no tiene importancia.

La estructura armada de alma abierta única que hemos discutido aquí es, por supuesto, sólo la mitad de un puente. Los dos (o más) armazones en un puente real deberán tener un soporte lateral para evitar el pandeo, por ejemplo por arrostramiento de algún tipo en los extremos. La calzada puede funcionar entre las vigas, a través de un puente, o en la parte superior de ellos, un puente de cubierta. Es preciso prever la expansión térmica del puente, quizá por algún tipo de rodillo en un extremo. Ya no es común para construir puentes, viga de acero, especialmente en tamaños pequeños, ya que estructuras de concreto reforzado son normalmente más baratos.

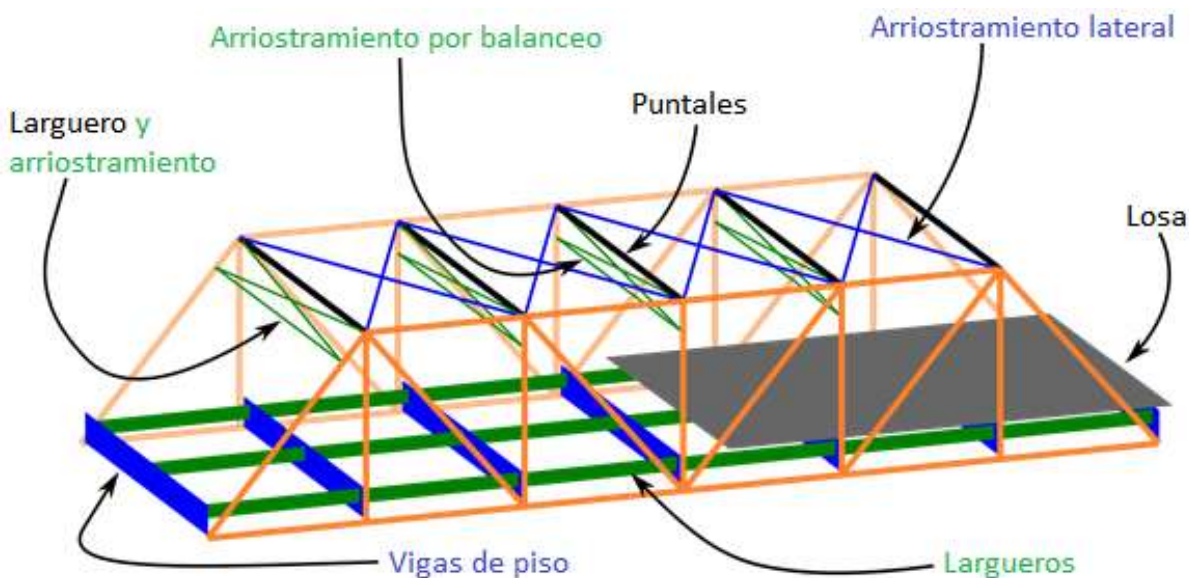


Figura 2-36. Diagrama de las partes de un puente de celosía básico.

En **El Salvador**, durante la década de los años 50, se comenzó a impulsar el desarrollo industrial, ya que en gran parte del mundo, debido al auge capitalista, se estaba generando un cambio de una economía agraria a una industrial. A raíz de esto, se crearon nuevas infraestructuras para satisfacer las necesidades de la reciente industria. Esta infraestructura necesitó de edificaciones que le permitieran satisfacer ciertas necesidades tales como funcionalidad, costo y seguridad. Todos estos factores dieron lugar a la proliferación de edificaciones consistentes en naves de un sólo nivel con techo de dos aguas, cuya estructura soportante estaba formada por vigas metálicas de alma abierta o marcos metálicos con celosía¹². Por otra parte, no sólo este tipo de edificaciones utilizaba estructura metálica. Se puede decir, en términos generales, que las estructuras de soporte para las cubiertas de los techos, utilizadas en nuestro país, están hechas de acero o de madera. Dichas estructuras se componen de elementos principales tales como armaduras y de elementos secundarios los cuales apoyan en los anteriores llamados largueros o polines.

¹² Dinora Avendaño y otros. Guía Auxiliar sobre Procesos Constructivos en Edificaciones. (Trabajo de graduación de la UCA para optar al grado de Ing. Civil. El Salvador. 1991). p. 296.

2.2.1.2 Clasificación de las celosías

Celosías planas

Las celosías planas de nudos articulados pueden dividirse desde el punto de vista estructural en:

Celosías simples son celosías estáticamente determinadas, en el que el número de barras y el número de nudos satisface que $b + 3 = 2n$, pueden ser calculadas mediante las ecuaciones de la estática en alguna de sus modalidades equilibrio de nudos y/o métodos de la estática gráfica. Geométricamente son una triangulación conforme o regular.

Celosías compuestas, son también celosías estáticamente determinadas con $b + 3 = 2n$ que pueden construirse uniendo dos o más celosías simples, de tal manera que cada par comparta una sus articulaciones y se añada alguna barra adicional entre cada par de modo que cualquier movimiento de una respecto de la otra esté impedido. Admiten una reducción al caso anterior.

Celosías complejas, que engloba a cualquier celosía plana que no sea de los tipos anteriores. Son estructuras hiperestáticas para las que se puede usar el método de Heneberg o el método matricial de la rigidez.

Si una celosía plana es de nudos rígidos, entonces es hiperestática con independencia del número de nudos y barras. En esos casos usualmente se calculan de modo aproximado suponiendo que sus nudos son articulados (si son similares a una celosía simple o compuesta), o de modo razonablemente más exacto por el método matricial de la rigidez.

Celosías planas estáticamente determinadas

Una celosía se llama estáticamente determinada o totalmente isostática si se aplican sucesivamente las ecuaciones de equilibrio mecánico, primero al conjunto de la estructura, para determinar sus reacciones, y luego a las partes internas, para determinar los esfuerzos sobre cada uno de los elementos que la integran. Estas dos condiciones se llaman:

Isostaticidad externa, cuando es posible calcular las reacciones usando exclusivamente las ecuaciones de la estática. Para que eso suceda el número de grados de libertad eliminados por los anclajes varios de la celosía debe ser a lo sumo de tres, puesto que sólo existen tres ecuaciones independientes de la estática aplicables al conjunto de la estructura.

- **Isostaticidad interna**, cuando es posible determinar los esfuerzos internos de cada una de las barras que forman la estructura, como veremos para que se dé esta condición se requiere una cierta relación entre el número de barras y nudos.

Una celosía plana, sólo puede ser isostática si está formada por nudos articulados y las barras sólo transmiten esfuerzos a otras barras en la dirección de su eje. Eso implica que en una celosía plana hiperestáticamente determinada el momento flector es nulo en todas las barras de la misma, estando solicitada cada barra sólo axialmente. Como una estructura de barras articuladas sólo puede comportarse rígidamente si cada región mínima encerrada por las barras es triangular, las celosías planas estáticamente determinadas están formadas por barras que forman regiones triangulares adyacentes unas a otras.

Además la condición de estar estáticamente determinada conlleva, como vamos a ver, una relación entre el número de barras y nudos. Llamemos b al número de barras y n al número de nudos. Las condiciones de isostaticidad interna y externa requieren que el número de ecuaciones estáticas linealmente independientes iguale al número de incógnitas:

- Empecemos contando el número de incógnitas: si la estructura es externamente isostática las reacciones totales dependerán de tres valores incógnita, por otro lado la condición de isostaticidad interna requerirá que determinemos el valor del esfuerzo axial de cada barra. Esto nos da $b+3$ incógnitas.
- En cuanto al número de ecuaciones de la estática, al no existir momentos flectores y ejercer cada barra sólo esfuerzo según su eje, se puede ver que en cada uno de los n nudos de la estructura las fuerzas verticales y horizontales deben anularse, eso nos da dos ecuaciones por nudo. En total podemos plantear el equilibrio de cada nudo independientemente por lo que el número de ecuaciones totales es de $2n$.

La condición de isostaticidad de la celosía requerirá por tanto:

$$b + 3 = 2n$$

Celosías tridimensionales

Las celosías tridimensionales isotáticas se forman a partir de tetraedros. Otra posibilidad común para las celosías tridimensionales es hacerlas de base cuadrada y rigidizar de algún modo en el plano de las bases.

Una celosía espacial es internamente isostática si el número de barras b que la forman y el número de nudos n que forman las barras entre sí satisface que:

$$b + 6 = 3n$$

Celosías de nudos rígidos

Una celosía de nudos rígidos es un tipo de estructura hiperestática que geoméricamente puede ser similar a una celosía estáticamente determinada pero estructuralmente tiene barras trabajando en flexión.

Un nudo se llama rígido si una vez deformada la estructura el ángulo formado inicialmente por todas las barras se mantiene a pesar de que globalmente todo el nudo ha podido haber girado un ángulo finito.

Puede probarse que dos celosías de idéntica geometría, siendo los nudos de una rígidos y los de la otra articulados, cumplen que:

- La celosía de nudos articulados tiene esfuerzos axiales mayores que la de nudos rígidos.
- La celosía de nudos articulados es más deformable.
- La celosía de nudos rígidos presenta mayores problemas en el dimensionado de las uniones entre barras.

2.2.1.3 Usos de las celosías

Las celosías tienen innumerables usos, y en la mayoría de los casos, cumplen la función de refuerzo o aportar rigidez a un estructura. Todo esto, reduciendo la cantidad del material a utilizar.

Vigas

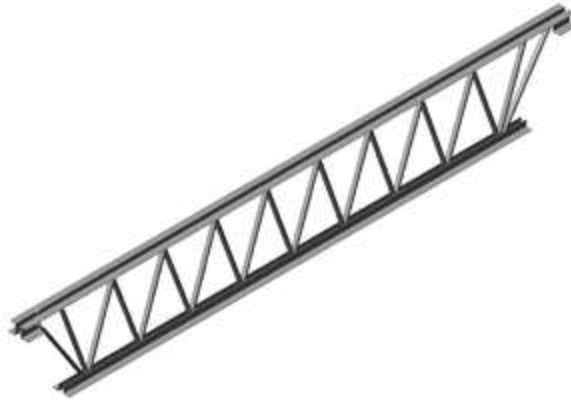


Figura 2-37. Viga de alma abierta, también llamadas vigas macomber

Las celosías en las vigas, en especial las vigas armadas de alma abierta, tienen principalmente las funciones de servir de medio de unión de las cuerdas, rigidizando la estructura en conjunto a partir de las tensiones de los miembros que lo conforman.

Columnas



Figura 2-38. Columna de celosía. Ejemplar usado en tarimas.

Tomando en cuenta que una columna es un miembro a compresión, las celosías es para evitar el pandeo, debido a las cargas axiales de los miembros principales. Estas estructuras, por lo tanto, no resisten grandes cargas axiales y no suelen usarse en edificios donde las columnas soportaran entrepisos. El uso más general que se les da a estas columnas armadas es en naves industriales, donde estas columnas soportaran cargas mas livianas como son la estructura de techo.

Puentes



Figura 2-39. Puente de celosía con arriostramiento también de celosía

Estructura de puente donde se muestra la estructura principal y los arriostramientos con celosía. Los puentes fueron las primeras aplicaciones de las celosías. En conjunto, funcionara como una sola viga, pero partes individuales funcionan también de otras maneras. Tales como los arriostramientos.

Arriostramientos

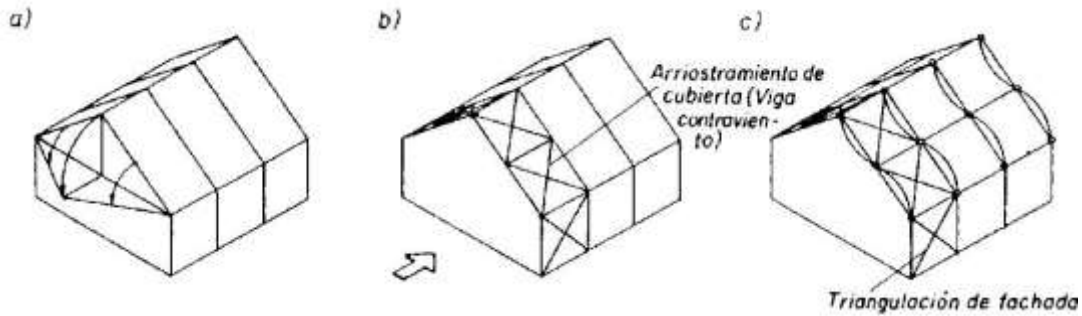


Figura 2-40. Arriostramiento en naves industriales

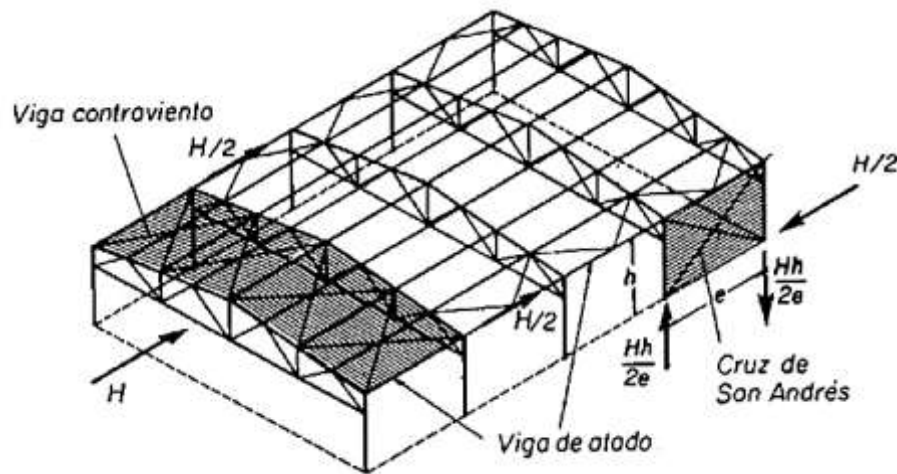


Figura 2-41. Arriostramiento en edificios

El arriostramiento puede ser de varios tipos de celosía y se estimará de acuerdo a criterios estructurales, conveniencias económicas y arquitectónicas y otros criterios.

Los arriostramientos son aplicables no solo a edificios, también a puentes, estructuras de techos (en sustitución de tirantes de acero), y otros.

En la imagen superior se muestran otros arriostramientos alternativos a “la cruz de San Andrés” en edificios.

2.2.1.4 Celosías planas notables

De acuerdo con el uso y disposición de las cargas conviene una u otra tipología o disposición de montantes verticales y diagonales. Algunas de las tipologías más usadas se conocen por el nombre propio de las personas que las patentaron o estudiaron en detalle por vez primera.

En las celosías horizontales con cargas gravitatorias verticales generalmente la cuerda superior (conjunto de barras horizontales o inclinadas situadas más arriba) está sometido a esfuerzos de compresión, mientras que la cuerda inferior está sometido a esfuerzos de tracción. En cambio, los montantes y las diagonales presentan más variabilidad. Según la inclinación de las diagonales a uno u otro lado pueden estar todas traccionadas, todas comprimidas, con compresiones y tracciones alternas, o con una distribución de esfuerzos aún más compleja. El esfuerzo de los montantes a su vez suele ser contrario al de las diagonales adyacentes, aunque esto no es una regla general.

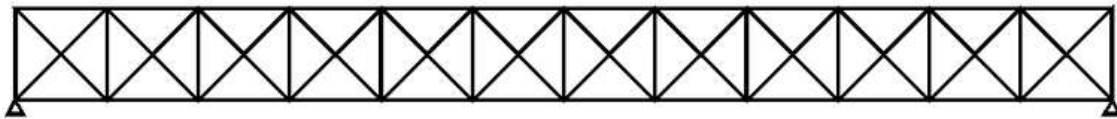


Figura 2-42. Esquema de celosía Long

- Celosía **Long**: Este tipo de celosía debe su nombre a Stephen H. Long (1784-1864), y tiene su origen hacia 1835. Los cordones superior e inferior horizontales se unen mediante montantes verticales todos ellos arriostrados por diagonales dobles.

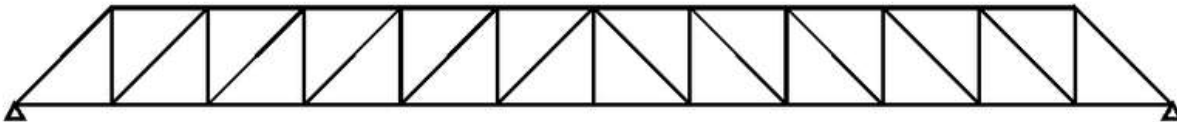


Figura 2-43. Esquema de celosía Howe

Celosía **Howe**, fue patentada en 1840 por William Howe, aunque ya había sido usada con anterioridad. Se usó mucho en el diseño de celosías de madera, está compuesta por montantes verticales entre el cordón superior e inferior. Las diagonales se unen en sus extremos donde coincide un montante con el cordón superior o inferior (formando Λ 's). Con esa disposición las diagonales están sometidas a compresión, mientras que los montantes trabajan a tracción.

Esta tipología no constituye un buen diseño si toda la celosía es del mismo material. Históricamente se usó mucho en la construcción de los primeros puentes de ferrocarril. Con la disposición Howe se lograba

que los elementos verticales que eran metálicos y más cortos estuviera traccionados, mientras que las diagonales más largas estaban comprimidas, lo cual era económico puesto que los elementos metálicos eran más caros y con la disposición Howe se minimizaba su longitud.

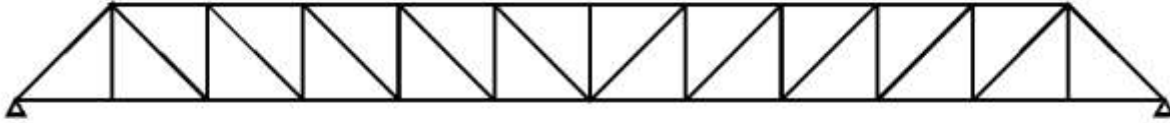


Figura 2-44. Esquema de celosía tipo Pratt

Celosía **Pratt**: Fue patentada en 1844, por dos ingenieros de ferrocarriles en Boston, Caleb Pratt y su hijo Thomas Willis Pratt. Representa la adaptación de las celosías al uso más generalizado de un nuevo material de construcción de la época: el acero. A diferencia de una celosía Howe, aquí las barras están inclinadas en sentido contrario (ahora forman V's), de manera que las diagonales están sometidas a tracción mientras que las barras verticales están comprimidas.

Eso representa ventajas si toda la celosía es de acero, ya que los elementos traccionados no presentan problemas de pandeo aunque sean largos mientras que los sometidos a compresión si pueden presentar pandeo, lo que obliga a hacerlos de mayor espesor. Puesto que el efecto del pandeo es proporcional a la longitud de las barras interesa que los elementos más cortos sean los que sufren la compresión. La celosía Pratt puede presentar variaciones, normalmente consistentes en barras suplementarias que van desde las diagonales hasta el cordón superior, dichas barras son usadas para reducir la longitud efectiva de pandeo.

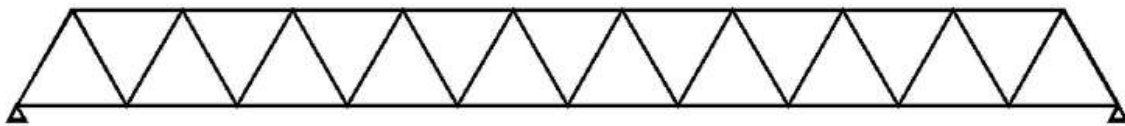


Figura 2-45. Esquema de celosía Warren

La celosía **Warren**, fue patentada por los ingleses James Warren y Willboughby Monzoni en 1848. El rasgo característico de este tipo de celosías es que forman una serie de triángulos isósceles (o equiláteros), de manera que todas las diagonales tienen la misma longitud. Típicamente en una celosía de este tipo y con cargas aplicadas verticales en sus nudos superiores, las diagonales presentan alternativamente compresión y tracción. Esto, que es desfavorable desde el punto de vista resistente, presenta en cambio una ventaja constructiva. Si las cargas son variables sobre la parte superior de la celosía (como por ejemplo en una pasarela) la celosía presenta resistencia similar para diversas configuraciones de carga.

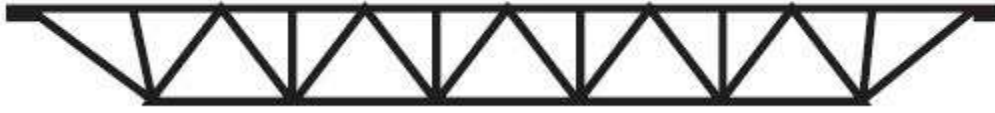


Figura 2-46. Esquema de celosía Warren con verticales

Entre las variaciones más comunes está el uso de doble celosía Warren y la inclusión de montantes o barras verticales (verticales).

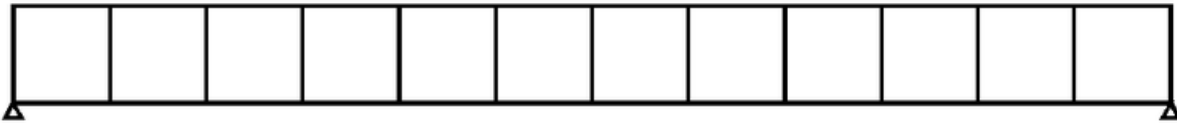


Figura 2-47. Esquema de celosía Vierendeel

La pseudocelosía **Vierendeel**, en honor al ingeniero belga A. Vierendeel, tiene como características principales las uniones obligatoriamente rígidas y la ausencia de diagonales inclinadas. De esta manera, en una (pseudo)celosía Vierendeel, no aparecen formas triangulares como en la mayoría de celosías, sino una serie de marcos rectangulares. Se trata por tanto de una estructura empleada en edificación por el aprovechamiento de sus aperturas.

Existen otros tipos de estructuras de celosía o cerchas tales como:

- Abanico.
- Armadura K.
- Bailey.
- Barril.
- Bollman.
- Bowstring.
- Doble Invertida.
- Fink.
- Multipanel.
- Pennsylvania.

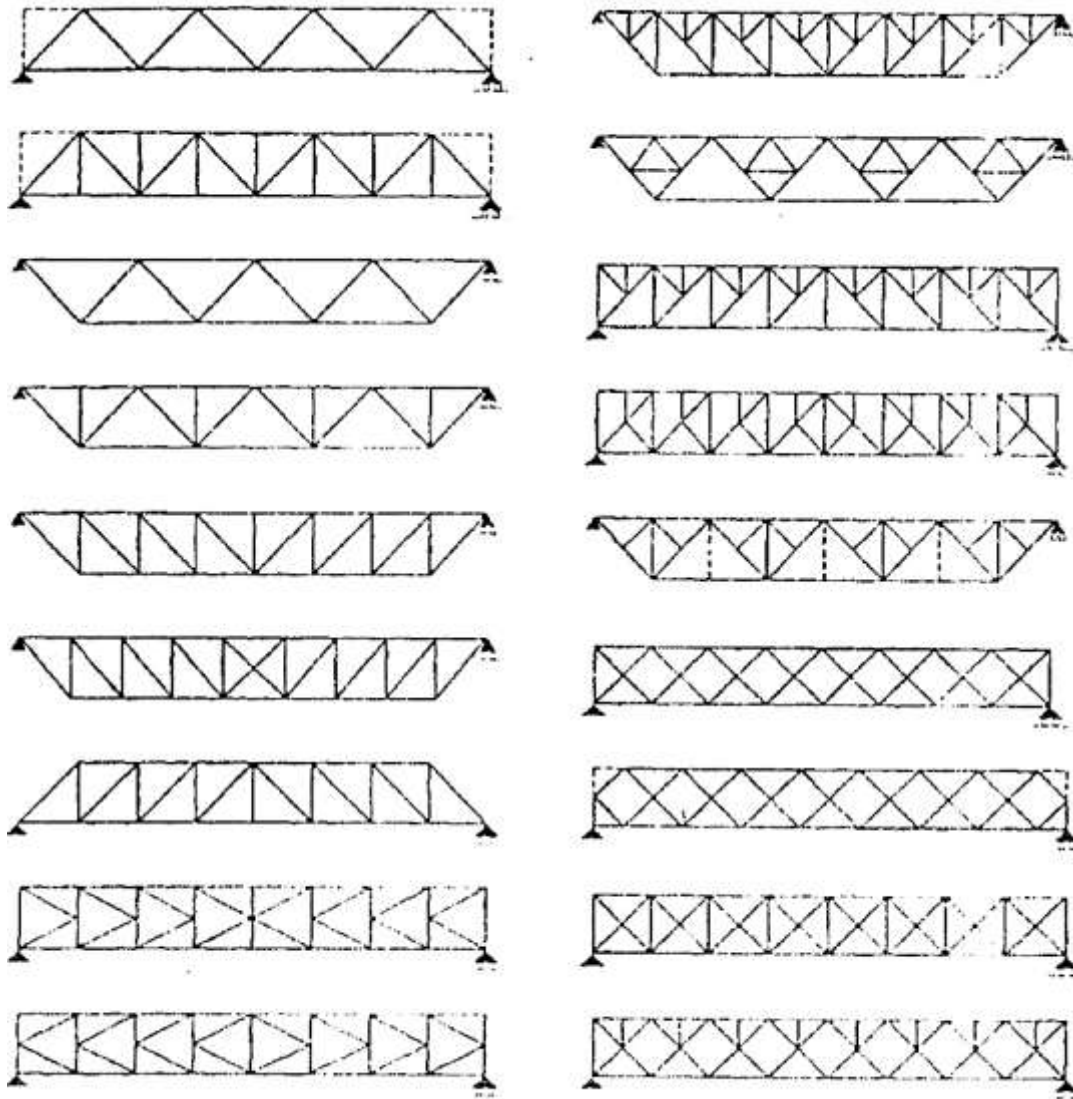
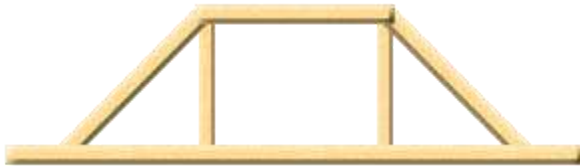


Figura 2-48. Otros tipos de celosías

Mención aparte, están los primeros tipos de estructuras de celosías, usados en puentes de madera en la edad media y que abrieron la brecha para el desarrollo de estas estructuras.



Celosía King Post, una de las más simples formas de celosía implementadas, consiste en dos apoyos inclinados soportados por un soporte vertical común.



La Celosía **Queen Post**, es similar a la celosía king post en el sentido que los soportes exteriores son inclinados hacia el centro de la estructura. La diferencia más notable es la extensión horizontal en el centro el cual toma la

acción de una viga para proveer estabilidad mecánica.

Estos tipos de celosía son adecuados solamente para claros relativamente cortos.

2.2.2 Estructuras con celosías

2.2.2.1 Terminología de estructuras con celosías

Las estructuras con celosía, también son llamadas, estructuras reticulares, estructuras triangulares, cerchas, estructuras con entramado triangular, armazones, etc. y se refieren como se menciona en el apartado anterior a las estructuras de diversas formas geométricas, pero que, principalmente, sus componentes o parte de ellos comprenden una estructura triangular en su diseño. El término en inglés es *truss*.

Las estructuras con celosías pueden también tomar nombre según su aplicación, tales como las de carretera, de ferrocarril o de techo.

2.2.2.2 Tipos de estructuras con celosías

Las celosías son una forma de rigidizar una estructura, no por medio de las propiedades físicas de los materiales que conforma la estructura en sí misma, si no que a partir de la disposición de los elementos individuales.

Principalmente, existen dos tipos básicos de estructuras con celosías:

Armaduras, que son caracterizadas por su forma triangular y entramado en el interior que las componen. Las cuales son usadas primordialmente en la construcción en techos. Estas son nombradas por el tipo de la celosía.

Vigas de alma abierta, que son estructuras con cuerdas paralelas y entramado triangular en el alma. En muchos casos, cuerdas en las vigas de alma abierta son paralelas, pero no son las reglas, y normalmente hay variantes con sección variable e inclinaciones de la cuerda superior. En la mayoría de las veces el tipo de celosía de las vigas de alma abierta es de tipo Warren o Warren modificados, esto debido a la estandarización de estos elementos¹³ a través de este tipo de celosía, aunque se pueden utilizar otras configuraciones.

2.2.2.3 Clasificación de acuerdo a la sección transversal

Las estructuras con celosía, pueden ser también clasificadas de acuerdo a la continuidad de la sección transversal a lo largo de la estructura. La continuidad de la sección transversal es referida principalmente, al peralte de la estructura.

Las vigas de alma abierta de sección constante. Son aquellas en que el peralte es constante a lo largo de la estructura y por lo tanto, tienen las cuerdas completamente paralelas.

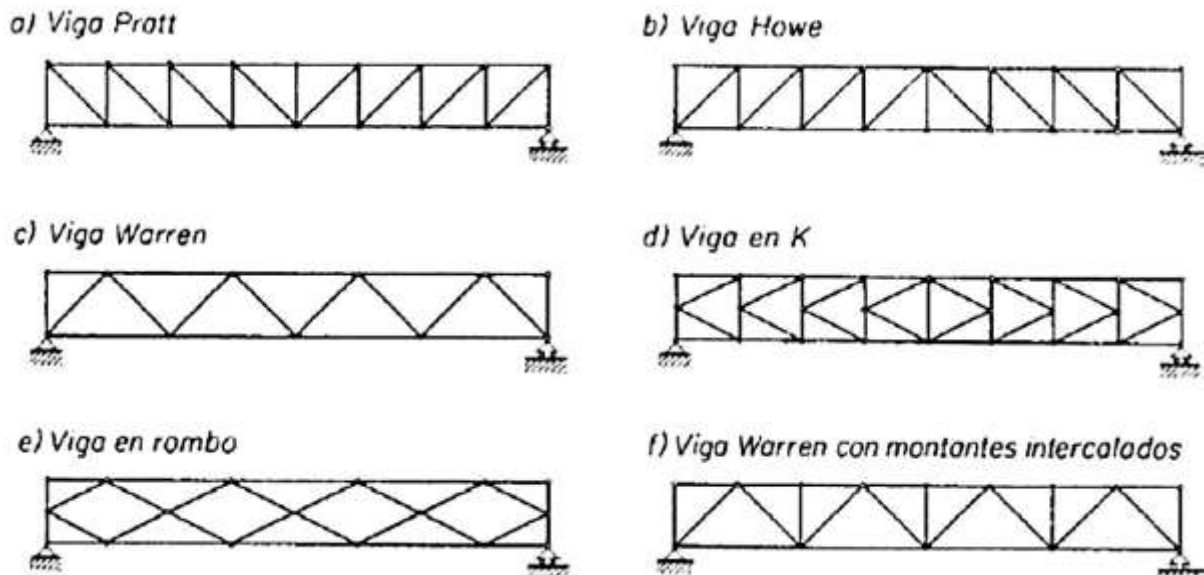
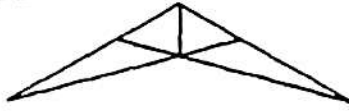


Figura 2-49. Tipos de vigas de alma abierta básicas

Las vigas de alma abierta de sección variable. Son aquellas en que el peralte de la sección transversal no es constante, es decir, varía a lo largo de la estructura.

¹³ Las vigas de alma abierta, en USA (llamadas Steel Joists) están normadas por el Steel Joist Institute y hace mayor uso de celosía tipo Warren en sus especificaciones.

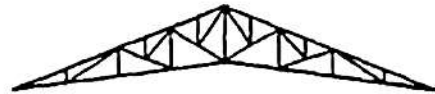
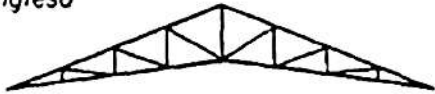
a) Tijera



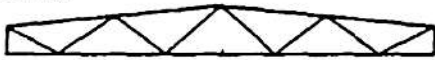
b) Polonceau



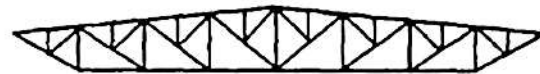
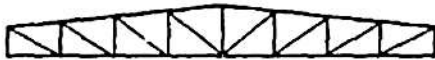
c) Inglesa



d) Warren



e) Pratt



f)

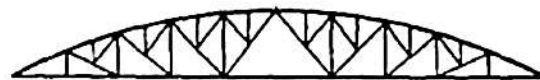
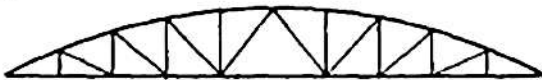


Figura 2-50. Vigas de alma abierta especiales

A partir de lo anterior, podemos deducir que las vigas de alma abierta, pueden ser o no, estructuras de sección variable o continua; pero, en el caso de las armaduras, estas siempre serán de sección variable.

2.2.2.4 Tipos de Configuración

Configuración completa. Es aquella que se compone del número mínimo de miembros necesarios para formar una estructura hecha completamente de triángulos.

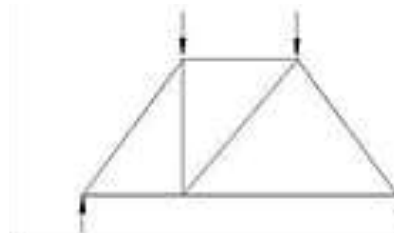
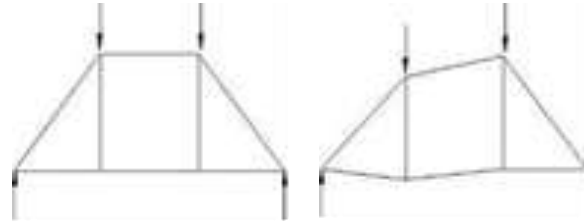


Figura 2-51. Configuración completa

Configuración incompleta. Es un entramado no compuesto totalmente de triángulos (Figura 2-52). Para cargas simétricas esta configuración puede ser estable, pero si la carga es asimétrica, ocurrirá una distorsión que puede provocar falla. Una configuración incompleta se considera que es inestable y siempre debe eludirse.



Falla por cargas asimétricas

Figura 2-52. Configuración Incompleta

Configuración redundante. Es un entramado que contiene un número de miembros mayor que el requerido para formar el número mínimo de triángulos. En la armadura (Figura 2-53), se muestran dos diagonales en el tablero central; una de las diagonales se llama miembro redundante. Sin embargo en la practica estas dos diagonales, formadas de varillas, se usan frecuentemente; como las varillas son capaces de resistir únicamente fuerzas de tensión, de las dos varillas diagonales en el tablero, solamente una de ellas actuara a la vez.

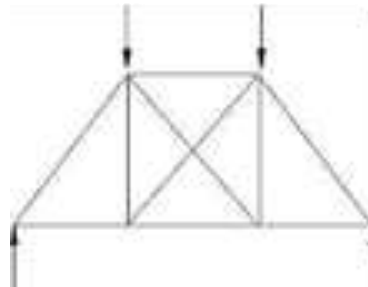


Figura 2-53. Configuración Redundante

Para el caso de cargas asimétricas, el miembro que resiste una fuerza de tensión trabajara, mientras que la otra diagonal, no estará trabajando. Si se emplea solamente una diagonal, esta deberá ser capaz de resistir tanto compresión como tensión, dependiendo de las magnitudes relativas de las cargas aplicadas.

2.2.2.5 Análisis de estructuras con celosías

Particularidades en el análisis de estructuras con celosías:

El análisis de las estructuras con celosía, comúnmente asume que las cargas son aplicadas en los nudos solamente y no en puntos intermedios a lo largo de los miembros.

El peso de los elementos es con frecuencia insignificante comparado con las cargas aplicadas y por lo tanto, a veces es omitido.

Si es requerido, la mitad del peso de cada miembro puede ser aplicado a los dos nudos al final de cada nudo.

Siempre que los miembros sean largos y esbeltos, los momentos transmitidos a lo largo de los nudos son despreciables y pueden ser tratados como articulados.

Cada miembro de la estructura de celosía es por lo tanto, en pura compresión, o pura tensión - fuerza cortante, momento flector, y otros esfuerzos mas complejos son prácticamente cero. Esto hace a las estructuras con celosías, fáciles de analizar.

Las uniones de los miembros se hacen por medio de pasadores lisos. En la práctica las uniones se hacen por medio de láminas llamadas cartelas, que pueden estar atornilladas, remachadas o soldadas con los elementos de la estructura.

Esto hace también que las estructuras con celosías prácticamente más fuerte que otras formas de disponer material - porque casi todos los materiales pueden mantener una carga mucho más grande en tensión o compresión, que en cortante, flexión, torsión u otro tipo de fuerza.

Las leyes de Newton aplican a la estructura como un todo, así como a cada nudo o unión. A fin de que cualquier nudo que pueda estar sujeto a un carga externa o fuerza permanezca estático en el espacio, las siguientes condiciones tienen que mantenerse: las sumas de todas las fuerzas (horizontales y verticales), así como también todos los momentos actuando sobre en el nudo sean igual a cero. El análisis de estas condiciones en cada nudo permite la compresión o tensión en los miembros.

En la medida que una estructura con celosía y miembros articulados sea estable, esta debe ser elaborada completamente de triángulos. En términos matemáticos, tenemos a continuación la siguiente condición de estabilidad;

$$m \geq 2j - r \quad (a)$$

donde

m = total numero de miembros de la estructura

j = numero total de uniones, y

r = numero de reacciones (igual a 3 generalmente) en una estructura de 2 dimensiones.

Cuando una estructura reticular es geoméricamente deformable, sólo puede utilizarse como elemento resistente si las barras que la componen están unidas mediante empotramientos rígidos. Un ejemplo de esto es la viga con celosía de tipo Vierendel, mostrada a continuación:

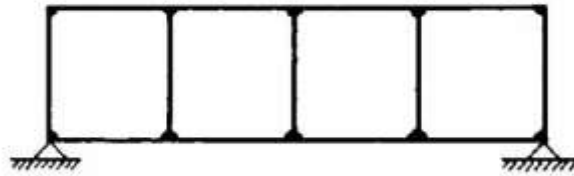


Figura 2-54. Las vigas Vierendel resulta el mejor ejemplo de empotramientos rígidos

Las estructuras en celosía pueden dividirse **desde el punto de vista de los apoyos** en:

Vigas exteriormente isostáticas.

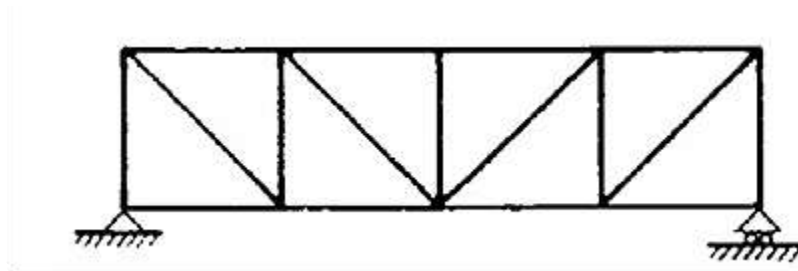


Figura 2-55. Esquema de viga Pratt exteriormente isostática

Estructuras que están soportadas en mas de 2 sitios, se dice que son estáticamente indeterminadas, y la aplicación de las leyes de Newton solamente no son suficientes para determinar las fuerzas en los miembros. Si la viga anterior la soportamos en tres apoyos se convierte en exteriormente hiperestática.

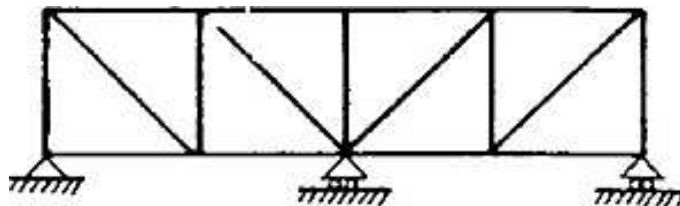


Figura 2-56. Esquema de viga Pratt hiperestática

Este tipo de estructuras tienen varios inconvenientes: mayor dificultad en el cálculo, mayor exigencia de precisión en la nivelación durante el montaje y la posibilidad de aparición de tensiones adicionales en caso de producirse asentamientos diferenciales en los apoyos.

Desde el **punto de vista de la triangulación interior**, las estructuras en celosía pueden también dividirse en isostáticas e hiperestática

Una viga es internamente isostática cuando tiene el número imprescindible de barras. En cuanto aparecen barras superfluas la viga se convierte en interiormente hiperestática. Un ejemplo de este último caso es la celosía en Cruz de San Andrés

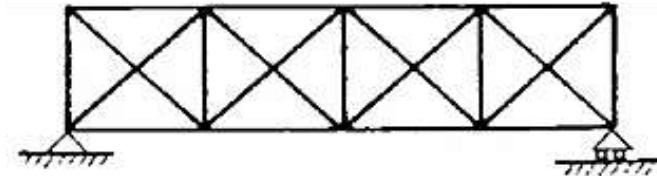


Figura 2-57. Esquema de la Celosía en Cruz de San Andrés

En el cálculo de celosías se puede dividir en las siguientes etapas de cálculo:

- Determinación de cargas sobre los nudos
- Determinación de los esfuerzos de las barras y comprobación de las secciones traccionadas y comprimidas.
- Comprobación de las soldaduras de los nudos, en caso de que en lugar de articulaciones se usen soldaduras.

Celosías planas

Las celosías planas, estáticamente determinadas, pueden ser calculadas con suficiente aproximación, sin considerar las deformaciones, usando únicamente ecuaciones de estática. En este tipo de celosías se puede estimar que los nudos son articulados, por lo que no se tiene en cuenta el momento flector, ni el esfuerzo cortante, sólo se considera el esfuerzo axial, constante a lo largo de la barra. Existen diversos métodos basados en aplicar las ecuaciones de la estática de manera eficiente y rápida, para una celosía de n nudos:

Método de los nudos, consistente en estimar que cada uno de los nudos está en equilibrio, lo que implica que la suma vectorial de las fuerzas actuantes sobre cada barra se equilibran. Al existir n nudos es necesario resolver $2n$ ecuaciones lineales. Este método sólo funciona para celosías estáticamente

determinadas (internamente isostáticas) con $2n-3$ barras, siendo n el número de nudos. Para celosías complejas el método de los nudos conduce a un sistema con más incógnitas que ecuaciones y no permite determinar los esfuerzos.

Método de Cremona-Maxwell es un sencillo método gráfico basado en el método de los nudos, usando una operación de dualidad geométrica, por la cual, a cada estructura reticular se le asigna un diagrama de puntos, en donde cada punto representa una retícula de la estructura, y cada segmento, entre estos puntos dados, representa la magnitud del esfuerzo de la barra situada entre dos retículos. La suma vectorial de las fuerzas actuantes sobre cada barra se equilibra gráficamente.

Método de Ritter o de las secciones Este método consiste en realizar cortes en una armadura con el fin de encontrar las fuerzas internas en una armadura, tomando en cuenta la sección cortada en equilibrio y utilizando las 3 ecuaciones de equilibrio determinar las fuerzas internas. Este método únicamente permite realizar un corte en el cual se corten 3 barras (al menos una de las cuales no sea paralela a las otras dos).

Método matricial que requiere resolver un sistema de $2n-3$ ecuaciones para los desplazamientos desconocidos, a partir del cual se calculan fácilmente las reacciones y los esfuerzos sobre las barras. En general resulta algorítmicamente más trabajoso que los otros dos, pero es fácilmente programable y tiene la gran ventaja de ser extendible casi sin modificaciones a celosías externamente hiperestáticas.

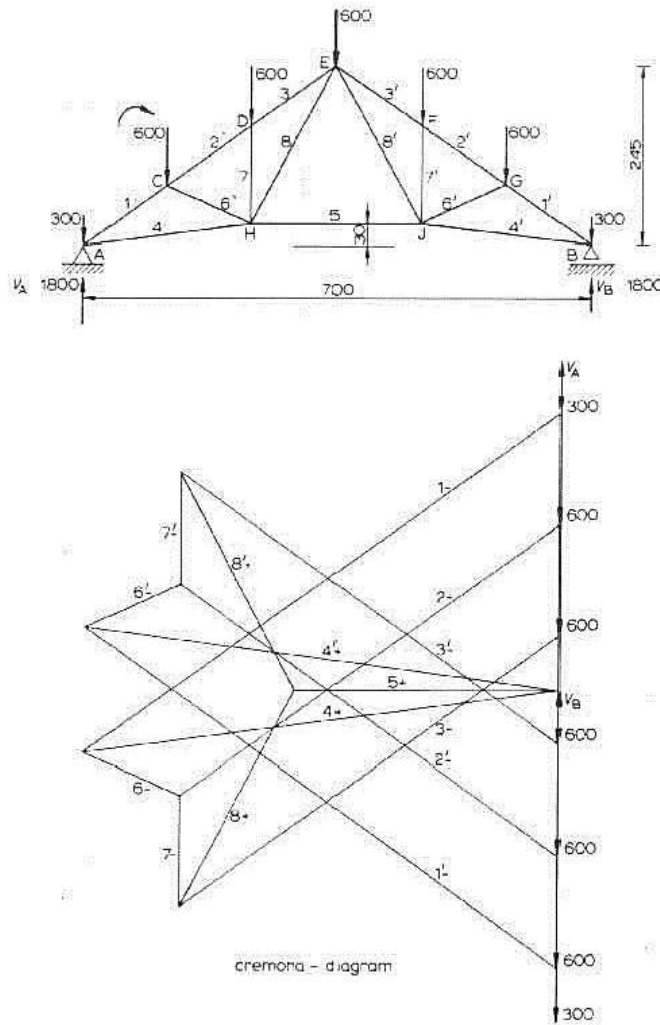


Figura 2-58. Diagrama de cremona para celosía plana

Las estructuras para las que funcionan los dos primeros métodos se denominan simples, y su geometría es la de una triangulación conforme. Existen celosías estáticamente determinadas que no son simples, llamadas compuestas que pueden ser calculadas por el método de las secciones, posiblemente combinado con el de los nudos o el de Cremona-Maxwell. Si las celosías no están determinadas estáticamente, cosa que sucede siempre que $b > 2n-3$ los tres primeros métodos anteriores no funcionan y debe emplearse el método de Henneberg o el método matricial de la rigidez. En el caso de que $b > 2n-3$ las celosías se denominan complejas.

Celosías tridimensionales

Para las celosías tridimensionales estáticamente determinadas puede emplearse la versión tridimensional del método de los nudos. Para estructuras hiperestáticas pueden emplearse diversos métodos matriciales.

2.3 Vigas armadas de alma abierta

Las estructuras con celosía, también llamadas, estructuras reticulares, estructuras triangulares, cerchas, estructuras con entramado triangular, etc. y se refieren como se menciona en el apartado anterior a las estructuras de diversas formas geométricas, pero que, principalmente, sus componentes o parte de ellos comprenden una estructura triangular en su diseño. El término en inglés es *truss*. Las estructuras con celosías pueden también tomar nombre según su aplicación, tales como las de carretera, de ferrocarril o de techo.

Las vigas armadas de alma abierta son estructuras compuestas en las que se asume que sus miembros están unidos unos con otros por sus puntos extremos a través de pasadores¹⁴. Las armaduras, además, se definen como "vigas grandes, de gran peralte y de alma abierta"¹⁵; estas pueden ser planas o espaciales, dependiendo si estas se localizan en un sólo plano o si conforman una estructura espacial respectivamente. En una armadura, los miembros superiores y los inferiores reciben el nombre de cuerdas o cordones. Los elementos verticales y diagonales reciben el nombre de elementos del alma, aunque mayormente se les llamarán celosías. Las cuerdas de las armaduras pueden o no ser paralelas entre sí. En la figura 2-59 se observan distintos tipos de armaduras planas. Nótese la forma particular en que se disponen los elementos de las armaduras, los cuales generalmente van formando triángulos con el fin de no generar inestabilidad geométrica¹⁶.

¹⁴ Russell C. Hibbeler. *Mecánica para Ingenieros: Estática*, (México. Compañía Editorial Continental. S.A. de C.V., 1978). p. 225.

¹⁵ Jack C. McCORMAC. *Diseño de Estructuras Metálicas*. (México. Representaciones y Servicios de Ingeniería. S.Á., 1972). p. 586.

¹⁶ Una configuración no triangular es inestable a menos que se la restrinja de alguna manera. Jack C. McCORMAC. *Análisis Estructural*. (México. 1983). p. 126.

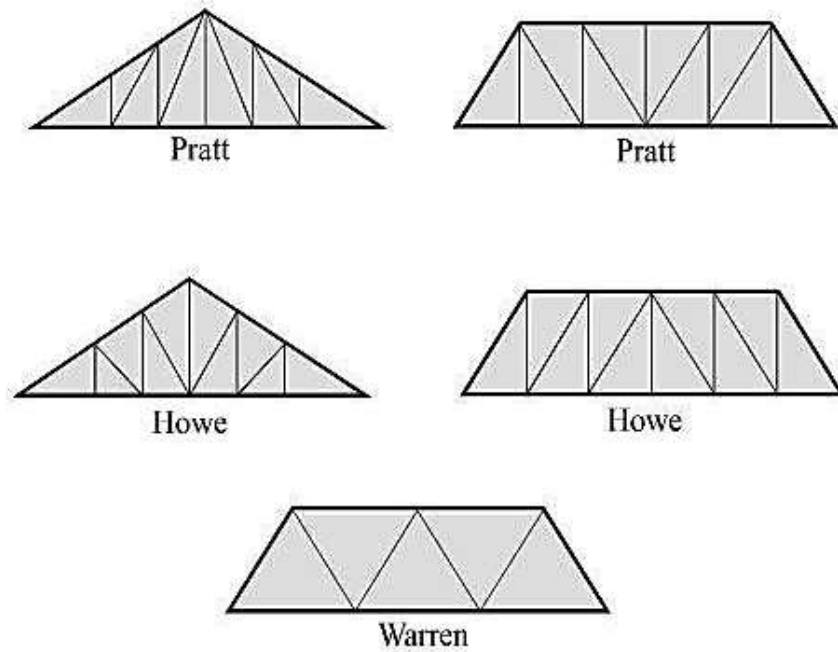


Figura 2-59. Diferentes tipos de vigas armadas de alma abierta

2.3.1 Comportamiento de vigas

Casi todos los miembros de una estructura están solicitados a una combinación de momento y carga axial. Cuando la magnitud de alguna de ellas es relativamente pequeña, su efecto se desprecia y el miembro se diseña como una viga, una columna axialmente cargada o un miembro a tracción. En muchas situaciones ningún efecto puede despreciarse y el diseño debe considerar el comportamiento del miembro bajo carga combinada.

Como la flexión forma parte de las axiones en la estructura, todos los factores considerados en ella aplican, particularmente los relacionados con estabilidad (pandeo lateral-torsional y pandeo local de miembros a compresión). Cuando la flexión se combina con tracción axial, se reduce la posibilidad de inestabilidad y la fluencia usualmente gobierna el diseño. Para el caso de flexión combinada con compresión axial se incrementa la posibilidad de inestabilidad; además cuando está presente la compresión axial, aparece un momento flector secundario, igual a la fuerza de compresión por el desplazamiento, la cual a su vez es función de la magnitud del momento.

Un miembro en flexión está sometido a cargas perpendiculares a su eje, las que pueden incluir momentos puntuales aplicados en el tramo o los extremos del elemento. Estas cargas generan momentos flectores y corte en el miembro.

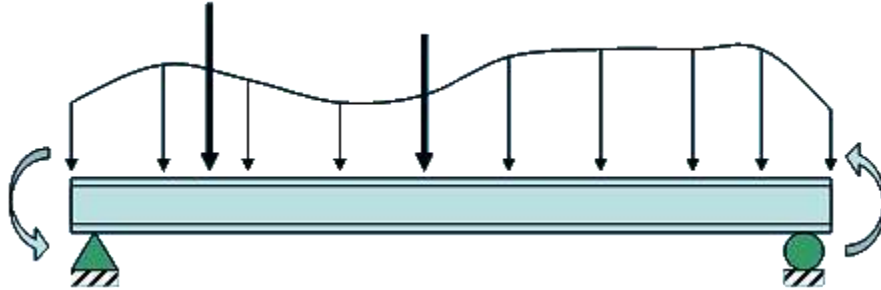


Figura 2-60. Las vigas están principalmente sometidas a flexión debido a la carga soportada y a su propio peso

La resistencia de una viga de acero está dada, fundamentalmente, por su momento de inercia I . También la resistencia a la flexión puede incrementarse modificando las condiciones de apoyo, como por ejemplo, haciéndola continua en lugar de isostática.

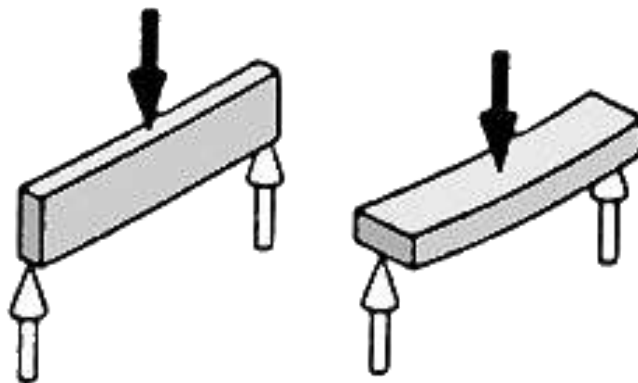


Figura 2-61. El momento de inercia influye en el comportamiento de la viga. El momento de inercia es mayor en el eje y

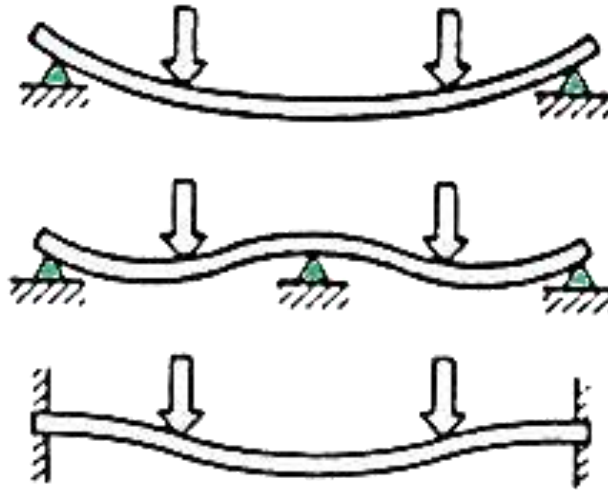


Figura 2-62. Cambiando las condiciones de apoyo, se pueden lograr mayores resistencias a flexión

Como sabemos, las vigas tienen secciones rectangulares de base más estrecha que la altura, la cual para vigas de acero, de alma abierta o alma llena, es el peralte de esta. Como se ve en la figura, se contempla la razón de esto. Particularmente, las vigas de acero, llevan este razonamiento, un paso más allá, debido a que la relación peralte/ancho, es mucho mayor comparado con el concreto reforzado.

Sin embargo, esta resistencia puede verse reducida significativamente si no se toman provisiones contra el pandeo lateral de la viga.

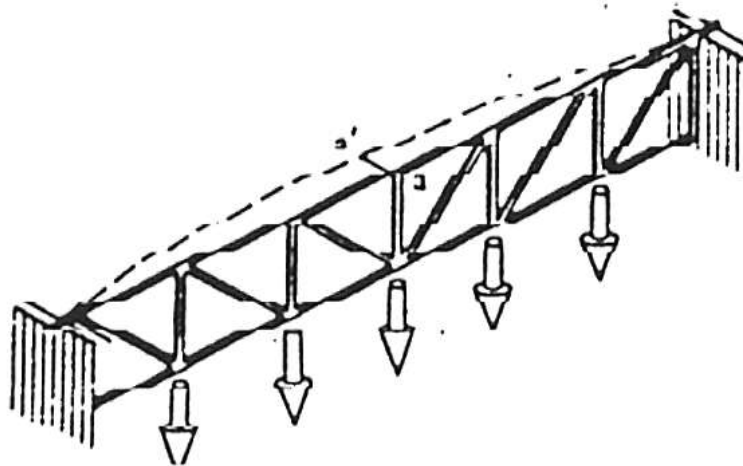


Figura 2-63. Viga de alma abierta antes del pandeo lateral

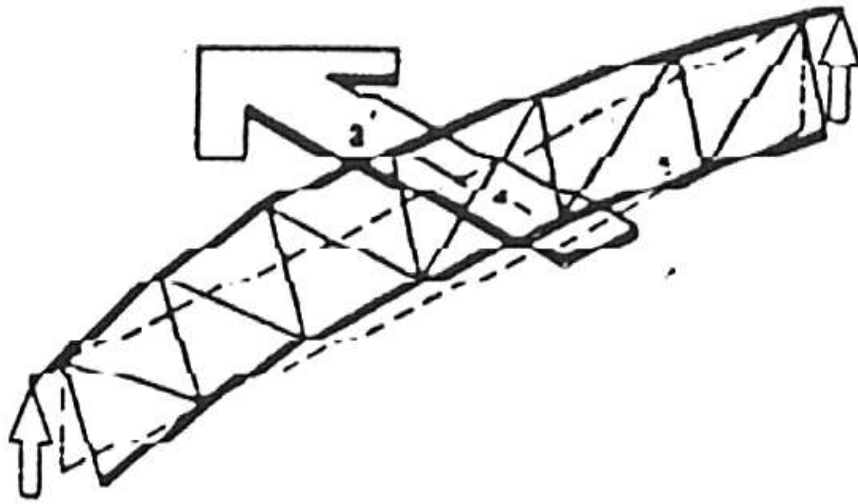


Figura 2-64. Pandeo lateral de la viga de alma abierta.

La forma de prevenir este pandeo lateral puede ser incrementando la resistencia de la viga, o disponiendo elementos transversales al eje de la viga que actúen como arriostramiento lateral.

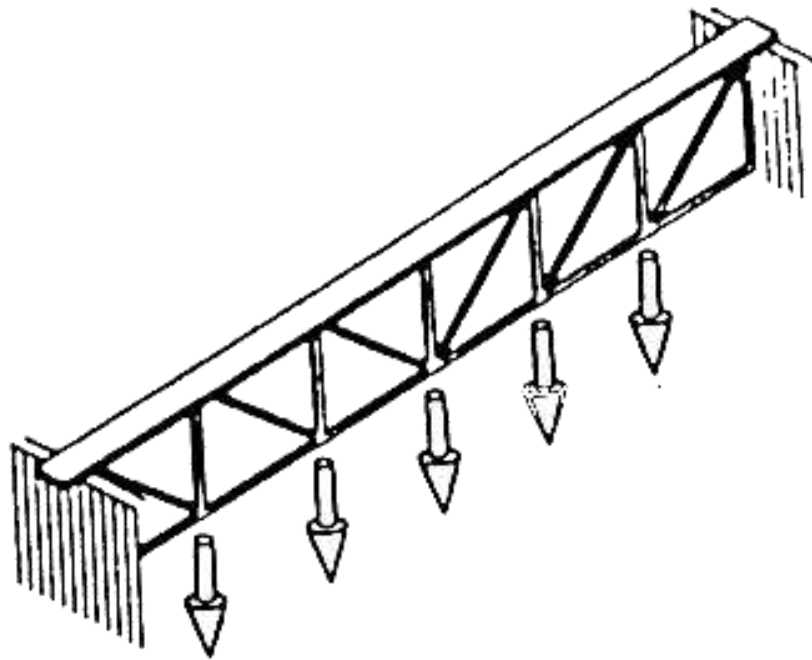


Figura 2-65. Viga de alma abierta plana con la cuerda superior rigidizada para evitar el pandeo lateral

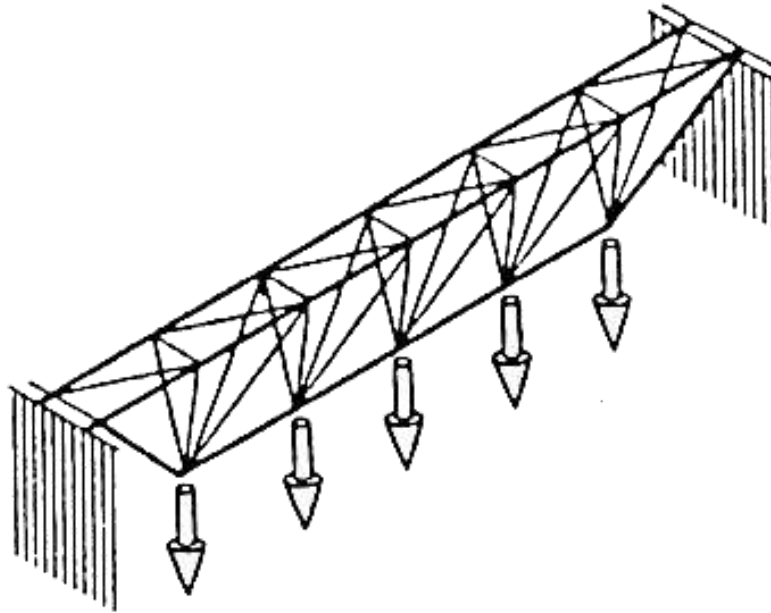


Figura 2-66. Viga de alma abierta en 3D: cuerda superior ancha para proveer resistencia al pandeo lateral. Llamados también polines espaciales.

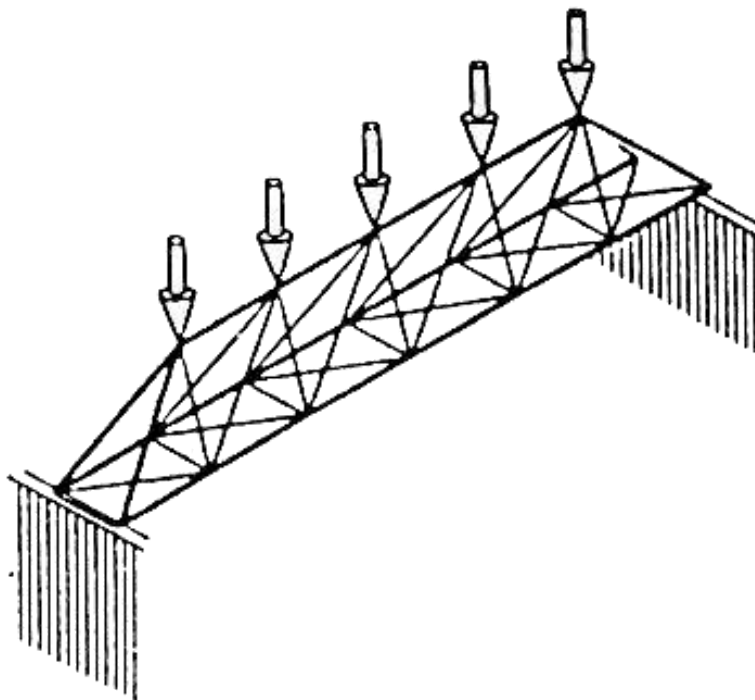


Figura 2-67. Viga de alma abierta en 3D: cuerda inferior ancho para proveer resistencia al pandeo lateral

2.3.1.1 Elementos internos de las estructuras con celosía

En las estructuras con celosía las barras se denominan, según su posición, del siguiente modo:

Cuerda superior: conjunto de elementos que forman la cabeza superior. Se denominan a veces “par” o también cordón superior.

Cuerda inferior: conjunto de elementos que forman la cabeza inferior. Se denomina “tirante” por trabajar usualmente a tracción. También llamado cordón superior.

Montantes: barras verticales dispuestas en el alma de la estructura.

Diagonales: barras inclinadas dispuestas en el alma de la viga.

Paneles: También se le llama paneles a las secciones de cuerda comprendida entre dos nudos. Esto puede ser en la cuerda inferior, así como en la superior.

2.3.2 Vigas de alma abierta

Las vigas de alma abierta - que comprenden estructuras con entramado triangular y cuerdas paralelas - tienen una terminología bastante complicada. En nuestro país son comúnmente llamadas “vigas macomber”; dicho termino, no contiene referencia alguna al origen de dichas estructuras como son las *steel joists* u *open web steel joists* en países de habla inglesa, aunque también se usa el termino *parallel chord trusses* o *flat trusses*; pero en español no existe un acuerdo de la terminología exacta de las vigas de alma abierta. Otra nomenclatura, para las vigas de alma abierta son vigas joists, armaduras, y otras.

Con la finalidad de clarificar el concepto de “vigas de alma abierta”, se establece la siguiente definición:

Las vigas de alma abierta, son estructuras metálicas, de peralte normalmente constante a lo largo de la longitud completa de la estructura o, en ciertos casos variables; establecido por la disposición de la cuerda superior e inferior. Las cuerdas son unidas entre sí por medio de el entramado de elementos, que constituyen la celosía.

Las cuerdas, están constituidas generalmente por angulares con una disposición geométrica variable, mientras que la celosía normalmente es formada con varillas, angulares o pletinas, dispuestas en zigzag que corresponde a la celosía de tipo Warren más común en general. Los elementos, en sus uniones, son generalmente soldados, siendo la soldadura de arco la más utilizada¹⁷.

Una viga de alma abierta puede ser pensada como una viga donde el alma consiste en una serie de miembros separados en vez de una placa continua. En las vigas de alma abierta, el miembro horizontal inferior (la cuerda inferior) y el miembro horizontal superior (la cuerda superior) transmiten tensión y compresión, realizando la misma función que las alas en una viga de perfil I. Cual cuerda soporta tensión y cual compresión depende sobre todo de la dirección de la flexión, ya que la flexión de la viga en su conjunto, es resistida por ambas cuerdas.

Los miembros diagonales y verticales forman la celosía del alma, y soportan la fuerza cortante. Individualmente, estos también están en tensión y compresión, la disposición exacta de las fuerzas depende del tipo de celosía y nuevamente de la dirección de la flexión.

Cuando necesitamos salvar claros importantes, o necesitamos tener vigas de peraltes importantes, puede resultar más económico utilizar estructuras reticulares en celosía que vigas de alma llena.

2.3.2.1 Requisitos geométricos de las vigas de alma abierta

Para ser llamadas vigas de alma abierta, las cuerdas, así como celosías tienen que apegarse a ciertos requisitos geométricos, tales como:

Las cuerdas

- Las cuerdas pueden estar constituidas por angulares, barras, o variaciones de tubos cuadrados, redondos y otros.
- Las cuerdas de la viga no deben ser necesariamente idénticas.

La celosía

- La celosía puede estar formada por varillas, angulares y/o variaciones de tubos cuadrados, redondos y otros.

¹⁷ Dinora Avendaño y otros. Guía Auxiliar sobre Procesos Constructivos en Edificaciones. (Trabajo de graduación de la UCA para optar al título de Ingeniero Civil. El Salvador, 1991) p. 34

- La disposición geométrica de la celosía es en forma de zigzag (celosía tipo Warren) (fig. 1.2b).
- Las vigas macomber pueden tener celosía simple (Figura 2-68c) o doble (Figura 2-68d).
- La disposición geométrica y cantidad de los angulares y/o tubos estructurales de cada cuerda, puede adoptar distintas formas (ver fig. 1.2 a) y no necesariamente se requerirá simetría con respecto a alguno de los ejes principales de la viga.

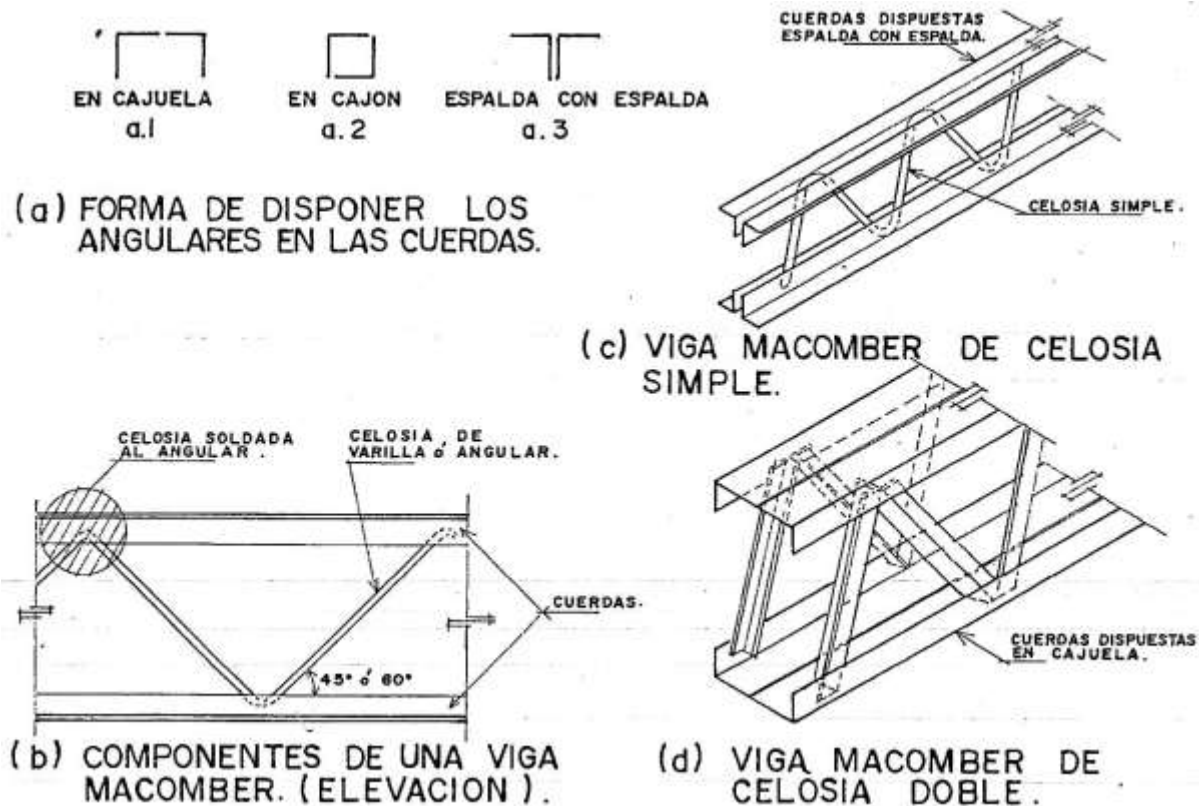


Figura 2-68. Detalles de componentes de viga de alma abierta

2.3.2.2 Tipos de vigas de alma abierta

La clasificación de las vigas de alma abierta se puede realizar en base a muchos criterios, como por ejemplo, atendiendo a su forma, la disposición de sus cuerdas, forma de los extremos de la viga de alma abierta y atendiendo a su uso, principalmente.

Clasificación según la forma de los extremos

Las vigas de alma abierta en sus formas estándar, pueden ser elaboradas con cualquiera de los siguientes tipos de extremos:

- Suspendidas desde la parte superior, es decir, suspendida desde la cuerda superior.

- Con extremo cuadrado Los Extremos cuadrados de la viga son destinados al apoyo de la cuerda inferior.



Figura 2-69. Vigas de alma abierta con diferentes tipos de apoyos o extremos

Clasificación según la inclinación de las cuerdas

Esta clasificación corresponde a la necesidad de una distribución determinada de las cuerdas, principalmente la superior, y que corresponde a diversos criterios como el arquitectónico, tipo de cubierta, y sobre todo, al uso.

- Con cuerdas paralelas
- Con la cuerda superior inclinada en una dirección o cuerdas superiores a dos aguas, para proporcionar la suficiente pendiente para el drenaje del techo.

Esto es importante, debido a que la inclinación de las cuerdas varía según el uso que se le dará. Para ejemplificar, es inadecuado una superficie plana en un techo, debido a que no se drena correctamente el agua, y podría producir problemas de estancamiento, lo cual, genera cargas adicionales a las diseño. Adicionalmente, se puede diseñar una estructura de techo para soportar estas condiciones, pero no es la costumbre. Otro ejemplo, es que en una estructura de viga de alma abierta, es inadmisibles cierta inclinación debido a los requisitos de serviciabilidad de la estructura.

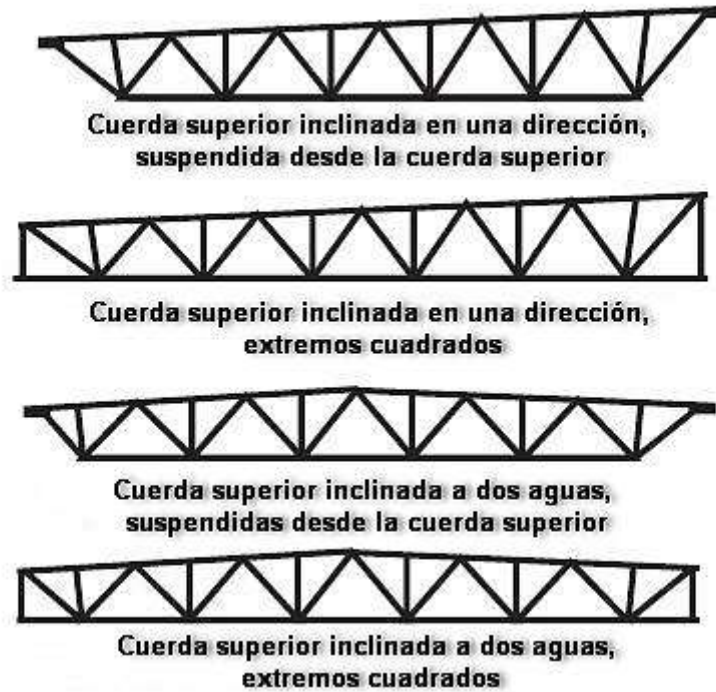


Figura 2-70. Ejemplos de vigas de alma abierta de acuerdo a su inclinación.

Clasificación según su uso

Como dice su nombre (vigas), las vigas de alma abierta, se limitan a ser elementos horizontales, o con una inclinación moderada. Por lo tanto, la clasificación, según su uso, se limita a:

- Techos
- Entrepisos

2.3.2.3 Ventajas de las vigas de alma abierta

- Uso optimizado del material, principalmente en estructuras metálicas.
- Menor peso de la estructura.
- Menor transferencia de cargas a las otras partes de la estructura
- Mayor rigidez (menores deflexiones)
- Debido a que la estructura es más liviana, requiere una cimentación más conservadora respecto a otros sistemas.
- El entramado de vigas de alma abierta, permite el paso de ductos.

2.3.2.4 Desventajas de las vigas de alma abierta

- Mayor costo de Fabricación. Esto, en nuestro país debido al poco desarrollo de las estructuras de acero en general.
- Requiere mano de obra y equipos mas especializados.

2.3.2.5 Análisis de vigas de alma abierta

Para el análisis se considera que las cuerdas (parte superior e inferior de la viga) absorben el momento flector, desarrollándose unos esfuerzos axiales de valor opuesto en ellas. Para el dimensionamiento de la cabeza comprimida hay que tener en cuenta los fenómenos de la inestabilidad, que se estudiarán en próximos temas.

El cortante es absorbido por la celosía. Esta es casi siempre del tipo Warren a 60° (triángulos equiláteros). Las diagonales se calculan como comprimidas, ya que se construyen con elementos de sección constante; por tanto también hay que tener en cuenta los fenómenos de inestabilidad.

Los flectores y cortantes se determinarán de acuerdo a los métodos usuales de la resistencia de materiales; en la determinación de flechas se supone que la inercia es el 75% de la inercia real del elemento, para tomar en cuenta la mayor deformabilidad de la celosía en comparación con la de una pieza de alma llena.

2.3.3 Armaduras

El termino armaduras, parece ser usado comúnmente como la estructura con forma triangular presente sobre todo en las estructuras de techos. A pesar de ello, el término armadura se usa en otros contextos para referirse a otros elementos estructurales, e incluso las vigas de alma abierta, son nombradas como armaduras en ciertas regiones. El termino en inglés para las armaduras si esta diversificado, encontrando referencias como *pitched trusses*¹⁸ o como parte de las vigas de alma abierta como otro tipo especial de *steel joist*.

Una armadura es una construcción reticulada conformada generalmente por triángulos formados por elementos rectos y que se utiliza para soportar cargas. Las armaduras normalmente son planas formando marcos que son unidos normalmente por otras estructuras como polines. El uso más representativo de armaduras es su uso en estructura de soporte de techo.

2.3.3.1 Configuración de miembros estructurales

Una armadura es una configuración estructural de elementos, generalmente soportada solo en sus extremos y formada por una serie de miembros rectos arreglados y conectados uno a otro, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro sean axiales o longitudinales a ellos únicamente; esto es, de tensión o compresión.

2.3.3.2 Uso de Armaduras

Cuando un claro es demasiado grande para el uso económico de vigas o vigas armadas, generalmente se emplean armaduras. Las armaduras se emplean para soportar techos de edificios, en claros desde 12 y 15 metros hasta 90 o 120 metros.

Las armaduras funcionan como vigas y que resisten cargas que producen flexión de la estructura en conjunto, así como corte, pero que resisten la flexión por medio de las cuerdas, y el corte por medio del sistema alma.

2.3.3.3 Tipos de Armaduras para techo

Las armaduras se pueden clasificar de acuerdo a varios criterios, como por ejemplo: de acuerdo a su forma y según la forma de la celosía. En el caso de su forma, existen varios tipos, pero la mayoría son con

¹⁸ <http://en.wikipedia.org/wiki/Truss>

forma de triángulo, habiendo excepciones tales como las armaduras de arcos o las de diente de sierra. Debido a la naturaleza de las armaduras, estas tienen como uso principal a estructuras, de techo, por lo tanto, en su clasificación según su uso, quedan limitadas a un solo uso.

Las armaduras se clasifican según la forma en que se combinen los diferentes sistemas de triangulación y frecuentemente toman el nombre del primer ingeniero que ha empleado ese tipo particular de Armadura.

La armadura más sencilla que existe es la armadura tipo "A" que enseguida se muestra

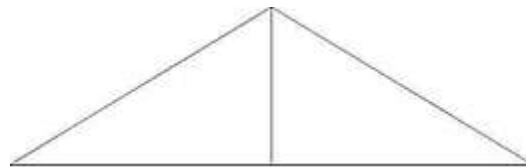


Figura 2-71. Armadura Tipo A

Al igual que la armadura de montante maestro:

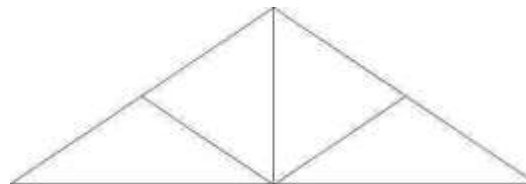


Figura 2-72. Armadura de montante maestro

A continuación se muestran otras armaduras utilizadas comúnmente en techos:

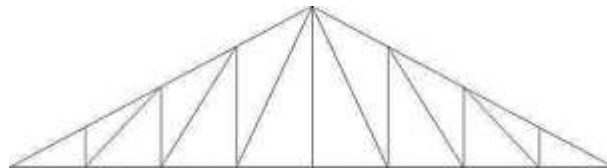


Figura 2-73. Armadura tipo Pratt



Figura 2-74. Foto de Armadura tipo Pratt usado en invernadero

Esta armadura tipo Pratt es utilizada en un invernadero que soporta un techo de lamina traslucida, largueros CF, las armaduras están soportadas por perfiles de sección en caja, y los nudos están atornilladas a placas.

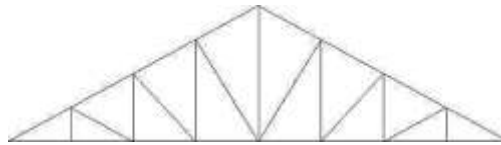


Figura 2-75. Armadura Tipo Howe

Las armaduras comúnmente usadas para techo son las armaduras Pratt, Howe y Warren. Difieren en la dirección de los miembros diagonales al alma. El número de paneles depende del claro. La armadura tipo Howe puede ser empleada para salvar claros hasta de 30 metros, sus diagonales trabajan a compresión y las rectas a tensión.

La armadura tipo Pratt se adapta mejor a construcción de acero que de madera. A comparación con la armadura tipo Howe que es usada comúnmente en construcción de madera.

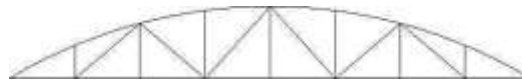


Figura 2-76. Armadura de cuerda y arco

Vigas armadas de alma abierta

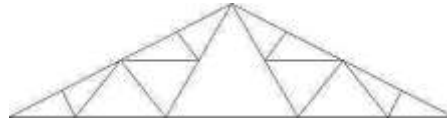


Figura 2-77. Armadura tipo Fink

Para techos con pendiente fuerte con declives de 12.7 ó 15.2 cm por metro (5 ó 6 pulgadas por pie) la armadura Fink es muy popular.

Las armaduras Pratt y Howe también pueden usarse para pendientes fuertes pero generalmente no son tan económicas.

La estructura Fink ha sido utilizada para claros del orden de 36.5 metros (120 pies). Un techo que la hace más económica es que la mayoría de los miembros están en tensión, mientras que los sujetos a compresión son bastantes cortos. Las armaduras Fink pueden ser divididas en un gran número de triángulos y coincidir caso con cualquier espaciamento de largueros.

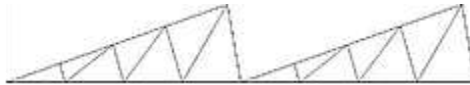


Figura 2-78. Armadura tipo dientes de sierra

El techo diente de sierra se usa principalmente para los talleres, su propósito es ayudar en la distribución de la luz natural sobre las áreas de piso cubiertas. Ayuda a tener claros de hasta 15 metros. Este tipo de armadura es de forma asimétrica así como también lo son sus cargas

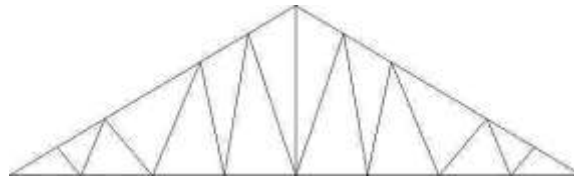


Figura 2-79. Armadura tipo Belga

La armadura tipo belga se caracteriza por tener las diagonales perpendiculares a la cuerda superior y la cuerda inferior en tensión. Es una de las armaduras mas empleadas para techos. Pueden salvara claros hasta de 30 metros.



Figura 2-80. Otras armaduras

El propósito de las armaduras para techo es servir de apoyo a una cubierta para protegerse contra los elementos naturales (lluvia, nieve, viento) y plafones. A la vez que realizan estas funciones deben soportar tanto las techumbres como su peso propio. Al cubrir un cierto claro, si se usan armaduras, casi siempre se utilizara menor cantidad de material, sin embargo, el costo de fabricación y montaje de las armaduras será probablemente mayor, que el requerido para las vigas. Para los claros cortos, el costo total de las vigas (material, fabricación y montaje) será decididamente menor que para las armaduras pero a medida que los claros son mayores, los costos más elevados de fabricación y montaje de las armaduras por grandes que sean, serán anulados por el ahorro del material.

Una ventaja adicional de las armaduras es que para las mismas cantidades de material, son más rígidas que las vigas. Con respecto al peralte de las armaduras, debe considerarse que, para claro y carga dados, conforme una armadura se hace mas peraltada los miembros de las cuerdas se irán haciendo menores, pero también las longitudes de los miembros del alma irán aumentando. Esto significa que las relaciones de esbeltez de los miembros del alma se convierten en un factor determinante por necesitarse miembros más pesados. El paso de una armadura simétrica es el cociente de dividir la distancia vertical que se eleva a la cuerda superior (con respecto a su punto más bajo) lo que se le denomina peralte entre el claro. Si la armadura es asimétrica, el valor numérico de su paso no tiene sentido. En este caso, se dan las pendientes de la armadura de cada lado. La pendiente de un lado es el cociente de dividir la distancia vertical que se eleva la cuerda superior en ese lado con respecto a su punto mas bajo, entre su proyección horizontal. Para las armaduras simétricas, la pendiente es igual al doble del paso. En sistema decimal se da en una relación directa o en %.

2.3.4 Elementos constituyentes (ángulos, tubos estructurales cuadrados y redondos, varillas de acero)

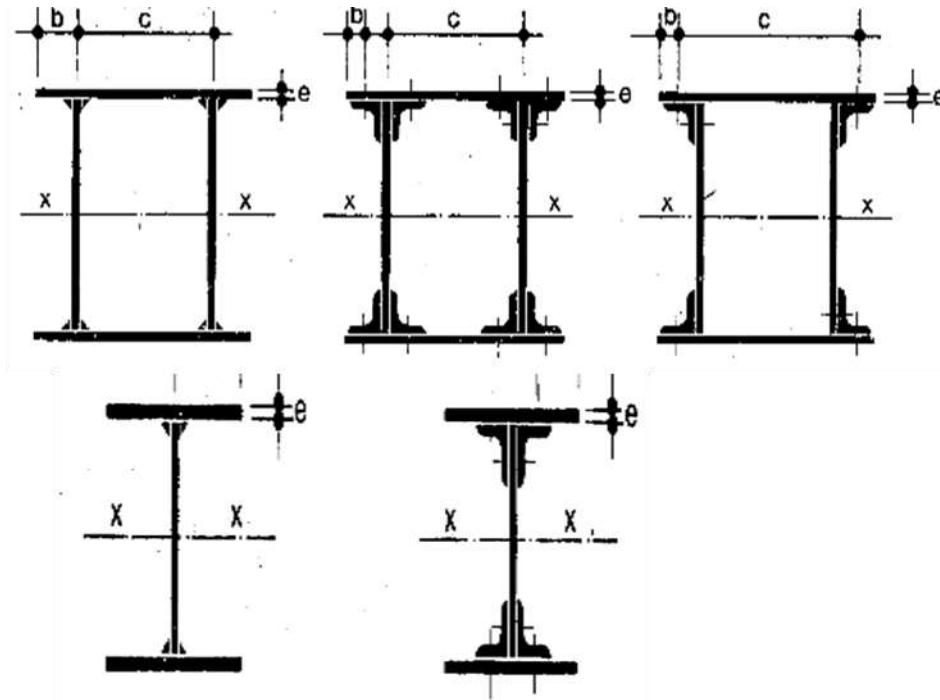


Figura 2-81. Tipos de miembros a tensión

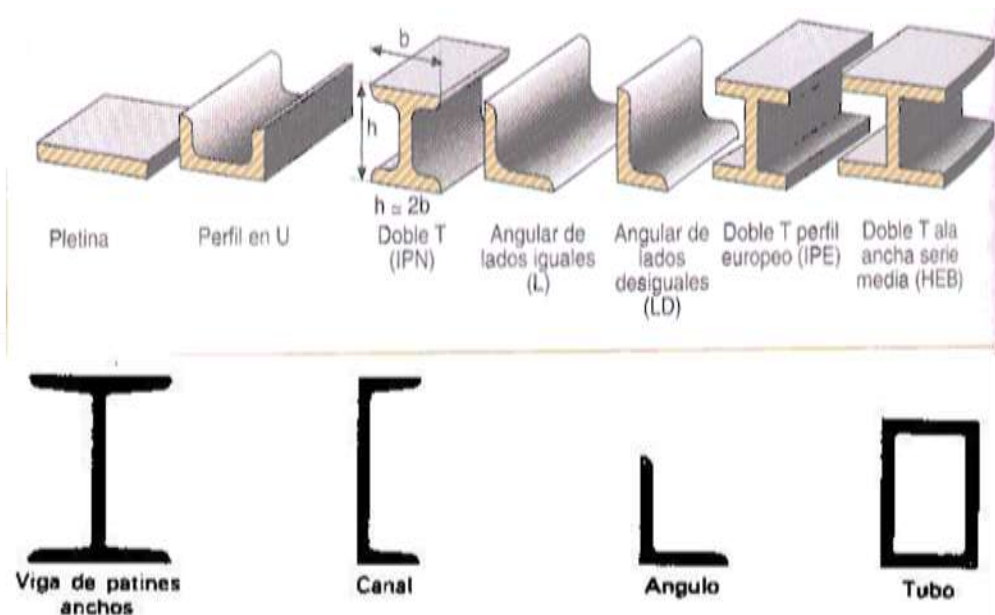


Figura 2-82. Perfiles usados para columnas

2.3.4.1 Ángulos

Ángulos también conocidos como Formas L tienen lados de igual espesor y longitudes iguales o desiguales. Los ángulos son designados por la marca, tamaño de lados (pulg.) y espesor (pulg.). Por ejemplo L4x3x1/2 es un ángulo de 4 pulg de un lado, 3 pulg del otro además de 1/2 pulg de espesor

Ángulos de lados iguales



Ángulos de lados desiguales



Ángulos Dobles

Los ángulos dobles también conocidos como como formas 2L son hechos con dos ángulos que son interconectados espalda con espalda a lo largo de la longitud del miembro, también en contacto con la longitud completa o separada con intervalos en los puntos de interconexión. Estas formas son designadas por la marca 2L, el tamaño del espesor de sus lados (pulg) y su orientación cuando la longitud de sus lados no es igual. Por ejemplo 2L4x3x1/2LLBB tiene dos ángulos de 4 pulg espalda con espalda, y los otros lados de 3 pulg y 2L4x3x1/2SLBB es similar, a excepción que el lado de 3 pulg va espalda con espalda y el espesor en ambos casos es de 1/2 pulg

2.3.4.2 Tubos y perfiles de acero para uso estructural

Los Tubos Estructurales, son perfiles de sección cerrada, conformado en frío y soldado eléctricamente por alta frecuencia, formando elementos tubulares de sección transversal circular, cuadrada, rectangular, suministrados en Longitud de 6.00 a 12,00 m.

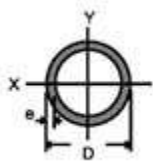
Tubos mas allá e incluidas NPS (Nominal Pipe Size) 12 son designados por el termino Tubo, Diámetro nominal (pulg) y peso. Por ejemplo 5Std denota un tubo con un diámetro nominal y un espesor de pared de 0.258 pulg lo que corresponde con el peso de la serie estándar

Por la especificación del AISC Sección B3.12 el espesor de pared usado en el diseño t_{des} es tomado como 0.93 del espesor nominal de la pared t_{nom} . La razón de esto es explicado en el comentario de la sección B3.12 del AISC

Son producidos según la norma ASTM (American Society for Testing and Materials) A500 Grado C, con láminas de alta resistencia, presentando un esfuerzo de fluencia $F_y = 3.515 \text{ Kgf / cm}^2$.

La eficiencia de los Tubos Estructurales se debe a la forma de su sección transversal permitiéndole manejar solicitudes de flexo-compresión y alta compresión axial.

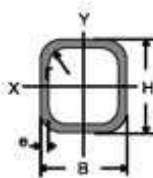
Sección Circular



Sección Circular

Con un esfuerzo de fluencia $F_y=3.515 \text{ Kgf/cm}^2$ y una tensión a la flexión $F_b=0.72x F_y$, la sección circular presenta valores de Inercia, radio de giro y torsión que le permiten soportar grandes cargas axiales, por lo que se recomienda su uso como columna.

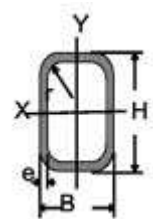
Sección Cuadrada



Sección Cuadrada

Al igual que la sección circular la compresión axial es muy eficiente, teniendo un $F_y=3.515 \text{ Kgf/cm}^2$ y un $F_b=0,69 x F_y$. Es recomendado su uso común como columna, para cargas axiales grandes, momentos moderados y (KL) grandes.

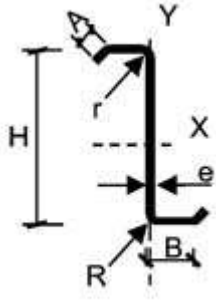
Sección Rectangular



Sección Rectangular

Los tubos de sección rectangular son muy resistentes a la flexión, permitiendo un mejor uso del material, con un esfuerzo de fluencia de $F_y=3.515 \text{ Kgf/cm}^2$ y un $F_b=0,72 x F_y$. Igualmente, son muy eficientes a la compresión axial y son recomendados como vigas, para momentos grandes, cargas axiales moderadas y valores (KL) pequeños.

2.3.4.3 Perfil Eco Z



El PERFIL Z es un producto conformado en frío y fabricado con acero de alta resistencia mecánica, según la norma ASTM (American Society for Testing and Materials) A570 grado 50 presentando un esfuerzo de fluencia de 3.515 Kg/cm² (como valor mínimo).

El PERFIL Z tiene una aplicación específica como correa de techos en edificaciones de cubiertas livianas, donde la acción principal es la del viento. Se recomienda el uso de Perfil Z en techos para: Instalaciones Industriales, Instalaciones Agrícolas, Instalaciones Deportivas, Centros Comerciales, Escuelas, Hospitales y Cerramientos de fachadas.

CAPÍTULO 3: PRINCIPIOS DE DISEÑO

3.1 Consideraciones generales

3.1.1 Especificaciones de diseño y Normas

Las especificaciones en las que se basan el diseño de vigas armadas de alma abierta se basan en nuestro país por las ya establecidas por el AISC. Además también se tomaran en cuenta las especificaciones SJI para vigas de alma abierta. Finalmente, también se usarán las disposiciones de las especificaciones del diseño de cargas y resistencias factoradas (LRFD), por usar este método de diseño.

Para el diseño de pasarela peatonal, usamos las especificaciones guía para puentes peatonales proporcionadas por la AASHTO (Guide specifications for pedestrian bridges).

En donde se consideren elementos estructurales de concreto, estos se diseñaran mediante las especificaciones ACI 318-08.

3.1.2 Modelo simplificado para el análisis de estructuras reticulares

Los modelos simplificados de análisis estructural, son el resultado de la necesidad de reducir la cantidad de cálculos manuales en estructuras muy complejas cuando no se dispone de los medios necesarios para realizar un cálculo detallado en un periodo corto de tiempo, uno de ellos puede ser un computador digital de alta velocidad como los que existen actualmente.

El análisis estructural supone ciertas condiciones, como la homogeneidad de los materiales; el comportamiento de la estructura, el cual depende de las condiciones intrínsecas de la misma que también se suponen ideales. Pero, en la realidad estas condiciones ideales no se cumplen plenamente, lo que ha llevado a considerar factores de seguridad que cubran los rangos de riesgos dejados por la falta del cumplimiento de las condiciones ideales, además de las cargas vivas que es un factor externo a la estructura y que no se puede cuantificar con exactitud. Debido a la variedad de factores que influyen en el comportamiento final de la estructura, los datos que se obtienen de un análisis simplificado son razonables siempre que se encuentren dentro de un rango aceptable a los resultados obtenidos de un análisis estructural más riguroso.

3.1.3 Sistemas de unidades de medidas

Los Sistemas de medidas usados en este trabajo, dependiendo del caso de diseño, pueden ser unidades del sistema métrico y unidades del sistema ingles.

Vemos la necesidad de aclarar esto, ya que por lo general, hay valores que se proporcionan exclusivamente en unidades del sistema ingles y por lo tanto, simplifican el uso del mismo.

Manuales y reglamentos tales como el LRFD y AISC, consideran solo las unidades en el sistema ingles.

En el análisis se utilizaron los siguientes códigos y manuales para el diseño

- Manuales AISC y LRFD, sólo en Sistema Ingles
- Tablas de propiedades de los miembros AISC en Sistema Ingles
- Guía de diseño para pasarelas peatonales (ASSTHO)

Las Nomenclatura en unidades inglesas son referentes a lo siguiente:

1. Dimensiones
2. Espesores
3. Esfuerzos
4. Coeficientes

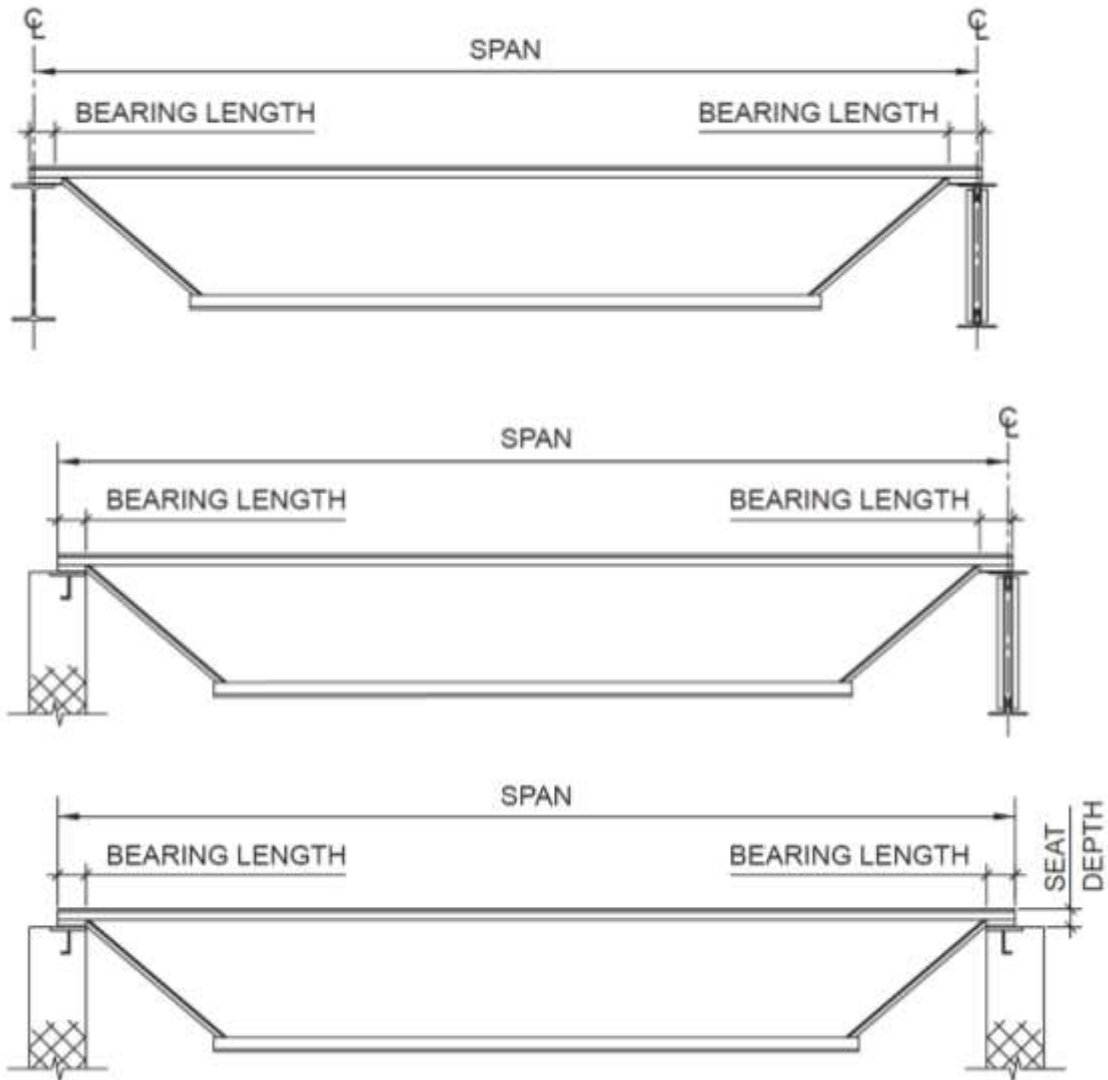
Poniendo en perspectiva, las tablas de dimensiones y propiedades de los miembros (tablas 1-1 a 1-29 AISC) se proporcionan información como área, espesores, dimensiones de alas, almas y otros aspectos, solamente en unidades del sistema ingles. Como ejemplo, ponemos las dimensiones de un ángulo como HSS4X4X3/16, el cual quiere decir que es un perfil cuadrado que tiene dimensiones 4" de altura y de 4" de ancho y 3/16 de espesor de sección, además tomando de la tabla 1-12 para ángulos, tiene una inercia $I = 6.21 \text{ in}^4$.

Se trataron de cubrir los diseños en ambos sistemas de unidades y comparar su utilización sobre todo en su facilidad de uso.

3.1.4 Claro

Debido a que las vigas armadas de alma abierta pueden ser apoyadas en varios sistemas estructurales, se hace preciso definir esquemáticamente el claro en estas situaciones.

Tabla 3-1 Establecimiento de claros a partir de diferentes tipos de apoyo para vigas de alma abierta



- NOTAS:
1. Longitud del apoyo para soportes de acero no deben ser menores que 64mm; para mampostería y concreto no menores de 102 mm
 2. Vigas de alma abierta paralelas instaladas para una pendiente mayor a 1:24 (4%) deben usar claros definidos por la longitud a lo largo de la pendiente

El claro de una viga armada de alma abierta, no debe exceder 24 veces su peralte.

3.1.5 Peralte

Cuando decimos, el claro de una viga armada de alma abierta, no debe exceder 24 veces su peralte, es una forma simplificada de definir el claro, en su pre-dimensionamiento, la cual, en forma de ecuación sería:

$$d = \frac{L}{24}$$

Donde,

L = claro de diseño de la viga, obtenido con las consideraciones de la tabla anterior

d = peralte de la viga, tomando también en consideración la pendiente de la viga

Peralte de armaduras

- Este peralte será correspondiente al peralte en la sección más alta de la armadura.
- Además se tomara en cuenta la inclinación de las aguas en el diseño.
- También se tomaran en cuenta las consideraciones de apoyo establecidas en la sección 3.1.4 .

Peralte de vigas de alma abierta

El peralte de las vigas se puede realizar de dos formas:

1. A partir de la relación $L/24$, tomando en cuenta L , como el claro total.
2. Encontrando la sección de la viga mediante las especificaciones SJI.

Para encontrar un peralte más preciso, se pueden tomar en cuenta las tablas de cargas y pesos de las especificaciones del Steel Joist Institute (SJI), las cuales consideran dependiendo del uso de la viga de alma abierta, las cargas distribuidas, los claros, y considera los casos especiales de cargas concentradas.

3.1.6 Casos de diseño

- Tipo de estructura
 - Estructura principal de concreto y estructura secundaria de vigas de alma abierta.
 - Para el diseño en techos, la estructura se apoya sobre columnas de concreto.
 - Así mismo, en la estructura de entrepisos, se diseñaron los tableros para la losacero, soportado sobre vigas secundarias de alma abierta y estas, apoyadas sobre vigas principales de concreto, en conjunto, el edificio es de marcos de concreto reforzado. Como se muestra en las figuras.

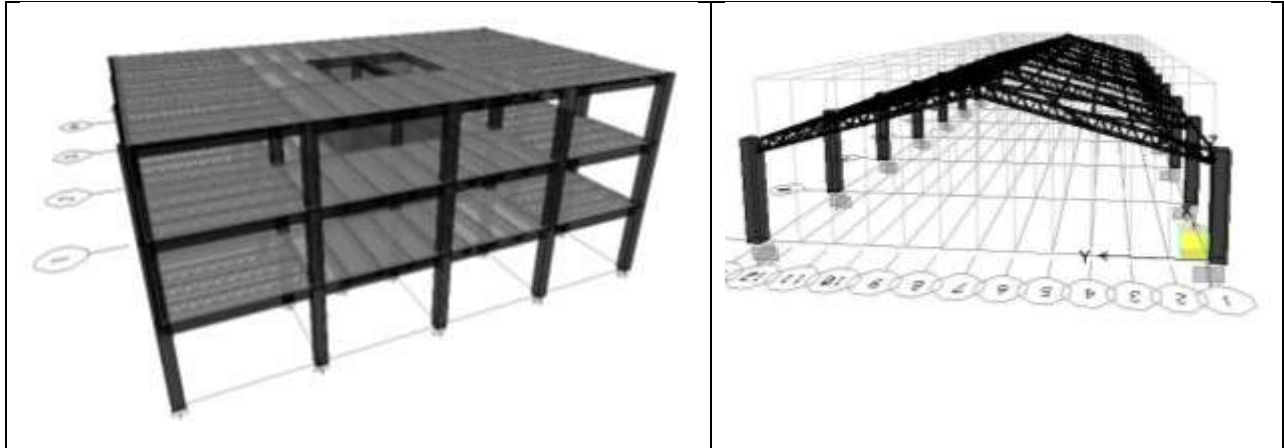
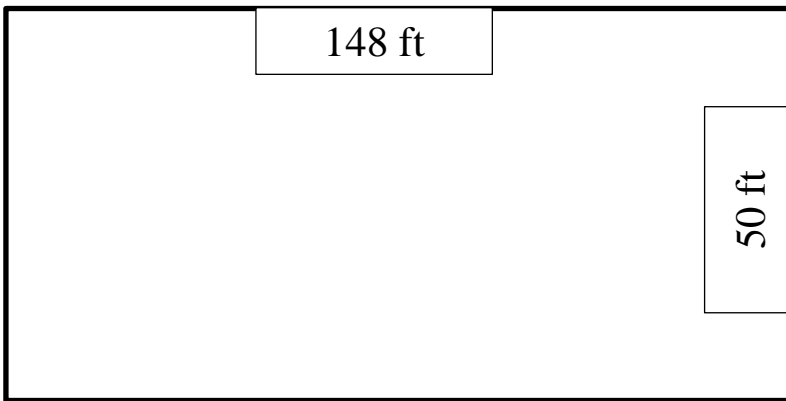


Figura 3-1. Tipos de estructuras para diseño

- Zona. La zona nos define parámetros específicos de la estructura que estamos analizando y que son necesarios para un correcto análisis de esta.
- Dimensiones. Las dimensiones, dependen sobre todo del tipo de estructura a diseñar.

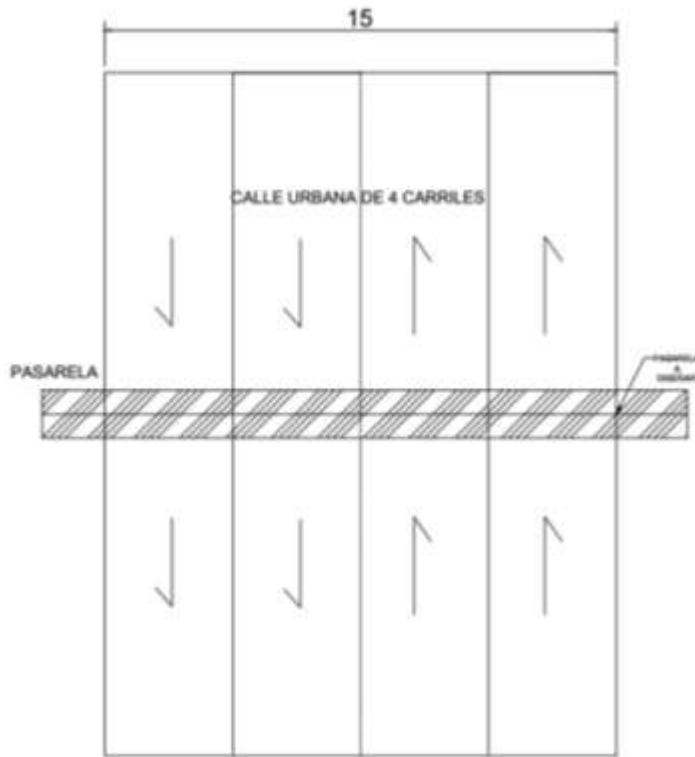
Por ejemplo, tenemos a continuación las dimensiones de la estructura a diseñar en este trabajo, de acuerdo principalmente a la ubicación de cada una de las estructuras.



Caso 1. Diseño de un espacio cubierto como en la figura.

Aplica a vigas de alma abierta y armaduras tanto por software como por formulas. También a entrepisos

Caso 2. Aplica al diseño de la súper estructura de una pasarela peatonal en una calle urbana de 4 carriles



Podemos observar que en el caso de diseño de estructura de techo y entrepisos, las dimensiones de la estructura dependen del área a cubrir. Por otra parte, en el diseño de pasarelas, tenemos una distancia lineal entre dos puntos (ancho de calzada) que determinarán las dimensiones de la pasarela.

Particularmente, en el diseño de vigas de alma abierta para entrepisos, las dimensiones a considerar, dependen de la separación entre las vigas secundarias en ese tablero.

3.2 Consideraciones estructurales para estructuras de techos

Las vigas de alma abierta y las armaduras, en su concepto dentro de la estructura, se dice que tienen similitudes. Esto es cierto, siempre que las similitudes se aprecien en su uso en estructuras de soporte de techo, debido a que las armaduras, no se pueden comparar en otro ámbito de aplicación. Particularmente, las vigas de alma abierta, tienen otros usos, como son, estructuras de soporte de entrepisos y otros.

Usualmente, en el análisis y diseño de estructuras de techo, tenemos una planta de forma no rectangular exactamente, pero figuras geométricas que tienen un lado largo, y un lado corto y sobretodo en las estructuras que requieren un diseño especial de la estructura de techo, tales como naves industriales, estas tienen una relación “lado largo/lado corto” mayor.

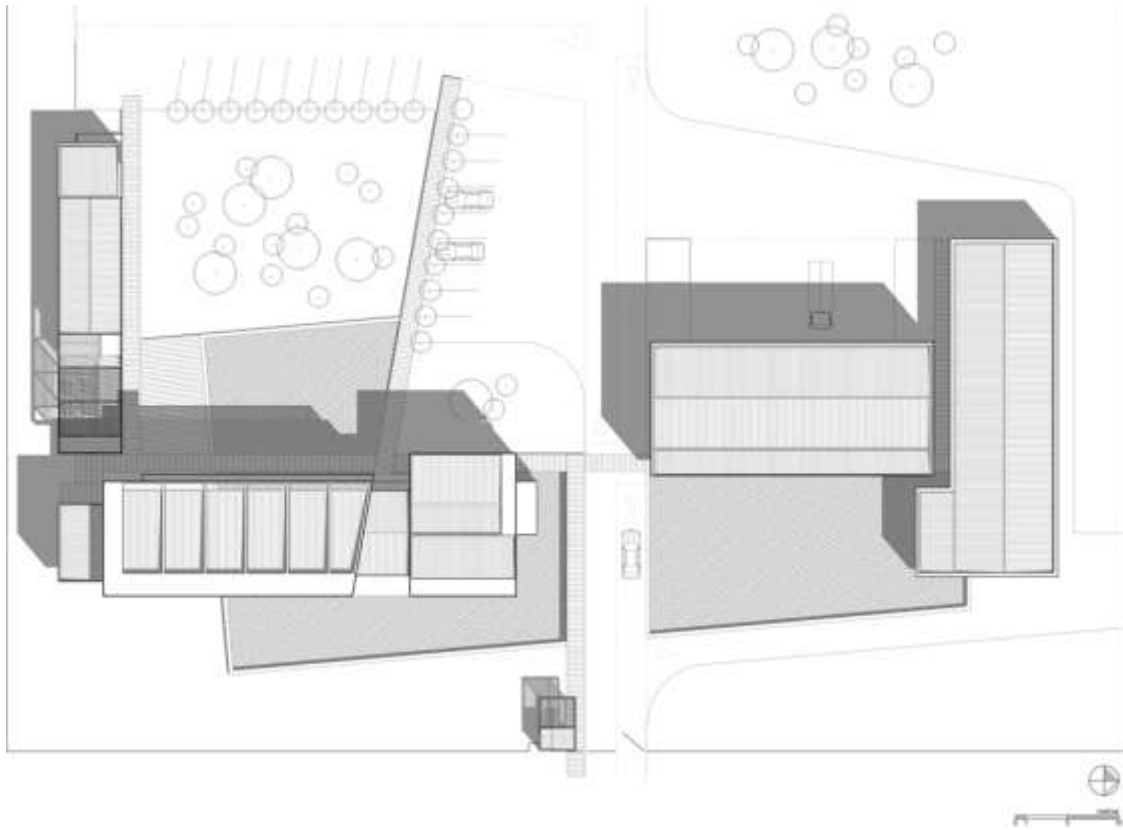


Figura 3-2. Planta arquitectónica para cierta edificación

Esto quiere decir, que en el análisis, lógicamente, diseñaremos las estructuras principales del techo en la dirección corta, dejando los marcos estructurales a lo largo de la dimensión larga a una determinada separación lateral.

3.2.1 Separación lateral de las estructuras

En las estructuras de techo, se obtienen marcos verticales espaciados, los cuales son unidos mediante otras estructuras, que se considera como secundaria.

La estructura primaria, será, el marco compuesto de viga de alma abierta o armaduras; y la estructura secundaria, podría ser polines una variedad de estructuras tales como polines espaciales, perfiles, canales, caños, e incluso, otras vigas de alma abierta.

La determinación de qué resulta más conveniente en un caso particular, puede ser de la siguiente manera:

- Mayor separación lateral con estructuras secundarias más resistentes, o
- Menor separación lateral con estructuras secundarias menos resistentes.

La determinación de esta conveniencia, depende de muchos factores, entre los cuales podemos mencionar:

- El tipo de cubierta (peso y separación de elementos que la resisten)
- Tipo de estructura principal
- Longitud del claro de la estructura principal
- Costo de materiales y mano de obra
- Proceso constructivo
- Criterios arquitectónicos
- Otros

3.2.2 Tipo de cubierta

La cubierta de techo a usar en la estructura de techo, es independiente de la estructura de soporte del mismo – tomando en cuenta solamente vigas de alma abierta y armaduras – siendo la cubierta de techo, seguramente, uno de los factores para la selección de una alternativa, pero no hay ninguna razón para particularizar alguna en especial a una u a otra.

Los tipos de cubierta para estructura de techo, se mencionaron previamente en el apartado de 2.1.8.1 *Sistemas estructurales de techo*, pero idealmente, este tipo de estructuras, siendo metálicas, también se idealiza el uso de una cubierta metálica.

El espaciamiento de los largueros, depende en su mayor parte de la resistencia de la lámina o cubierta de techo. La resistencia de esta esta descrita a partir del grosor de dicha lamina, también llamado calibre, y entre los más comunes en nuestro medio están los calibres, 26, 24 y 22. Esta nomenclatura sugiere que a mayor calibre, se tendrá una lámina más delgada y por lo tanto, menos resistente, al mismo tiempo, el grosor incurrirá en una variación de peso, el cual será cargado por los largueros, y estos a su vez a las vigas o armaduras.

Las tablas de especificaciones para tomar en cuenta en el diseño de lámina en techos y entrepisos, se muestra en el *Anexo 3. Tablas de especificaciones y propiedades de láminas para techos y entrepisos.* Por lo tanto son las que tomaremos para el diseño de estructuras en techos y entrepisos

3.2.3 Cargas de viento

Las cargas de viento han sido estudiadas ampliamente en estructuras de muchos pisos. En estructuras más pequeñas por lo general se usan de forma regular las disposiciones propias de la Norma Técnica para Diseño por Sismo.

Según esta norma, el efecto del viento, se considerará equivalente a una presión (empuje o succión) que actúa de forma estática en dirección perpendicular a la superficie expuesta. Su intensidad se determinará de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P = C_p C_z K P_o$$

Donde:

P_o = presión básica de diseño, igual a 30 kg/cm²

Los factores K y C_z de la ecuación dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio y para su determinación se consideran 3 zonas de ubicación:

1. Zona A: Gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tienen una altura superior a 20 m.
2. Zona B: Sitio rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas, en donde no se cumplan las condiciones de la Zona A.
3. Zona C: Terrenos abiertos. Con pocas construcciones al flujo del viento.

La tabla siguiente indica los valores de K que deben adoptarse para las zonas anteriores.

Tabla 3-2. Factores de corrección de la presión de viento por condiciones de exposición

| | ZONA | | |
|---|------|-----|-----|
| | A | B | C |
| K | 0.65 | 1 | 1.6 |
| A | 3.6 | 4.5 | 7 |

El factor C_z deberá tomarse igual a:

$$C_z = 1.0 \quad \text{Para } Z \leq 10 \text{ m.}$$

$$C_z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{2/\alpha} \quad \text{Para } Z \geq 10 \text{ m.}$$

Los factores de presión, C_p , de la ecuación se determinaran según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación siguiente: Sección 4.3.3 de la Norma Técnica para diseño por viento

3.2.3.1 Estructuras Reticulares.

Para el diseño de estructuras reticulares como las formadas por vigas de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, se usará un factor de presión de 2.0 cuando estén constituidos por elementos de lados planos y de 1.3, cuando los elementos constituidos son de sección transversal circular.

Para pendientes de techo menores de 30° que incluyen techos planos la presión del viento sobre el techo es una succión que actúa hacia afuera, normal a la superficie del techo.

Las cargas de viento sobre techos con pendientes mayores de 30° se obtienen de la presión del viento que actúa normalmente a la superficie del techo, y en donde el valor básico previamente indicado dependerá de la altura.

Se hace notar que, debido a que el viento puede soplar desde cualquiera de los lados de un edificio, la estructura es simétrica aunque el análisis del viento se efectúe desde una sola dirección.

3.2.4 Apoyo de las estructuras de techo

Algunos de los miembros o sistemas estructurales que brindan apoyo a las estructuras de techo son:

- Paredes o muros de concreto reforzado
- Paredes o muros de mampostería
- Mampostería confinada, esto es, bloques (generalmente sólidos y de arcilla) confinados por miembros de concreto reforzado (soleras y nervios)
- Mampostería con refuerzo integral, esto es, bloques huecos de concreto o de arcilla con refuerzo interior.
- Columnas de concreto reforzado
- Columnas de acero estructuras
- Columnas de sección armada de alma abierta

Cuando las estructuras de techo se apoyan sobre paredes o sobre columnas de concreto armado, suelen fijarse con soldadura a placas de acero que posteriormente se conectan a pernos previamente embebidos en el concreto de la pared o de la columna. Regionalmente, el apoyo de forma embebida a las estructuras de concreto reforzado es una practica habitual como apoyo de estructuras de este tipo en concreto reforzado.

En muchas ocasiones se dispone un sistema de apoyos que evita el apareamiento de esfuerzos adicionales ante los cambios de temperatura. Ante una condición simple de apoyo, esto se logra colocando en uno de los extremos un apoyo deslizante.

Las armaduras, usualmente, se diseñan sobre una placa de apoyo, colocada horizontalmente sobre la columna. Esto es así, debido a que las armaduras, tienen un fondo plano, es decir, la cuerda superior, consiste en una sección tipo viga, completamente horizontal, la cual sirve para una colocación sobre la columna de apoyo.

3.2.5 Paneles

El tipo de armadura que se debe utilizar para un edificio dependerá, en primer lugar, del número de paneles. El número de paneles en la cuerda superior se determina por el claro permisible de los materiales que soportan al techo y la longitud de la cuerda superior entre los puntos del panel.

Consideraciones estructurales para estructuras de techos

Para los tres modos indicados anteriormente, la longitud de los paneles comúnmente usados son respectivamente de 1.52 a 2.43 metros (5 a 8 ft), 2.43 a 3.35 metros (8 a 11 ft) y 1.52 a 1.83 metros (5 a 6 ft).

Las figuras anteriores también representan algunos tipos de estructuraciones a base de piezas de madera, aclarando que igual podrían ser de acero. La longitud de los paneles depende en algo de que la construcción sea de madera o acero. Cuando las cargas de techo se transmiten por los largueros a los nudos de armaduras de acero únicamente, la longitud de los paneles de la cuerda superior es generalmente de 2.43 m (8 ft).

3.3 Materiales en nuestro medio

Existen gran cantidad de materiales estructurales usados para la construcción en nuestro medio, para el caso específico de los materiales usados en las vigas de alma abierta y armaduras metálicas se pueden encontrar

- Ángulos
- Tubos cuadrados y rectangulares
- Tubos redondos
- Varillas metálicas

3.3.1 Ángulos

Para el caso de los ángulos se puede observar de forma clara que existen gran cantidad de diversas medidas de ángulos que van desde 1x1pulgs. Hasta 4x4pulg los cuales se consiguen fácilmente en espesores de hasta ¼ de pulgada

Tabla 3-3. Tabla de disponibilidad de ángulos de las principales ferreterías en nuestro medio

| Ángulos Simples | | | | | | |
|-----------------|-------|--------|------|--------|-------|-----|
| | 1/8 | 3/16 | 1/4 | 5/16 | 3/8 | 1/2 |
| | 0.125 | 0.1875 | 0.25 | 0.3125 | 0.375 | 0.5 |
| 1x1 | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 1 ¼ x 1 ¼ | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 1 ½ x 1 ½ | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 1 ¾ x 1 ¾ | ✗ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 2x2 | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✗ |
| 2 ½ x 1 ½ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 2 ½ x 2 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 2 ½ x 2 ½ | ✗ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✗ |
| 3x2 | ✗ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 3 x 2 ½ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 3x3 | ✗ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| 3 ½ x 2 ½ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 3 ½ x 3 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 3 ½ x 3 ½ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 4x3 | ✗ | ✗ | ✓ | ✗ | ✓ | ✗ |
| 4x3 ½ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 4x4 | ✗ | ✗ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| 5x3 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5x3 ½ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5x5 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✓ | ✗ |
| 6x3 ½ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 6x4 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✓ | ✓ |
| 6x6 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✓ | ✓ |

Tabla 3-4. Tabla 1-7 AISC. Propiedades de ángulos

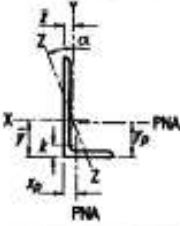


Table 1-7 (continued)
Angles
Properties

| Shape | k | WT. | Area, A | Axis X-X | | | | | | Flexural-Torsional Properties | | |
|----------|-----|------|---------|------------------|------------------|-------|-----------|------------------|-------|-------------------------------|------------------|-------------|
| | | | | I | S | r | \bar{y} | Z | y_p | J | C_w | \bar{T}_s |
| | | | | in. ⁴ | in. ³ | in. | in. | in. ² | in. | in. ⁴ | in. ⁶ | in. |
| L4x3½x½ | 7/8 | 11.9 | 3.50 | 5.30 | 1.92 | 1.23 | 1.24 | 3.46 | 0.497 | 0.301 | 0.302 | 2.03 |
| | ¾ | 9.10 | 2.67 | 4.15 | 1.48 | 1.25 | 1.20 | 2.66 | 0.433 | 0.132 | 0.134 | 2.06 |
| | ½ | 7.70 | 2.25 | 3.53 | 1.25 | 1.25 | 1.17 | 2.24 | 0.401 | 0.0782 | 0.0798 | 2.08 |
| | ¼ | 6.20 | 1.81 | 2.89 | 1.01 | 1.26 | 1.14 | 1.81 | 0.368 | 0.0412 | 0.0419 | 2.09 |
| L4x3x½ | 1 | 13.6 | 3.89 | 6.01 | 2.28 | 1.23 | 1.37 | 4.08 | 0.810 | 0.529 | 0.472 | 1.91 |
| | ¾ | 11.1 | 3.25 | 5.02 | 1.87 | 1.24 | 1.32 | 3.36 | 0.747 | 0.281 | 0.255 | 1.94 |
| | ½ | 8.50 | 2.48 | 3.94 | 1.44 | 1.26 | 1.27 | 2.60 | 0.683 | 0.123 | 0.114 | 1.97 |
| | ¼ | 7.20 | 2.09 | 3.36 | 1.22 | 1.27 | 1.25 | 2.19 | 0.651 | 0.0731 | 0.0676 | 1.98 |
| | ¼ | 5.80 | 1.69 | 2.75 | 0.988 | 1.27 | 1.22 | 1.77 | 0.618 | 0.0386 | 0.0356 | 1.99 |
| L3½x3½x½ | 7/8 | 11.1 | 3.25 | 3.63 | 1.48 | 1.05 | 1.05 | 2.66 | 0.466 | 0.281 | 0.238 | 1.87 |
| | ¾ | 9.80 | 2.87 | 3.25 | 1.32 | 1.06 | 1.03 | 2.36 | 0.412 | 0.192 | 0.164 | 1.89 |
| | ½ | 8.50 | 2.48 | 2.86 | 1.15 | 1.07 | 1.00 | 2.06 | 0.357 | 0.123 | 0.106 | 1.90 |
| | ¼ | 7.20 | 2.09 | 2.44 | 0.969 | 1.08 | 0.979 | 1.74 | 0.301 | 0.0731 | 0.0634 | 1.92 |
| | ¼ | 5.80 | 1.69 | 2.00 | 0.787 | 1.09 | 0.954 | 1.41 | 0.243 | 0.0386 | 0.0334 | 1.93 |
| L3½x3x½ | 7/8 | 10.2 | 3.00 | 3.45 | 1.45 | 1.07 | 1.12 | 2.61 | 0.480 | 0.260 | 0.191 | 1.75 |
| | ¾ | 9.10 | 2.65 | 3.10 | 1.29 | 1.08 | 1.09 | 2.32 | 0.446 | 0.178 | 0.132 | 1.76 |
| | ½ | 7.90 | 2.30 | 2.73 | 1.12 | 1.09 | 1.07 | 2.03 | 0.411 | 0.114 | 0.0858 | 1.78 |
| | ¼ | 6.60 | 1.93 | 2.33 | 0.951 | 1.09 | 1.05 | 1.72 | 0.375 | 0.0680 | 0.0512 | 1.79 |
| | ¼ | 5.40 | 1.56 | 1.92 | 0.773 | 1.10 | 1.02 | 1.39 | 0.336 | 0.0360 | 0.0270 | 1.80 |
| L3½x2½x½ | 7/8 | 9.40 | 2.75 | 3.24 | 1.41 | 1.08 | 1.20 | 2.52 | 0.736 | 0.234 | 0.159 | 1.66 |
| | ¾ | 7.20 | 2.11 | 2.56 | 1.09 | 1.10 | 1.15 | 1.96 | 0.668 | 0.103 | 0.0714 | 1.69 |
| | ½ | 6.10 | 1.78 | 2.20 | 0.925 | 1.11 | 1.13 | 1.67 | 0.633 | 0.0611 | 0.0426 | 1.71 |
| | ¼ | 4.90 | 1.44 | 1.81 | 0.753 | 1.12 | 1.10 | 1.36 | 0.596 | 0.0322 | 0.0225 | 1.72 |
| L3x3x½ | 7/8 | 9.40 | 2.75 | 2.20 | 1.06 | 0.895 | 0.929 | 1.91 | 0.458 | 0.230 | 0.144 | 1.59 |
| | ¾ | 8.30 | 2.43 | 1.98 | 0.946 | 0.903 | 0.907 | 1.70 | 0.405 | 0.157 | 0.100 | 1.60 |
| | ½ | 7.20 | 2.11 | 1.75 | 0.825 | 0.910 | 0.884 | 1.48 | 0.351 | 0.101 | 0.0652 | 1.62 |
| | ¼ | 6.10 | 1.78 | 1.50 | 0.699 | 0.918 | 0.860 | 1.26 | 0.296 | 0.0597 | 0.0390 | 1.64 |
| | ¼ | 4.90 | 1.44 | 1.23 | 0.569 | 0.926 | 0.836 | 1.02 | 0.239 | 0.0313 | 0.0206 | 1.65 |
| | ¼ | 3.71 | 1.09 | 0.948 | 0.433 | 0.933 | 0.812 | 0.774 | 0.181 | 0.0136 | 0.00899 | 1.67 |
| L3x2½x½ | 7/8 | 8.50 | 2.50 | 2.07 | 1.03 | 0.910 | 0.995 | 1.86 | 0.494 | 0.213 | 0.112 | 1.46 |
| | ¾ | 7.60 | 2.21 | 1.87 | 0.921 | 0.917 | 0.972 | 1.66 | 0.462 | 0.146 | 0.0777 | 1.48 |
| | ½ | 6.60 | 1.92 | 1.65 | 0.803 | 0.924 | 0.949 | 1.45 | 0.430 | 0.0943 | 0.0507 | 1.49 |
| | ¼ | 5.60 | 1.67 | 1.41 | 0.681 | 0.932 | 0.925 | 1.23 | 0.397 | 0.0560 | 0.0304 | 1.51 |
| | ¼ | 4.50 | 1.31 | 1.16 | 0.555 | 0.940 | 0.900 | 1.000 | 0.363 | 0.0296 | 0.0161 | 1.52 |
| | ¼ | 3.39 | 0.996 | 0.899 | 0.423 | 0.947 | 0.874 | 0.761 | 0.328 | 0.0130 | 0.00705 | 1.54 |

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-7.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.

3.3.2 Tubos Estructurales

En cambio para la utilización de tubos estructurales redondos y cuadrados se encontró que en su mayoría las ferreterías locales cuentan con espesores de chapas 14 (2mm) y 16(1.5mm). Pero existen en el país establecimientos comerciales que proveen dichos tubos redondos y cuadrados con dimensiones que varían desde ¾ hasta 16 pulgadas con espesores que van desde 0.048 hasta 0.5pulgadas con la posibilidad de hacer pedidos especiales sobre medidas específicas según requiera el constructor

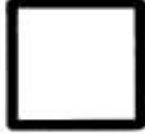
Tabla 3-5. Tabla de disponibilidad de tubos estructurales cuadrados de las principales ferreterías en nuestro medio

| TUBOS ESTRUCTURALES CUADRADOS Y RECTANGULARES | | | | | | |
|---|-------|--------|------|--------|-------|-----|
| | 1/8 | 3/16 | 1/4 | 5/16 | 3/8 | 1/2 |
| | 0.125 | 0.1875 | 0.25 | 0.3125 | 0.375 | 0.5 |
| 2x2 | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 2 1/4 x 2 1/4 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 2 1/2 x 2 1/2 | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 3x3 | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 3 1/2 x 3 1/2 | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 4x 2 | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 4x 1 1/2 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 4x4 | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✗ |
| 4 1/2 x 4 1/2 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 4x3 | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5x2 1/2 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5x3 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5x4 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5x5 | ✗ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5 1/2 x 5 1/2 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 6x3 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 6x4 | ✓ | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✗ |
| 6x5 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 6x6 | ✗ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |

Tabla 3-6. Tabla de disponibilidad de tubos estructurales circulares de las principales ferreterías en nuestro medio

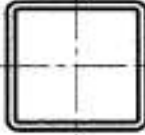
| TUBOS ESTRUCTURALES CIRCULARES | | | | | | | |
|--------------------------------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-----|
| | 0.125 | 0.134 | 0.188 | 0.25 | 0.312 | 0.375 | 0.5 |
| 2 1/2 | ✓ | ✗ | ✗ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ |
| 3 | ✓ | ✗ | ✗ | ✗ | ✓ | ✗ | ✗ |
| 3 1/2 | ✓ | ✗ | ✗ | ✓ | ✓ | ✗ | ✗ |
| 4 | ✓ | ✗ | ✗ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ |
| 4.5 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5 | ✓ | ✓ | ✗ | ✓ | ✗ | ✓ | ✓ |
| 5.5 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 5.563 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| 6 | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |

Tabla 3-7. Tabla 1-12 AISC Dimensiones y Propiedades HSS Cuadrados




HSS4-HSS2

Table 1-12 (continued)
Square HSS
Dimensions and Properties



| Shape | Design Wall Thickness, <i>t</i> | Nominal Wt. | Area, <i>A</i> | <i>b/t</i> | <i>h/t</i> | <i>I</i> | <i>S</i> | <i>r</i> | <i>Z</i> | Workable Flat | Torsion | | Surface Area |
|---------------------|---------------------------------|-------------|----------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|---------------------------------|----------|----------|--------------|
| | | | | | | | | | | | <i>J</i> | <i>C</i> | |
| | | | | | | | | | | | in. | lb/ft | |
| HSS4×4×1/2 | 0.465 | 21.50 | 6.02 | 5.60 | 5.60 | 11.9 | 5.97 | 1.41 | 7.70 | — | 21.0 | 11.2 | 1.20 |
| ×3/8 | 0.349 | 17.20 | 4.78 | 8.46 | 8.46 | 10.3 | 5.13 | 1.47 | 6.39 | 2 ⁹ / ₁₆ | 17.5 | 9.14 | 1.23 |
| ×5/16 | 0.291 | 14.78 | 4.10 | 10.7 | 10.7 | 9.14 | 4.57 | 1.49 | 5.59 | 2 ⁵ / ₈ | 15.3 | 7.91 | 1.25 |
| ×1/4 | 0.233 | 12.18 | 3.37 | 14.2 | 14.2 | 7.80 | 3.90 | 1.52 | 4.69 | 2 ⁷ / ₈ | 12.8 | 6.56 | 1.27 |
| ×3/16 | 0.174 | 9.40 | 2.58 | 20.0 | 20.0 | 6.21 | 3.10 | 1.55 | 3.67 | 3 ³ / ₁₆ | 10.0 | 5.07 | 1.28 |
| ×1/8 | 0.116 | 6.45 | 1.77 | 31.5 | 31.5 | 4.40 | 2.20 | 1.58 | 2.56 | 3 ⁷ / ₁₆ | 6.91 | 3.49 | 1.30 |
| HSS3 1/2×3 1/2×3/8 | 0.349 | 14.65 | 4.09 | 7.03 | 7.03 | 6.49 | 3.71 | 1.26 | 4.69 | — | 11.2 | 6.77 | 1.07 |
| ×5/16 | 0.291 | 12.65 | 3.52 | 9.03 | 9.03 | 5.84 | 3.34 | 1.29 | 4.14 | 2 ¹ / ₈ | 9.89 | 5.90 | 1.08 |
| ×1/4 | 0.233 | 10.48 | 2.91 | 12.0 | 12.0 | 5.04 | 2.88 | 1.32 | 3.50 | 2 ³ / ₈ | 8.35 | 4.92 | 1.10 |
| ×3/16 | 0.174 | 8.13 | 2.24 | 17.1 | 17.1 | 4.05 | 2.31 | 1.35 | 2.76 | 2 ¹ / ₁₆ | 6.56 | 3.83 | 1.12 |
| ×1/8 | 0.116 | 5.60 | 1.54 | 27.2 | 27.2 | 2.90 | 1.66 | 1.37 | 1.93 | 2 ¹⁵ / ₁₆ | 4.58 | 2.65 | 1.13 |
| HSS3×3×3/8 | 0.349 | 12.09 | 3.39 | 5.60 | 5.60 | 3.78 | 2.52 | 1.06 | 3.25 | — | 6.64 | 4.74 | 0.900 |
| ×5/16 | 0.291 | 10.53 | 2.94 | 7.31 | 7.31 | 3.45 | 2.30 | 1.08 | 2.90 | — | 5.94 | 4.18 | 0.917 |
| ×1/4 | 0.233 | 8.78 | 2.44 | 9.88 | 9.88 | 3.02 | 2.01 | 1.11 | 2.48 | — | 5.06 | 3.52 | 0.933 |
| ×3/16 | 0.174 | 6.85 | 1.89 | 14.2 | 14.2 | 2.46 | 1.64 | 1.14 | 1.97 | 2 ³ / ₁₆ | 4.03 | 2.76 | 0.950 |
| ×1/8 | 0.116 | 4.75 | 1.30 | 22.9 | 22.9 | 1.78 | 1.19 | 1.17 | 1.40 | 2 ⁷ / ₁₆ | 2.84 | 1.92 | 0.967 |
| HSS2 1/2×2 1/2×3/16 | 0.291 | 8.40 | 2.35 | 5.59 | 5.59 | 1.82 | 1.46 | 0.880 | 1.88 | — | 3.20 | 2.74 | 0.750 |
| ×1/4 | 0.233 | 7.08 | 1.97 | 7.73 | 7.73 | 1.63 | 1.30 | 0.908 | 1.63 | — | 2.79 | 2.35 | 0.767 |
| ×3/16 | 0.174 | 5.57 | 1.54 | 11.4 | 11.4 | 1.35 | 1.08 | 0.937 | 1.32 | — | 2.25 | 1.86 | 0.784 |
| ×1/8 | 0.116 | 3.90 | 1.07 | 18.6 | 18.6 | 0.998 | 0.799 | 0.965 | 0.947 | — | 1.61 | 1.31 | 0.800 |
| HSS2 1/4×2 1/4×1/4 | 0.233 | 6.23 | 1.74 | 6.66 | 6.66 | 1.13 | 1.01 | 0.806 | 1.28 | — | 1.96 | 1.85 | 0.683 |
| ×3/16 | 0.174 | 4.94 | 1.37 | 9.93 | 9.93 | 0.953 | 0.847 | 0.835 | 1.04 | — | 1.60 | 1.48 | 0.700 |
| ×1/8 | 0.116 | 3.47 | 0.956 | 16.4 | 16.4 | 0.712 | 0.633 | 0.863 | 0.755 | — | 1.15 | 1.05 | 0.717 |
| HSS2×2×1/4 | 0.233 | 5.38 | 1.51 | 5.58 | 5.58 | 0.747 | 0.747 | 0.704 | 0.964 | — | 1.31 | 1.41 | 0.600 |
| ×3/16 | 0.174 | 4.30 | 1.19 | 8.49 | 8.49 | 0.641 | 0.641 | 0.733 | 0.797 | — | 1.09 | 1.14 | 0.617 |
| ×1/8 | 0.116 | 3.04 | 0.840 | 14.2 | 14.2 | 0.486 | 0.486 | 0.761 | 0.584 | — | 0.796 | 0.817 | 0.633 |

Tabla 3-8. Tabla 1-13 AISC Dimensiones y Propiedades HSS Redondos

| <p style="text-align: center;">Table 1-13 (continued) Round HSS Dimensions and Properties</p>  <p style="text-align: right;">HSS4.500- HSS2.500</p> | | | | | | | | | | | |
|---|---------------------------------|-------------|------------------|------------|------------------|------------------|----------|------------------|------------------|------------------|-------|
| Shape | Design Wall Thickness, <i>t</i> | Nominal Wt. | Area, <i>A</i> | <i>D/t</i> | <i>I</i> | <i>S</i> | <i>r</i> | <i>Z</i> | Torsion | | |
| | | | | | | | | | <i>J</i> | <i>C</i> | |
| | | | | | | | | | in. ⁴ | in. ³ | |
| | in. | lb/ft | in. ² | | in. ⁴ | in. ³ | in. | in. ³ | in. ⁴ | in. ³ | |
| HSS4.500 | ×0.375 | 0.349 | 16.54 | 4.55 | 12.9 | 9.87 | 4.39 | 1.47 | 6.03 | 19.7 | 8.78 |
| | ×0.337 | 0.313 | 15.00 | 4.12 | 14.4 | 9.07 | 4.03 | 1.48 | 5.50 | 18.1 | 8.06 |
| | ×0.237 | 0.220 | 10.80 | 2.96 | 20.5 | 6.79 | 3.02 | 1.52 | 4.03 | 13.6 | 6.04 |
| | ×0.188 | 0.174 | 8.67 | 2.36 | 25.9 | 5.54 | 2.46 | 1.53 | 3.26 | 11.1 | 4.93 |
| | ×0.125 | 0.116 | 5.85 | 1.60 | 38.8 | 3.84 | 1.71 | 1.55 | 2.23 | 7.68 | 3.41 |
| HSS4.000 | ×0.313 | 0.291 | 12.34 | 3.39 | 13.7 | 5.87 | 2.93 | 1.32 | 4.01 | 11.7 | 5.87 |
| | ×0.250 | 0.233 | 10.00 | 2.76 | 17.2 | 4.91 | 2.45 | 1.33 | 3.31 | 9.82 | 4.91 |
| | ×0.237 | 0.220 | 9.53 | 2.61 | 18.2 | 4.68 | 2.34 | 1.34 | 3.15 | 9.36 | 4.68 |
| | ×0.226 | 0.210 | 9.12 | 2.50 | 19.0 | 4.50 | 2.25 | 1.34 | 3.02 | 9.01 | 4.50 |
| | ×0.220 | 0.205 | 8.89 | 2.44 | 19.5 | 4.41 | 2.21 | 1.34 | 2.96 | 8.83 | 4.41 |
| | ×0.188 | 0.174 | 7.66 | 2.09 | 23.0 | 3.83 | 1.92 | 1.35 | 2.55 | 7.67 | 3.83 |
| | ×0.125 | 0.116 | 5.18 | 1.42 | 34.5 | 2.87 | 1.34 | 1.37 | 1.75 | 5.34 | 2.67 |
| HSS3.500 | ×0.313 | 0.291 | 10.66 | 2.93 | 12.0 | 3.81 | 2.18 | 1.14 | 3.00 | 7.61 | 4.35 |
| | ×0.300 | 0.279 | 10.26 | 2.82 | 12.5 | 3.69 | 2.11 | 1.14 | 2.90 | 7.38 | 4.22 |
| | ×0.250 | 0.233 | 8.69 | 2.39 | 15.0 | 3.21 | 1.83 | 1.16 | 2.49 | 6.41 | 3.66 |
| | ×0.216 | 0.201 | 7.58 | 2.08 | 17.4 | 2.84 | 1.63 | 1.17 | 2.10 | 5.60 | 3.25 |
| | ×0.203 | 0.189 | 7.15 | 1.97 | 18.5 | 2.70 | 1.54 | 1.17 | 2.07 | 5.41 | 3.09 |
| | ×0.188 | 0.174 | 6.66 | 1.82 | 20.1 | 2.52 | 1.44 | 1.18 | 1.93 | 5.04 | 2.88 |
| | ×0.125 | 0.116 | 4.51 | 1.23 | 30.2 | 1.77 | 1.01 | 1.20 | 1.33 | 3.53 | 2.02 |
| HSS3.000 | ×0.250 | 0.233 | 7.35 | 2.03 | 12.9 | 1.95 | 1.30 | 0.982 | 1.79 | 3.90 | 2.60 |
| | ×0.216 | 0.201 | 6.43 | 1.77 | 14.9 | 1.74 | 1.16 | 0.992 | 1.58 | 3.48 | 2.32 |
| | ×0.203 | 0.189 | 6.07 | 1.67 | 15.9 | 1.66 | 1.10 | 0.996 | 1.50 | 3.31 | 2.21 |
| | ×0.188 | 0.174 | 5.65 | 1.54 | 17.2 | 1.55 | 1.03 | 1.00 | 1.39 | 3.10 | 2.06 |
| | ×0.152 | 0.141 | 4.63 | 1.27 | 21.3 | 1.30 | 0.865 | 1.01 | 1.15 | 2.59 | 1.73 |
| | ×0.134 | 0.124 | 4.11 | 1.12 | 24.2 | 1.16 | 0.774 | 1.02 | 1.03 | 2.32 | 1.55 |
| | ×0.125 | 0.116 | 3.84 | 1.05 | 25.9 | 1.09 | 0.730 | 1.02 | 0.965 | 2.19 | 1.46 |
| HSS2.875 | ×0.250 | 0.233 | 7.02 | 1.93 | 12.3 | 1.70 | 1.18 | 0.938 | 1.63 | 3.40 | 2.37 |
| | ×0.203 | 0.189 | 5.80 | 1.59 | 15.2 | 1.45 | 1.01 | 0.952 | 1.37 | 2.89 | 2.01 |
| | ×0.188 | 0.174 | 5.40 | 1.48 | 16.5 | 1.35 | 0.941 | 0.957 | 1.27 | 2.70 | 1.88 |
| | ×0.125 | 0.116 | 3.67 | 1.01 | 24.8 | 0.958 | 0.667 | 0.976 | 0.884 | 1.92 | 1.33 |
| HSS2.500 | ×0.250 | 0.233 | 6.01 | 1.66 | 10.7 | 1.06 | 0.862 | 0.806 | 1.20 | 2.15 | 1.72 |
| | ×0.188 | 0.174 | 4.65 | 1.27 | 14.4 | 0.865 | 0.692 | 0.825 | 0.943 | 1.73 | 1.38 |
| | ×0.125 | 0.116 | 3.17 | 0.869 | 21.6 | 0.619 | 0.495 | 0.844 | 0.660 | 1.24 | 0.990 |
| HSS2.375 | ×0.250 | 0.233 | 5.68 | 1.57 | 10.2 | 0.910 | 0.766 | 0.762 | 1.07 | 1.82 | 1.53 |
| | ×0.218 | 0.203 | 5.03 | 1.39 | 11.7 | 0.824 | 0.694 | 0.771 | 0.960 | 1.65 | 1.39 |
| | ×0.188 | 0.174 | 4.40 | 1.20 | 13.6 | 0.733 | 0.617 | 0.781 | 0.845 | 1.47 | 1.23 |
| | ×0.154 | 0.143 | 3.66 | 1.00 | 16.6 | 0.627 | 0.528 | 0.791 | 0.713 | 1.25 | 1.06 |
| | ×0.125 | 0.116 | 3.01 | 0.823 | 20.5 | 0.527 | 0.443 | 0.800 | 0.592 | 1.05 | 0.887 |
| HSS1.900 | ×0.188 | 0.174 | 3.44 | 0.943 | 10.9 | 0.355 | 0.374 | 0.613 | 0.520 | 0.710 | 0.747 |
| | ×0.145 | 0.135 | 2.72 | 0.749 | 14.1 | 0.293 | 0.309 | 0.626 | 0.421 | 0.586 | 0.617 |
| | ×0.120 | 0.111 | 2.28 | 0.624 | 17.1 | 0.251 | 0.264 | 0.634 | 0.356 | 0.501 | 0.527 |
| HSS1.660 | ×0.140 | 0.130 | 2.27 | 0.625 | 12.8 | 0.184 | 0.222 | 0.543 | 0.305 | 0.368 | 0.444 |

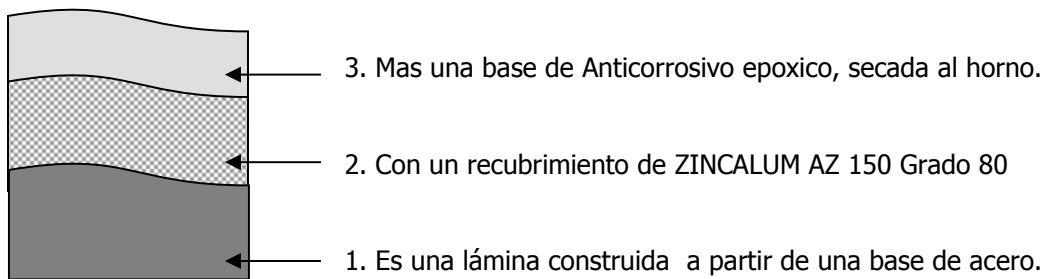
3.3.3 Lamina

Lámina rollada en frío, fabricada a partir de materia prima de Lámina de Acero con una resistencia estructural de 80,000 psi (grado 80) recubierta con una aleación compuesta por Aluminio (55%), Zinc (43.5%) y Silicio (1.5%); este espesor es equivalente a 152 grs./metro². Con una resina acrílica antifinger que le da un acabado de la mas alta calidad. Disponible en todos los perfiles (E-25, E-40 y E-80) en calibres 26, 24 y 22.

Puede producirse en largos hasta 12 mts. según la necesidad del proyecto. Se aplica en el campo técnico de la construcción de obras civiles.

Características Técnicas

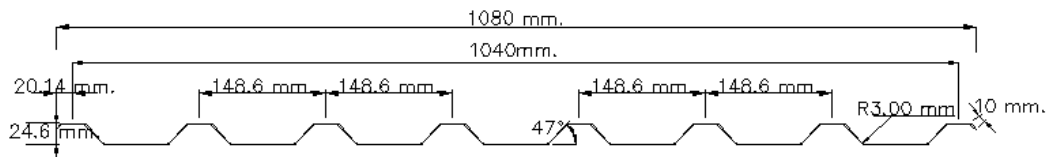
CONFORMACION MATERIA PRIMA



PERFILES

Los perfiles disponibles son:

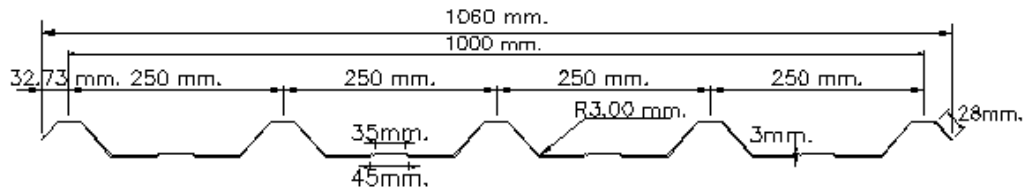
Perfil E-25



Ideal para la instalación de techos, paredes, fascias y bardas en la industria de la construcción. Ahorra hasta un 5% en los costos de cubierta de techos, ya que su novedoso diseño técnico produce mayores anchos efectivos.

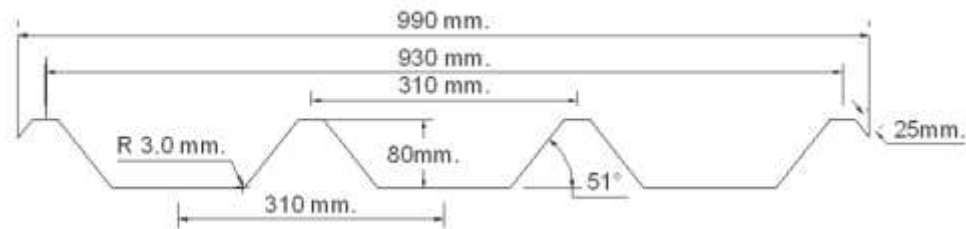
El perfil E-25 podemos encontrarlo en nuestro medio y su producción es a la medida exacta

Perfil E-40



Ideal para la construcción de naves o bodegas industriales, centros comerciales, edificios y más. La producción del perfil E-40 es centralizada y los cambios para producciones son calendarizados de acuerdo a la cantidad de metros que se hayan acumulado en pre ventas. Permite mayores claros entre polines lo cual se transmite en ahorros

Perfil E-80



Es la mejor solución para grandes claros ya que elimina los apoyos intermedios. El perfil 80 es un techo ideal para grandes techos de naves o bodegas industriales, mercados, centros comerciales y otros, logrando grandes ahorros en estructuras para cubierta por su alta resistencia estructural.

La producción del perfil E-80 es centralizada y hay un metraje mínimo para su producción que es igual o mayor a 1000 mts

CALIBRES:

C22 (espesor 0.58-0.68mm), C24 (espesor 0.48-0.57mm) y C26 (espesor 0.39-0.43mm).

Ventajas

Grado 80: Proporciona una mayor resistencia estructural a la lámina.

Recubrimiento: az-150 Da una mayor vida útil y una mejor reflectividad térmica.

Resina anti fingerprint: Ayuda a que a la lámina no se le adhieran partículas.

Espesores exactos: Permite una mayor capacidad de carga.

Aplicaciones

- Techos de naves industriales
- Techos comerciales
- Avícolas
- Residencias
- Paredes

3.3.4 Losacero

Es el entrepiso metálico de acero galvanizado, fabricado con materias primas de alta calidad internacional bajo norma ASTM A 653, diseñado con un perfil óptimo, que brinda mayor capacidad estructural, mayor rapidez y mayor economía en la construcción. Este elemento estructural esta en nuestro medio y posee las siguientes ventajas:

- Base de acero con recubrimiento de Zinc Z180 (180 gr/m²).
- Resistencia estructural Grado 50.
- Norma ASTM A 653.
- Calibres 18, 20, 22 y 24.
- Perfil 63 mm y 75mm.

Puede utilizarse tanto con vigas de concreto como de acero y los perfiles disponibles son los siguientes

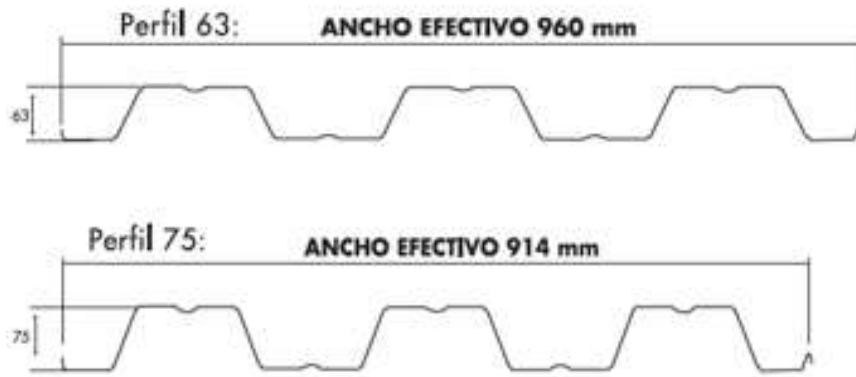


Figura 3-3. Perfiles de lamina losacero disponibles en nuestro medio

• **DETALLES DE VIGA COMPUESTA**

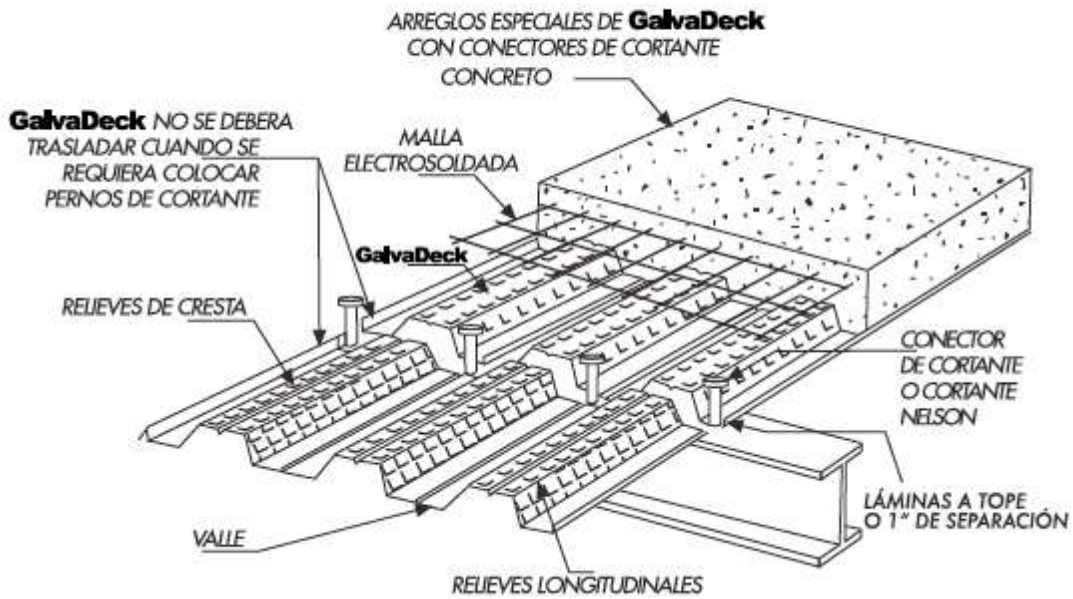


Figura 3-4. Detalles de losacero

3.4 Procedimientos de diseño

Las consideraciones expuestas a continuación se aplican a los siguientes:

- Diseño Realizado Para Pasarela o Puente Peatonal
- Diseño Realizado Mediante Formulas
- Diseño Realizado para Viga de Alma Abierta
- Diseño Realizado para Armadura
- Diseño Realizado mediante Software
- Diseño de Estructura de Soporte para Entrepisos

3.4.1 Espaciamiento de marcos

Las consideraciones para espaciamiento de marcos se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta y armaduras en techos. Esto se aplica a metodología formulas y por software. No aplica a pasarela, ni entrepisos.

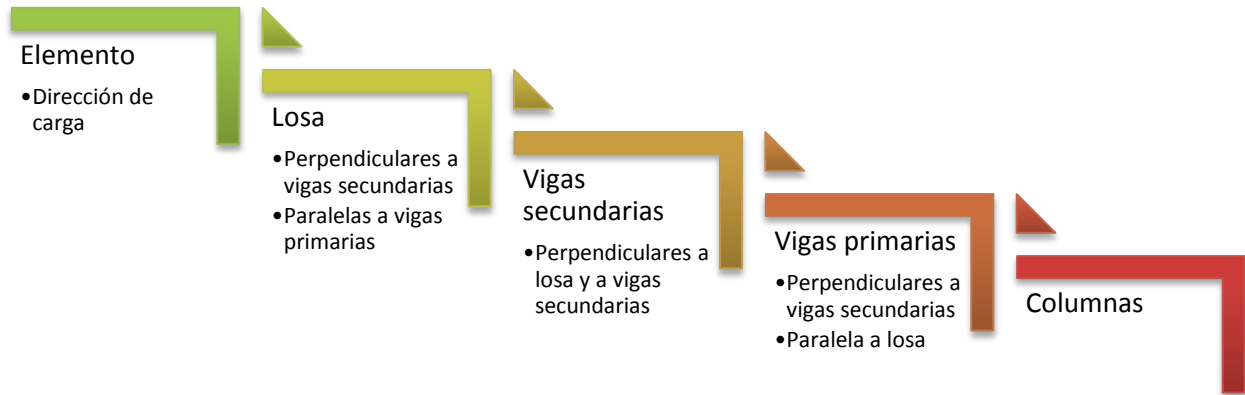
Los criterios principales para el espaciamiento de marcos son:

1. Diseñar los marcos en la dimensión más corta y espaciarlos en la otra dimensión
2. En el espaciamiento, tomar en cuenta las dimensiones máximas de largueros. Comercialmente, las dimensiones para perfiles son de 6 metros
3. Numero de claros deseados.

3.4.2 Trasmisión de carga en tableros de entrepisos

Las consideraciones para transmisión de carga en tableros solo se aplican solamente para el análisis y diseño de entrepisos. Esto se aplica solamente a metodología por software.

Las transmisiones de cargas en los tableros de entrepisos son de la siguiente manera:



En el diseño de entresijos en este trabajo, se realizó primero, el diseño de las vigas primarias con la carga proveniente de las losas colocadas en una dirección de carga perpendicular a las vigas principales. Esto permitió cargar las vigas principales con las solicitaciones más aproximadas que estas vigas soportarían tomando en cuenta que faltaría compensar la carga propia de las vigas secundarias. En resumen, estábamos cargando la losa, en las vigas primarias, esto es posible, pero se reconoce que la losa, tendrá deflexiones no deseadas.

Ya diseñadas las vigas principales, se procedió al diseño de las vigas secundarias, cambiando la dirección de carga de la losa en dirección paralela a las vigas secundarias y perpendiculares a las vigas secundarias, como debe ser. En la figura a continuación se muestran las transmisiones de carga, de un piso completo, como se realizó en el software eTabs.

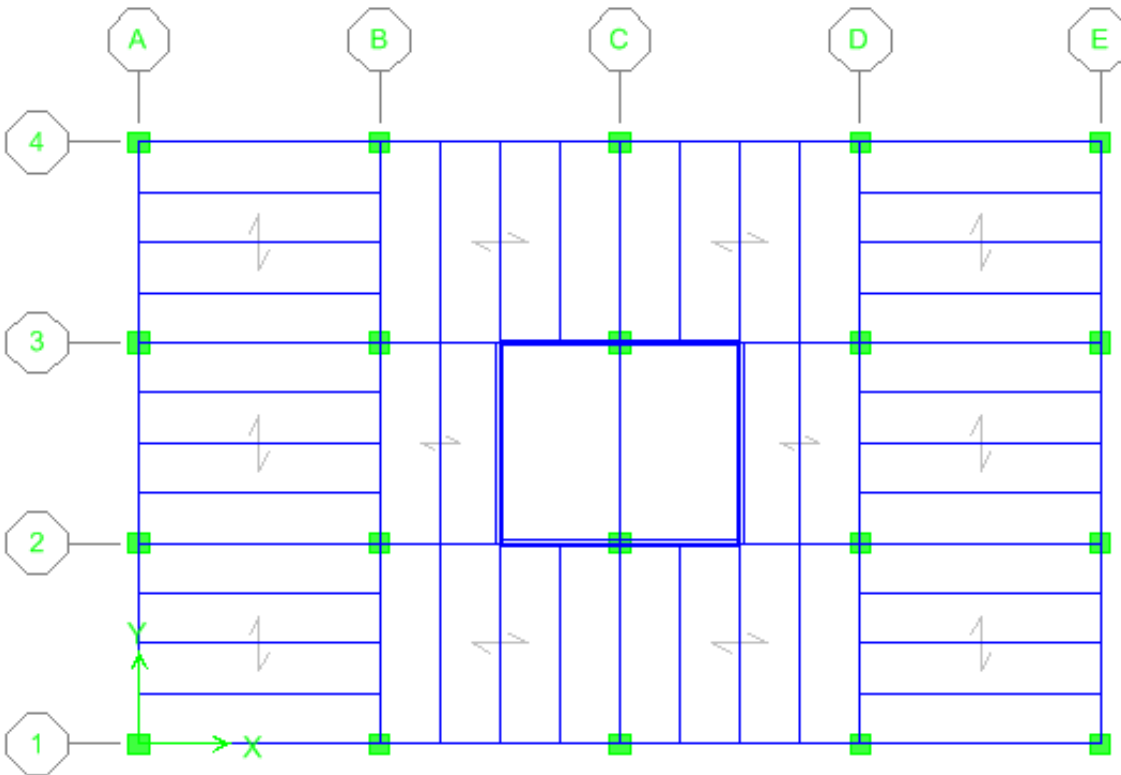


Figura 3-5. Planta estructural de entresijos para el análisis y diseño estructural del edificio diseñado, proveniente de eTabs

3.4.3 Espaciamiento de vigas secundarias

Las consideraciones para espaciamiento de marcos se aplican solamente para el análisis y diseño de entresijos. Esto se aplica solamente a metodología por software.

Los criterios principales para el espaciamiento de vigas secundarias son:

1. La dirección de las vigas secundarias dependen de la dirección de carga de la losa en las vigas principales, teniendo en cuenta que las vigas secundarias son solo transmisores de carga hacia las vigas primarias.
2. Propiedades de la losa cero. Establecido en tablas.
3. Resistencia de lámina que se usara en la losa cero. *Anexo 3. Tablas de especificaciones y propiedades de láminas para techos y entresijos.*
4. Espesor de losa de concreto

3.4.4 Análisis y diseño de largueros

Las consideraciones para espaciamiento de largueros se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta y armaduras en techos solamente. Esto se aplica a metodología formulas y por software. No aplica a pasarela, ni entrepisos.

Larguero de techo. Es la viga que va de una armadura a otra descansando en la cuerda superior.

3.4.4.1 Configuración de Largueros

Uno de los tipos más comunes de estructuraciones de techos se muestra en la Figura 2-28 (armadura tipo Howe) y en la Figura 3-6. Techo formado por larguero, viguetas y cubierta.. En este ejemplo la carga del techo se transfiere de la cubierta a las viguetas de techo; de estas a los largueros de techo y de los largueros de techo a los nudos de las armaduras

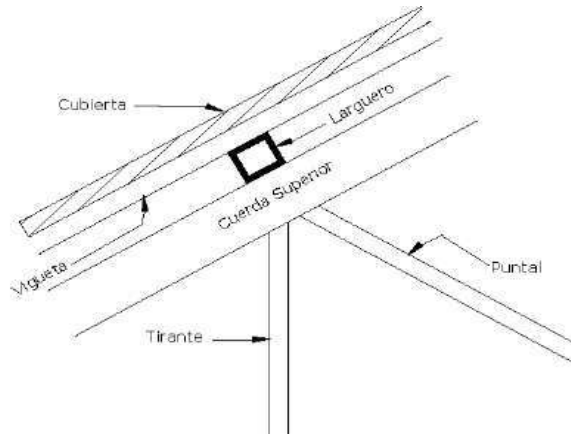


Figura 3-6. Techo formado por larguero, viguetas y cubierta.

Otra manera, mostrada es en la Figura 3-7, consiste en prolongar la cubierta de larguero a larguero omitiendo las viguetas de techo. Para este tipo de estructuración, el ahorro por la omisión de las viguetas se compensa por el espesor requerido por las placas de la cubierta.

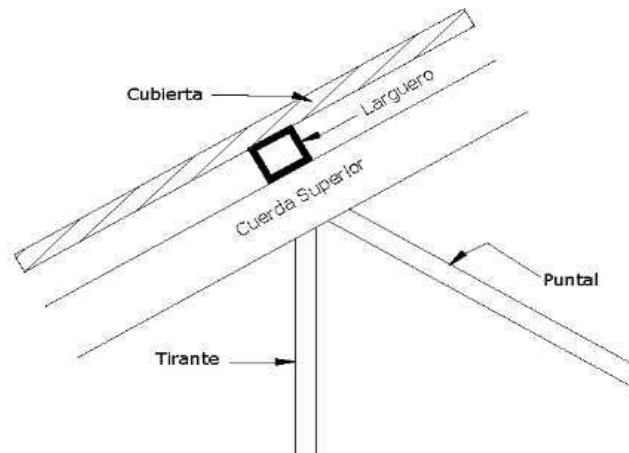


Figura 3-7. Techo formado por largueros y cubierta.

En la Figura 3-8 se indica otra estructuración que consiste en correr las viguetas de armadura a armadura omitiendo así los largueros de techo. Aquí las cargas se transmiten de la cubierta a las viguetas de techos y de estas a la cuerda superior de la armadura. Esto da por resultado que la cuerda superior quede sometida a esfuerzos de flexión, además de la compresión directa debida a las fuerzas transmitidas por los otros miembros de la armadura.

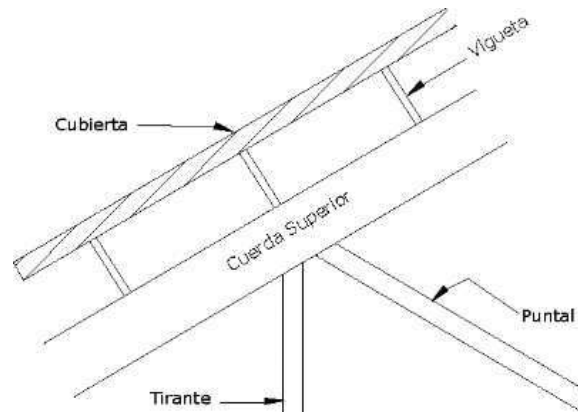


Figura 3-8. Otro ejemplo de viguetas y cubierta.

3.4.4.2 Espaciamiento de largueros

Las consideraciones para espaciamiento de largueros se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta y armaduras en techos solamente. Esto se aplica a metodología formulas y por software. No aplica a pasarela, ni entresijos.

Principalmente, el espaciamiento de largueros, esta basado en dos aspectos fundamentales:

- Configuración de Largueros. *Sección 3.4.4.1*

- Resistencia de la lámina. *Anexo 3*. Tablas de especificaciones y propiedades de láminas para techos y entrepisos.

En la Figura 3-9 se muestra la distribución completa en planta para el diseño realizado para armaduras por metodología por software.

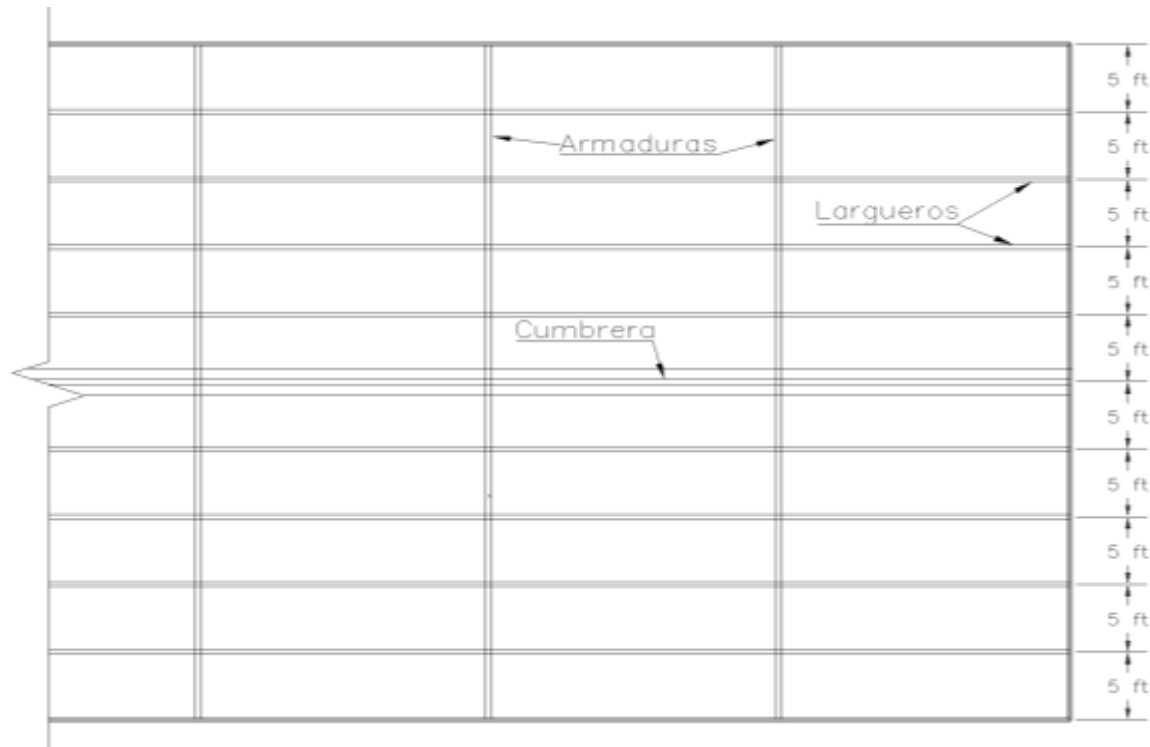


Figura 3-9. Distribución completa en planta para estructura de techo.

3.4.4.3 Diseño de largueros

El diseño de largueros se realiza a través de los siguientes pasos:

1. Encontrar la carga distribuida a lo largo del larguero tomando en cuenta las cargas que habíamos encontrado:
 - Peso de lámina
 - Viento
 - Peso propio del larguero (supuesto)
2. Realizar Diagrama de Cuerpo Libre (DCL) para encontrar la carga distribuida sobre el larguero en unidades lb/ft, que corresponde a la carga W .
3. Con la carga W anterior, encontramos el momento flexionante.

$$M = \frac{Wl}{8}$$

Donde:

W = carga distribuida sobre el larguero

L= claro del larguero

4. Con el momento flexionante, encontramos el modulo de sección necesario:

$$S = \frac{M}{f}$$

Donde:

M = Momento flexionante

S = Modulo de sección requerido en in³

f = esfuerzo unitario permisible en la sección transversal de la viga (ksi)

5. Con el modulo de sección S, buscar en las tablas correspondientes (AISC tablas 1-1 a 1-29) para el miembro en análisis. Véase *Figura 3-10*. Esquema de uso de tablas de dimensiones y propiedades para diseño de largueros
6. De esta tabla seleccionamos el elemento mas optimo

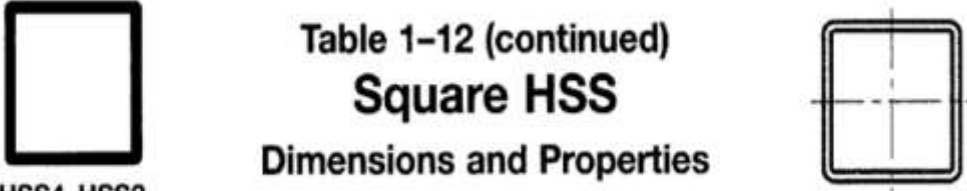


Table 1-12 (continued)
Square HSS
Dimensions and Properties

| Shape | Design Wall Thickness, <i>t</i> | Nominal Wt. | Area, <i>A</i> | <i>b/t</i> | <i>h/t</i> | <i>I</i> | <i>S</i> | <i>r</i> | <i>Z</i> | Workable Flat | Torsion | | Surface Area |
|------------|---------------------------------|-------------|----------------|------------|------------|----------|----------|------------------|------------------|--------------------------------|----------|------------------|--------------|
| | | | | | | | | | | | <i>J</i> | <i>C</i> | |
| | | | | | | in. | lb/ft | in. ² | in. ⁴ | in. ³ | in. | in. ³ | in. |
| HSS4×4×1/2 | 0.465 | 21.50 | 6.02 | 5.60 | 5.60 | 11.9 | 5.97 | 1.41 | 7.70 | — | 21.0 | 11.2 | 1.20 |
| ×3/8 | 0.349 | 17.20 | 4.78 | 8.46 | 8.46 | 10.3 | 5.13 | 1.47 | 6.39 | 2 ⁵ / ₁₆ | 17.5 | 9.14 | 1.23 |
| ×5/16 | 0.291 | 14.78 | 4.10 | 10.7 | 10.7 | 9.14 | 4.7 | 1.49 | 5.59 | 2 ⁵ / ₈ | 15.3 | 7.91 | 1.25 |
| ×1/4 | 0.233 | 12.18 | 3.37 | 14.2 | 14.2 | 7.80 | 3.9 | 1.52 | 4.69 | 2 ⁷ / ₈ | 12.8 | 6.56 | 1.27 |
| ×3/16 | 0.174 | 9.40 | 2.58 | 20.0 | 20.0 | 6.21 | 3.1 | 1.55 | 3.67 | 3 ³ / ₁₆ | 10.0 | 5.07 | 1.28 |
| ×1/8 | 0.119 | 6.40 | 1.77 | 31.5 | 31.5 | 4.40 | 2.20 | 1.58 | 2.56 | 3 ⁷ / ₁₆ | 6.91 | 3.49 | 1.30 |

Figura 3-10. Esquema de uso de tablas de dimensiones y propiedades para diseño de largueros

3.4.5 **Inclinación de la estructura de techo**

Las consideraciones para inclinación de la estructura de techo, obviamente se aplican al análisis y diseño de estructuras en techos solamente. Esto se aplica a metodología formulas y por software. No aplica a pasarela, ni entrepisos.

La inclinación depende de:

1. Lamina galvanizada ($S \geq 12\%$).
2. No se recomiendan techos muy planos debido a las sobrecargas por estancamiento
3. Diseño. En diseños por formulas conviene usar ángulos simples para facilitar el calculo.

3.4.6 **Áreas tributarias**

Las consideraciones para áreas tributarias de la estructura de techo, se aplican al análisis y diseño de estructuras en techos solamente. Esto se aplica a metodología formulas y por software. No aplica a pasarela, ni entrepisos.

Las áreas tributarias se obtienen aritméticamente con las dimensiones; también se pueden obtener mediante herramientas de dibujo como AutoCAD.

Las áreas tributarias serán necesarias para encontrar la resistencia de los largueros, debido a que haremos el diseño de los largueros de acuerdo al área de influencia de estos.

El área tributaria de los largueros en los extremos de la estructura suele ser diferente de las demás áreas tributarias de los otros largueros. Normalmente, es menor, y usualmente, suele ser la mitad del área tributaria de los largueros intermedios. Esto se ilustra en la Figura 3-11.

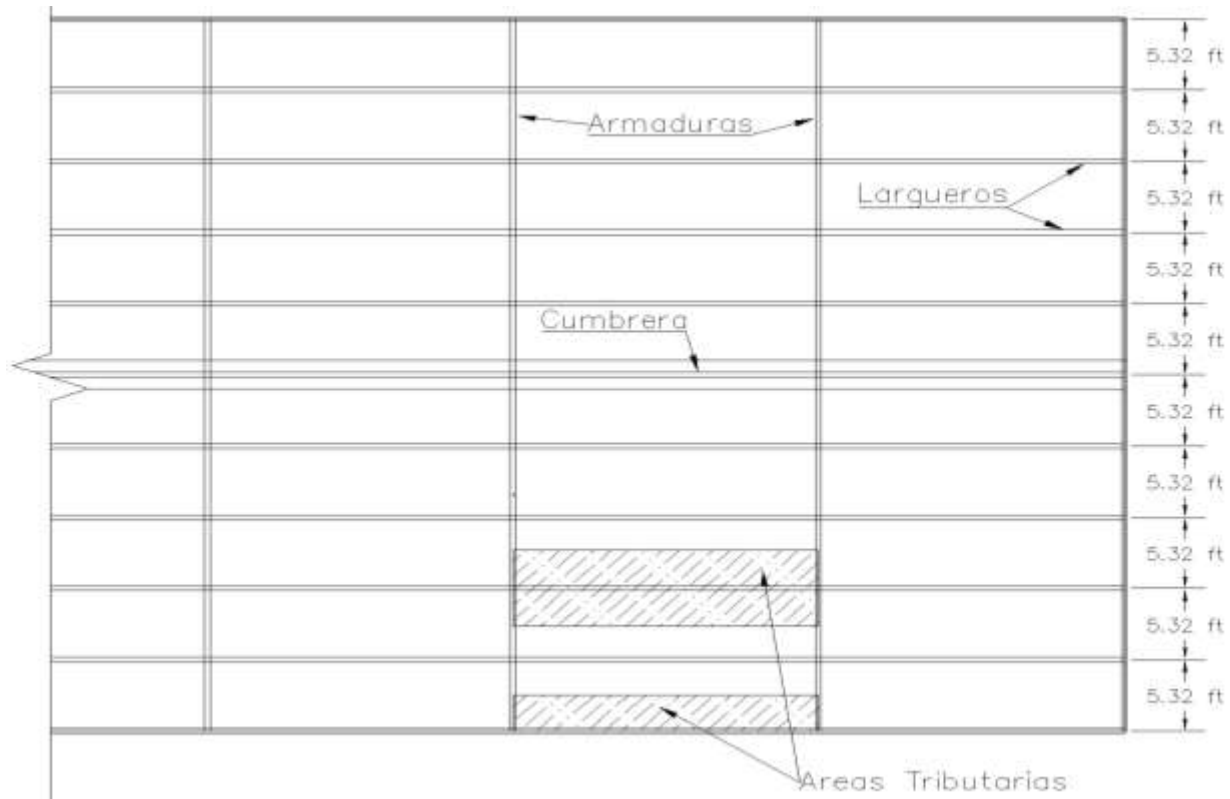


Figura 3-11. Vista en planta de estructura de techo, donde se muestran sus respectivas áreas tributarias.

3.4.7 Encontrando cargas puntuales sobre estructura de techo

Las consideraciones para cargas puntuales, se aplican al análisis y diseño de armadura y vigas de alma abierta. Esto se aplica solamente a metodología formulas. No se aplica a diseños por software.

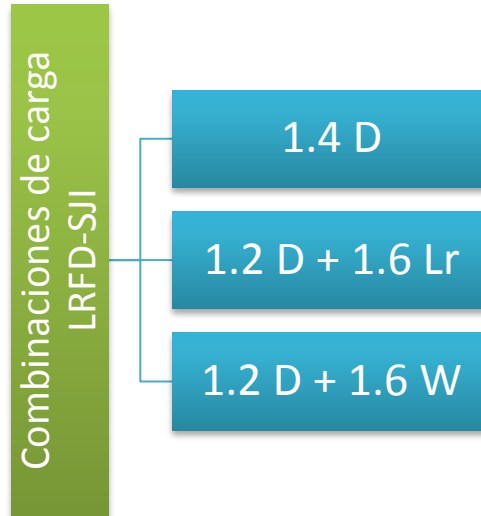
El diseño de armadura o viga de alma abierta por formulas requiere convertir las cargas por área distribuida sobre las áreas tributarias, en cargas puntuales sobre los nudos de la estructura.

Las fuerzas a considerar seran las siguientes:

1. Peso del larguero, encontrado anteriormente en el diseño del larguero y dado en las tablas AISC, al momento de seleccionar la seccion.
2. Peso de la lamina. Anexo 3. Tablas de especificaciones y propiedades de láminas para techos y entrepisos.
3. Carga Viva, Norma Técnica ES
4. Para techo con pendiente mayor a 5%, es igual a 20 Kg/m²

5. Peso de la armadura o viga de alma abierta. Peso estimado de la estructura de techo, igual a 10% de las cargas o tabla en Anexo 1. Tabla de peso de armaduras de acero en superficie de techo.

A partir de las cargas anteriores, tendremos las cargas Vivas, muertas y de viento, para introducir, en las combinaciones de carga del LRFD



Además tomamos consideraciones acerca del área tributaria en los largueros de los extremos es la mitad del área en los demás miembros, por lo tanto, consideraremos esto para encontrar una carga puntual en dichos extremos.

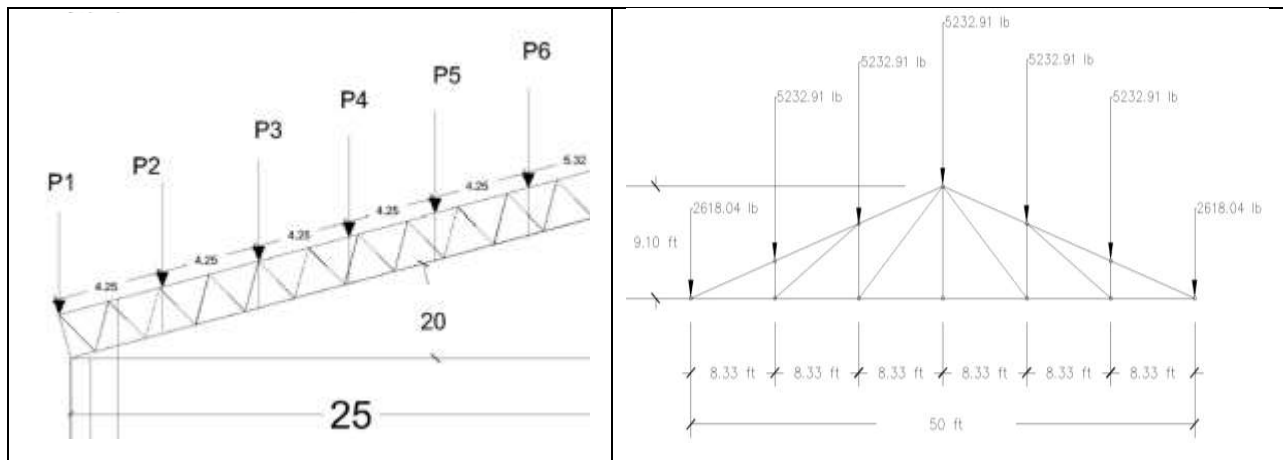


Figura 3-12. Diagramas de ubicación de cargas puntuales en diseños por metodología por formulas.

3.4.8 Encontrando reacciones en los apoyos

Las consideraciones para reacciones en los apoyos, se aplican al análisis y diseño de armadura y vigas de alma abierta. Esto se aplica solamente a metodología formulas. No se aplica a diseños por software.

Las reacciones en los apoyos se encuentran a través de la estática. Consideramos apoyos simples.

Se toma en cuenta la estructura completa, como un solo elemento.

Se considera que los apoyos de las vigas no sufren desplazamientos horizontales.

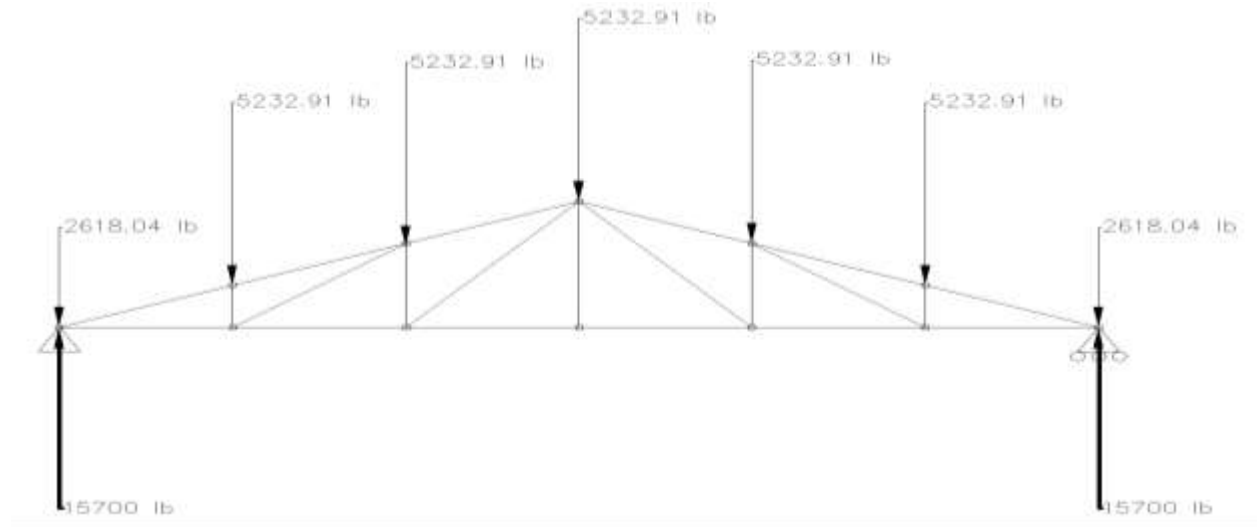


Figura 3-13. Diagrama donde se muestran reacciones en apoyos en armadura.

3.4.9 Encontrando fuerzas internas

Las consideraciones para fuerzas internas, se aplican al análisis y diseño de armadura solamente. Esto se aplica solamente a metodología formulas. No se aplica a diseños por software.

Los pasos a seguir para encontrar las fuerzas internas son los siguientes:

1. Encontrar el ángulo de inclinación de los miembros (diagonales)
2. Solo un lado de la estructura
3. Método de los nudos
 - ✓ DCL. Figura 3-14. Diagrama de cuerpo libre de nudos en proceso de análisis de fuerzas internas.
 - ✓ $\Sigma F_y = 0$
 - ✓ $\Sigma F_x = 0$
4. Comienza con el nudo en la reacción, hacia el centro, hasta la cumbrera

5. Las reacciones encontradas son las reacciones en los nudos, NO las reacciones internas en los miembros

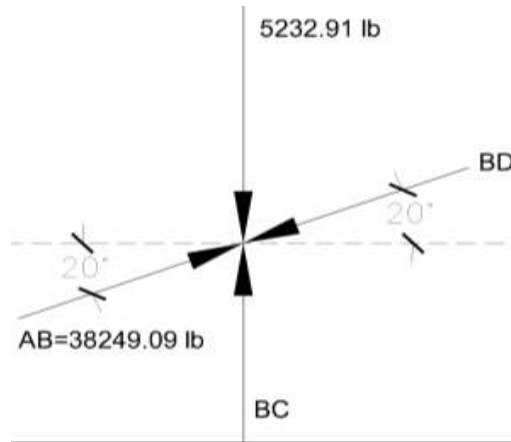


Figura 3-14. Diagrama de cuerpo libre de nudos en proceso de análisis de fuerzas internas.

3.4.10 Determinación del tipo de esfuerzo

Las consideraciones para determinación del tipo de esfuerzo, se aplican al análisis y diseño de armadura solamente. Esto se aplica solamente a metodología formulas. No se aplica a diseños por software.

En las reacciones anteriores encontradas en la sección 3.4.9, se tienen que tomar en cuenta la tercera ley de Newton para conocer la dirección de la fuerza de los miembros, además esto nos dará el tipo de esfuerzo (compresión o tensión de los miembros).

La determinación del tipo de esfuerzos, se trata solo de saber que miembros están a tensión y compresión. Esto se hace de la siguiente manera:

1. Se escoge el miembro de referencia en el diagrama de la armadura y se analizaran los nudos que afectan dicho miembro.
2. En el primer nudo de referencia notamos hacia donde apunta el vector de la fuerza de dicho miembro (apuntando hacia o desde el nudo).
3. En el otro nudo de referencia notamos que el vector de la fuerza de dicho miembro, también tiene que apuntar en la misma dirección respecto al nudo que el anterior. También podemos decir que la dirección del vector de la fuerza del segundo nudo, será opuesta al vector de la fuerza del

primero. Por poner un ejemplo, en el primer nudo, el vector de fuerza apunta hacia el 2° cuadrante, y en el segundo apunta hacia el 4°, tomando en cuenta que el vector de fuerza siempre apuntara en la misma línea de acción, a lo largo del miembro.

4. Si la dirección se lee hacia el nudo de referencia, la fuerza es de compresión y si se lee alejándose del nudo, la fuerza será a tensión.

Esto se hace para cada miembro, aunque no es un proceso de cálculo y se puede hacer, de una sola vez revisando los nudos.

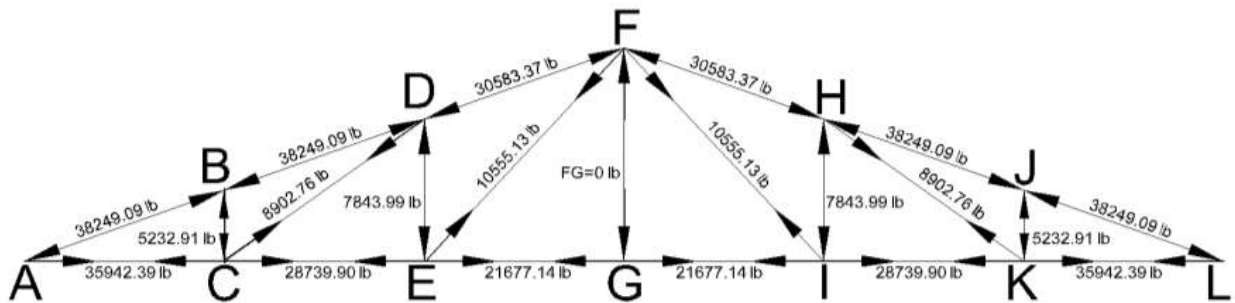


Figura 3-15. Esquema de tipo y magnitud de esfuerzo para armadura realizada por formulas.

3.4.11 Consideraciones para el análisis y diseño de vigas de alma abierta por formulas

Las consideraciones para análisis y diseño de vigas de alma abierta, se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta solamente. Esto se aplica a metodología por formulas solamente.

3.4.11.1 Análisis de vigas de alma abierta

1. A pesar de que las vigas de alma abierta son estructuras con celosías, por simplicidad se les suele analizar tomando en cuenta los efectos debidos a flexión y cortante como si fuese una viga debido a las cargas que soporta.
2. Se considera a las cuerdas como elementos discretos sometidos a esfuerzos de compresión ó tensión axial correspondiente.
3. Se asume que las cuerdas de la viga macomber resisten las sollicitaciones por flexión, de tal forma que el momento flexionante actuante en la viga, es contrarrestado por un par formado por las fuerzas axiales generadas en las cuerdas. La magnitud de tales fuerzas es la misma y de sentido contrario (tensión o compresión). El momento resistente es igual al producto de la fuerza en una cuerda por la distancia entre centroides que las separa, véase

4. *Figura 3-17.* Modelo de análisis para la evaluación de las fuerzas en las cuerdas . De la siguiente manera se obtiene la formula: $M = T.h = C.h$

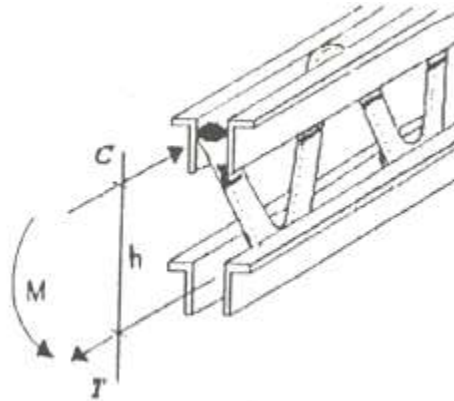
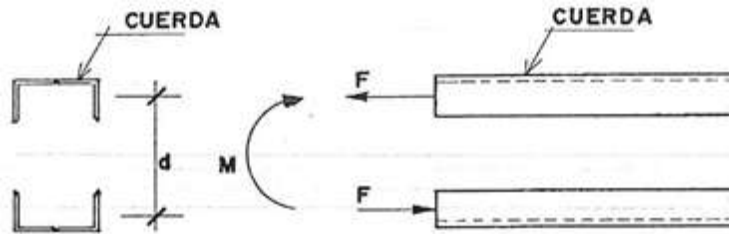


Figura 3-16. Distribución de los esfuerzos de compresión y tensión en una viga de alma abierta sometida a flexión.



$$M = F.d$$

M = momento flexionante actuante

F = fuerzas generadas en las cuerdas

d = distancia entre centroides de las cuerdas

Figura 3-17. Modelo de análisis para la evaluación de las fuerzas en las cuerdas

5. La fuerza cortante producida por las cargas en las vigas, son resistidas por la celosía. Para analizar los efectos cortantes producidos por las cargas que actúan en una viga es necesario conocer la distribución de las fuerzas cortantes a lo largo de la viga, y de esta manera poder determinar la sección más desfavorable.

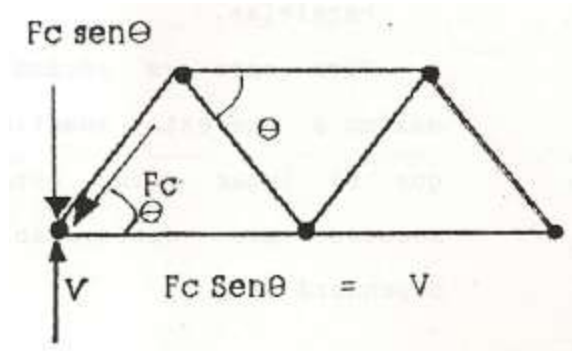


Figura 3-18. Cortante en celosía

6. Por equilibrio de fuerzas, el cortante en la viga de alma abierta será contrarrestado por la componente vertical de los elementos diagonales que la conforman. De este equilibrio resulta la siguiente expresión: $V = F_c \sin \theta$
7. Se considera que en los extremos de las barras de celosía existen pasadores y que éstas están sometidas a esfuerzos axiales, por lo que no existe posibilidad de producirse momentos flexionantes.
8. La celosía es la encargada de mantener en posición a las cuerdas. En esta tarea, los miembros de celosía absorben las fuerzas cortantes que se generan por la aplicación de cargas perpendiculares al eje del elemento, que al proyectarse sobre sus ejes longitudinales, se traducen en fuerzas de compresión.

Para el diseño a compresión de las cuerdas se consideran dos efectos:

- **Pandeo Local:** que es el que se da en la cuerda entre dos juntas soldadas consecutivas, con respecto al eje de menor inercia de la cuerda¹⁹. Ver *Figura 3-19*. Distancia de pandeo local en la cuerda.

¹⁹ Oscar Anastas y Otros. Información General y Consideraciones para el Análisis. Diseño y Presupuesto de Estructuras de Techo (Trabajo de Graduación de la UCA para optar al grado de Ing. Civil. El Salvador. 1991). p. 148.

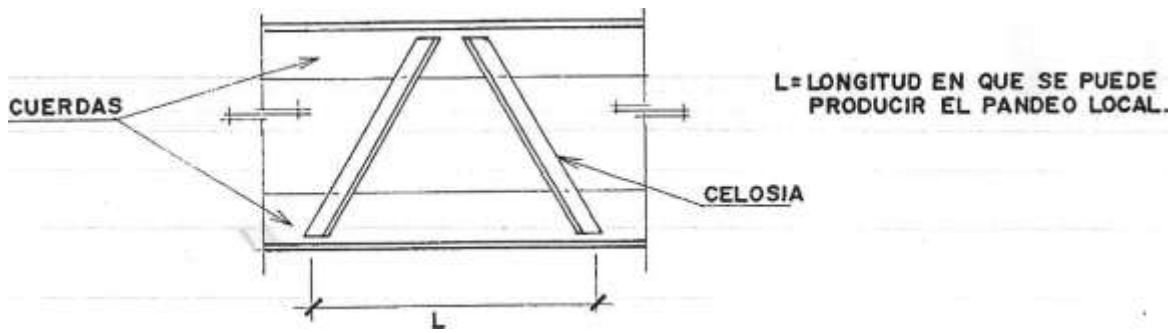


Figura 3-19. Distancia de pandeo local en la cuerda

- **Pandeo Total:** que ocurre entre los puntos no arriostrados de la viga de alma abierta, alrededor del eje de menor inercia de todo el elemento.

En el diseño de compresión de la celosía, se considera sólo la posibilidad de pandeo entre los dos puntos extremos de la misma alrededor del eje de menor inercia.

El factor de longitud efectiva "k" para los elementos de celosía será igual a la unidad, en conformidad con lo estipulado en la *sección 8.2.5 Relaciones máximas de esbeltez*, para miembros a compresión de vigas de alma abierta.

3.4.11.2 Diagramas de esfuerzo y sistemas equivalentes de fuerzas.

Las cargas encontradas a partir del análisis estático, se transforman en un sistema equivalente de fuerza. Pasamos de tener fuerzas reacciones en un plano inclinado a un sistema equivalente en un plano horizontal.

En otras palabras, el sistema de fuerzas así encontrado se transforma en otro equivalente de tal forma que todas las acciones sean perpendiculares y axiales al elemento, Esto con el propósito de construir los diagramas de fuerza cortante, momento flector y carga axial, los cuales determinarán cuáles son las condiciones internas a las que está siendo sometido el elemento. Véase *Figura 3-20. Diagrama de fuerzas internas para viga de alma abierta por formulas.*

Esto se muestra en el diagrama siguiente que procede del diseño realizado para vigas de alma abierta por formulas.

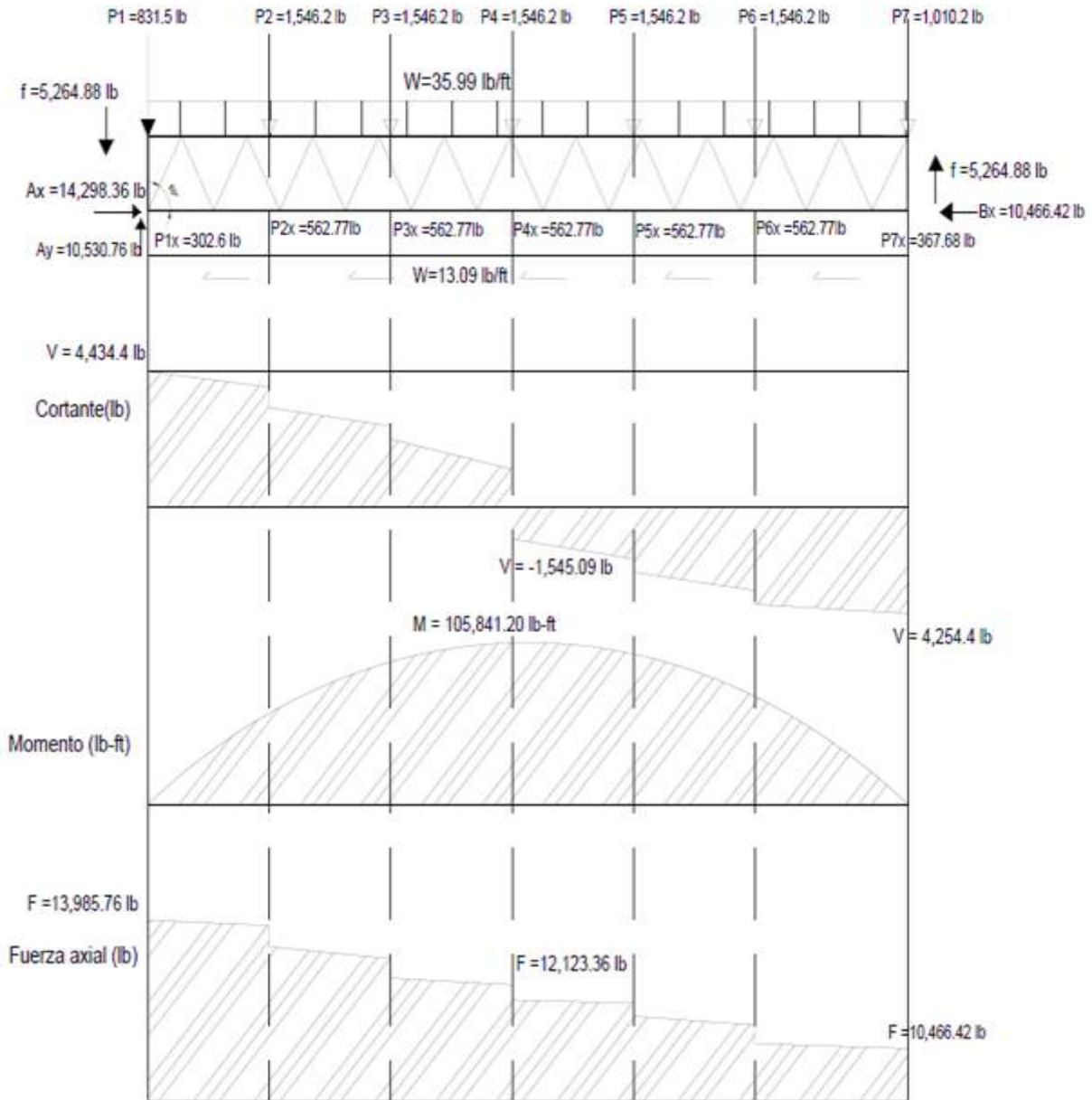


Figura 3-20. Diagrama de fuerzas internas para viga de alma abierta por formulas.

Se efectúa el análisis estructural para la condición de carga viva y muerta.

Completados los análisis se procede al diseño estructural de las vigas metálicas de alma abierta.

3.4.11.3 Fuerzas de elementos en vigas de alma abierta

Las consideraciones para diseño de elementos y sistemas equivalentes de fuerzas, se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta solamente. Esto se aplica a metodología por formulas solamente.

En este apartado, pretendemos explicar, de donde salen las fuerzas para diseñar los elementos de la viga de alma abierta.

De los diagramas de cortante, momento y fuerza axial se obtienen los siguientes valores máximos:

- Fuerza cortante máxima
- Momento flexionante máximo

$$M_{\max} = (\text{positivo o negativo})$$

- Fuerza axial máxima

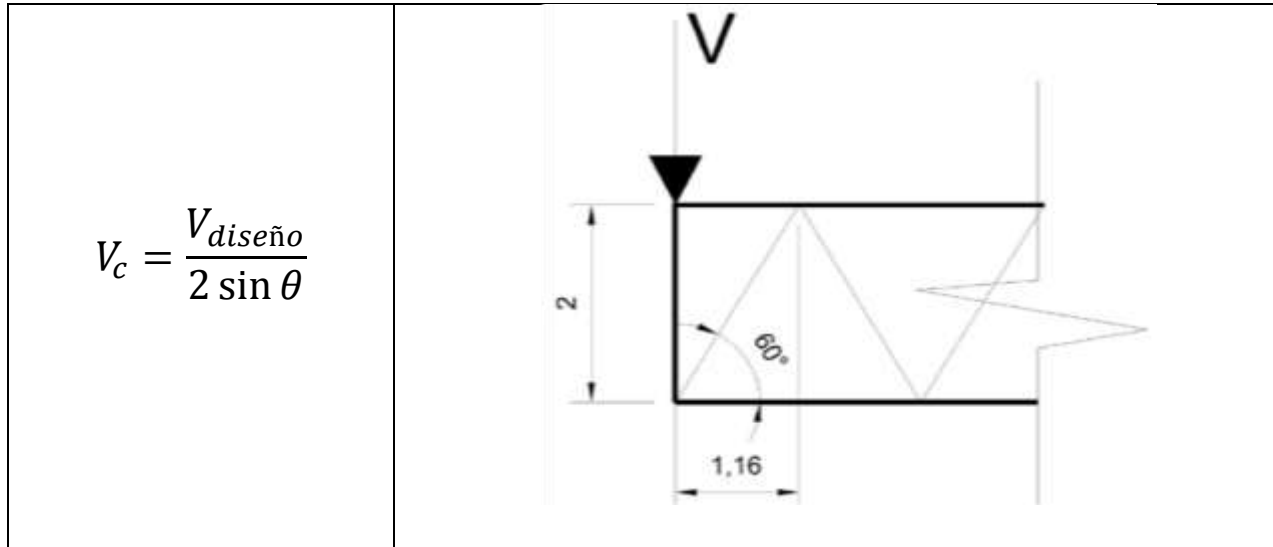
Determinando fuerzas en las cuerdas

Pueden estar a tensión o compresión

- Fuerza a tensión: esta puede obtenerse al descomponer el momento en un par
- Fuerza a compresión: esta se obtiene de la fuerza axial actuante sobre el elemento

Determinando fuerzas en la celosía

- Fuerza contante máxima: esta se obtiene en el punto donde esta expuesto a mayor carga el elemento
- La fuerza axial de dicha celosía se obtiene a partir de la siguiente ecuación:



3.4.12 Diseño de miembros a compresión y tensión

Las consideraciones para Diseño de miembros a compresión y tensión, se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta solamente y armaduras. Esto se aplica solamente a metodología por formulas solamente. Esto es así, debido a que en el diseño por software, el mismo software se encarga de realizar estos análisis automáticamente.

1. Tomamos la magnitud máxima de los miembros a analizar
2. Relaciones de carga y resistencia, $\Phi_c = 0.90$, $\Phi_t = 0.90$ (LRFD), $F_y = 36$ ksi

$$\phi F_n = f_u$$

$$0.9F_y = f_u$$

3. A partir de ello, encontramos el f_u
4. Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{f_u}{F_n}$$

5. Lo que obtenemos es un A_{req} , para buscar en las tablas del AISC de dimensiones y propiedades (Tablas 1-1 a 1-29). Véase Figura 3-21. Diagrama donde se muestra la forma de usar las tablas de propiedades de materiales para diseño de miembros a compresión y tensión
6. De las tablas, obtenemos el miembro a usar, además del Radio de giro, r_x y r_y , dependiendo del tipo de miembro.

7. Verificamos la relación de esbeltez

**Table 1-15 (continued)
Double Angles
Properties**

| Shape | Area in. ² | Axis Y-Y | | | | | | LLBB | | SLBB | | | |
|---------------|--------------------------|--------------------|------|------|--------------------|------|------|-------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------|--------------------------|--------------|
| | | Radius of Gyration | | | | | | Q_s | | Q_s | | | |
| | | LLBB | | | SLBB | | | Angles in Contact | Angles Sepa- rated | r_x in. | Q_s | | r_x in. |
| | | Separation, s, in. | | | Separation, s, in. | | | | | | Angles in Contact | Angles Sepa- rated | |
| 0 | 3/8 | 3/4 | 0 | 3/8 | 3/4 | | | | | | | | |
| 2L3x3x1/2 | 5.50 | 1.29 | 1.43 | 1.58 | 1.29 | 1.43 | 1.58 | 1.00 | 1.00 | 0.895 | 1.00 | 1.00 | 0.895 |
| x7/16 | 4.86 | 1.28 | 1.42 | 1.57 | 1.28 | 1.42 | 1.57 | 1.00 | 1.00 | 0.903 | 1.00 | 1.00 | 0.903 |
| x3/8 | 4.22 | 1.27 | 1.41 | 1.55 | 1.27 | 1.41 | 1.55 | 1.00 | 1.00 | 0.910 | 1.00 | 1.00 | 0.910 |
| x9/16 | 3.55 | 1.26 | 1.39 | 1.54 | 1.26 | 1.39 | 1.54 | 1.00 | 1.00 | 0.918 | 1.00 | 1.00 | 0.918 |
| x1/4 | 2.87 | 1.25 | 1.38 | 1.52 | 1.25 | 1.38 | 1.52 | 1.00 | 1.00 | 0.926 | 1.00 | 1.00 | 0.926 |
| x3/16 | 2.18 | 1.24 | 1.37 | 1.51 | 1.24 | 1.37 | 1.51 | 0.998 | 0.912 | 0.933 | 0.998 | 0.912 | 0.933 |
| 2L3x2 1/2x1/2 | 5.01 | 1.04 | 1.18 | 1.33 | 1.35 | 1.49 | 1.64 | 1.00 | 1.00 | 0.910 | 1.00 | 1.00 | 0.718 |

Figura 3-21. Diagrama donde se muestra la forma de usar las tablas de propiedades de materiales para diseño de miembros a compresión y tensión

3.4.13 Relación de esbeltez

Las consideraciones para relación de esbeltez, se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta solamente y armaduras. Esto se aplica solamente a metodología por formulas solamente. Esto es así, debido a que en el diseño por software, el mismo software se encarga de realizar estos análisis automáticamente.

El procedimiento para verificar consiste en verificar la siguiente ecuación:

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{Kl}{r}$$

Donde:

$$K = 1$$

l = dimensión del miembro analizado

r = Radio de giro, el mayor en caso de haber r_x y r_y

La relación de esbeltez, de acuerdo al miembro que estamos analizando, no debe ser mayor que los permitidos en la siguiente tabla del Anexo 5, y la cual se copia a continuación :

Tabla 3-9. Tabla de relaciones de esbeltez máximas. Anexo5.

| | |
|---|-----|
| Paneles interiores de la cuerda superior | 90 |
| Paneles exteriores de la cuerda superior | 120 |
| Miembros a compresión distintos de la cuerda superior | 200 |
| Miembros a tensión | 240 |

3.4.14 Verificación de Esfuerzos Nominales para miembros a compresión

Las consideraciones para verificación de esfuerzos nominales para miembros a compresión, se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta solamente y armaduras. Esto se aplica solamente a metodología por formulas solamente. Esto es así, debido a que en el diseño por software, el mismo software se encarga de realizar estos análisis automáticamente.

Simplemente, encontraremos el $\phi_c P_n$ para el miembro encontrado de la siguiente manera:

1. Encontrar la longitud efectiva de la sección mediante la formula Kl , así como se hicieron en la verificación de la relación de esbeltez
2. A partir de ello, buscaremos en la tabla de esfuerzos disponibles en compresión axial (tabla 4-1 a 4.22 AISC) el $\phi_c P_n$ para el miembro que estamos analizando, tomando en cuenta la longitud Kl , y buscando un rango para analizar. Véase Figura 3-22. Diagrama donde se muestra la forma de usar las tablas de compresión axial para diseño de miembros a compresión y tensión
3. De los $\phi_c P_n$ obtenidos, elegimos el menor, que corresponde al esfuerzo más desfavorable, a continuación este se compara con el esfuerzo obtenido del análisis.

Table 4-4 (continued)
Available Strength in Axial Compression, kips
Square HSS

$F_y = 46$ ksi

HSS4


| Shape | HSS4×4× | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|------|
| | $\frac{3}{8}$ | | $\frac{5}{16}$ | | $\frac{1}{4}$ | | $\frac{3}{16}$ | | $\frac{1}{8}$ | | |
| t_{design} , in. | 0.349 | | 0.291 | | 0.233 | | 0.174 | | 0.116 | | |
| Wt/ft | 17.2 | | 14.8 | | 12.2 | | 9.40 | | 6.45 | | |
| Design | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | |
| east radius of gyration r_y | 0 | 132 | 198 | 113 | 170 | 92.9 | 140 | 71.2 | 107 | 48.7 | 73.2 |
| | 1 | 131 | 197 | 112 | 169 | 92.5 | 139 | 70.9 | 107 | 48.5 | 72.9 |
| | 2 | 129 | 194 | 111 | 167 | 91.3 | 137 | 70.1 | 105 | 47.9 | 72.0 |
| | 3 | 127 | 190 | 109 | 163 | 89.4 | 134 | 68.7 | 103 | 47.0 | 70.7 |
| | 4 | 123 | 184 | 105 | 158 | 86.8 | 131 | 66.8 | 100 | 45.7 | 68.8 |
| | 5 | 118 | 177 | 101 | 152 | 83.6 | 126 | 64.4 | 96.7 | 44.2 | 66.4 |
| | 6 | 112 | 168 | 96.6 | 145 | 79.9 | 120 | 61.6 | 92.6 | 42.3 | 63.6 |
| | 7 | 106 | 159 | 91.3 | 137 | 75.6 | 114 | 58.4 | 87.8 | 40.2 | 60.5 |
| | 8 | 98.7 | 148 | 85.5 | 129 | 71.0 | 107 | 55.0 | 82.7 | 38.0 | 57.0 |
| | 9 | 91.4 | 137 | 79.4 | 119 | 66.2 | 99.4 | 51.4 | 77.2 | 35.5 | 53.4 |
| | 10 | 83.9 | 126 | 73.1 | 110 | 61.1 | 91.8 | 47.6 | 71.5 | 33.0 | 49.6 |
| 11 | 76.3 | 115 | 66.8 | 100 | 56.0 | 84.1 | 43.7 | 65.7 | 30.4 | 45.7 | |

Figura 3-22. Diagrama donde se muestra la forma de usar las tablas de compresión axial para diseño de miembros a compresión y tensión

3.4.15 Verificación de Esfuerzos Nominales para miembros a tensión

Simplemente, encontraremos el $\phi_t P_n$ para el miembro encontrado de la siguiente manera:

1. A partir de las tablas de esfuerzos disponibles en compresión axial (Tablas 5-1 a 5-8 AISC), encontramos el $\phi_t P_n$ para el miembro que se está analizando. Ver Figura 3-23. Diagrama donde se muestra la forma de usar las tablas para tensión axial en diseño de miembros a compresión y tensión



HSS4-HSS2

Table 5-5 (continued)
Available Strength in
Axial Tension
Square HSS

$F_y = 46 \text{ ksi}$
 $F_u = 58 \text{ ksi}$

| Shape | Gross Area, A_g in. ² | $A_e = 0.75A_g$ in. ² | Yielding kips | | Rupture kips | |
|------------------------|--|-------------------------------------|------------------|--------------|-----------------|--------------|
| | | | P_n/Ω_t | $\phi_t P_n$ | P_n/Ω_t | $\phi_t P_n$ |
| | | | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| HSS4x4x1/2 | 6.02 | 4.51 | 166 | 210 | 131 | 196 |
| x3/8 | 4.78 | 3.58 | 132 | 168 | 104 | 156 |
| x3/16 | 4.10 | 3.08 | 113 | 141 | 89.3 | 134 |
| x1/4 | 3.37 | 2.53 | 92.4 | 116 | 73.4 | 110 |
| x3/16 | 2.58 | 1.94 | 71.1 | 89.1 | 56.3 | 84.4 |
| x1/8 | 1.77 | 1.33 | 48.8 | 61.6 | 38.6 | 57.9 |
| HSS3 1/2 x 3 1/2 x 3/8 | 4.09 | 3.07 | 113 | 141 | 89.0 | 134 |
| x3/16 | 3.52 | 2.64 | 97.0 | 123 | 76.6 | 115 |
| x1/4 | 2.91 | 2.18 | 80.2 | 101 | 63.2 | 94.8 |
| x3/16 | 2.24 | 1.68 | 61.7 | 78.1 | 48.7 | 73.1 |
| x1/8 | 1.54 | 1.16 | 42.4 | 53.0 | 33.6 | 50.5 |

Figura 3-23. Diagrama donde se muestra la forma de usar las tablas para tensión axial en diseño de miembros a compresión y tensión

3.4.16 Diseño de articulación en la cumbre

- La conexión en la cumbre estará compuesta de un par de dos placas soldadas entre si en la cuerdas superior y la celosía con un perno como pasador
- Se evalúa el punto de acción de las fuerzas en la cumbre
- Se encuentra la fuerza resultante a la que estará expuesta la articulación y se diseña para esta

3.4.17 Consideraciones para analisis y diseño de super estructura de pasarela

3.4.17.1 Consideraciones Preliminares

La pasarela consta de 3 partes:

1. Súper Estructura
2. Sub Estructura
3. Escaleras

En el diseño realizado, diseñamos solamente la superestructura. Sin embargo, el modelado en eTabs se realizó con toda la estructura (sub estructura y escaleras), esto es debido a que tenemos que considerar la interacción con la súper estructura.

3.4.17.2 Consideraciones según Norma

Según la guía para el diseño de puentes peatonales, proporcionado por la AASHTO:

1. Longitud del claro. Es igual al ancho de la calle más dos veces el ancho de la escalera a ambos extremos.
2. Altura de la pasarela no debe ser menor a 4.88 metros.
3. Frecuencia:

Mayor a 3 Hz., o

$$f \geq 2.86 \ln \left(\frac{180}{W} \right)$$

$$W \geq 180 e^{-0.35f}$$

Donde: W = Peso total de la estructura

4. Deflexiones menores a L/500.
5. Cargas:

Viva: $85 \frac{lb}{ft^2}$

Sobrecarga: estimada ($10 \frac{lb}{ft^2}$ en nuestro diseño)

Las cargas sísmicas se asumirán que actúan desde la base hasta el nivel 1 de la pasarela; la súper estructura será diseñada por el código AISC-LRFD 99 usando software eTabs 9.7.4

3.4.18 Diseño de conexiones soldadas

3.4.18.1 Consideraciones y reglamentos para soldaduras



- El LRFD provee una tabla de “esfuerzos de diseño de soldaduras” (J2.5 LRFD, p.57) las cuales, establecen factores de resistencia, consideraciones al material base y tipo de soldadura, las cuales tienen que tenerse en cuenta para el diseño de soldaduras.
- Adicionalmente, a dicha tabla, existen otras recomendaciones del LRFD, aplicables a soldaduras.

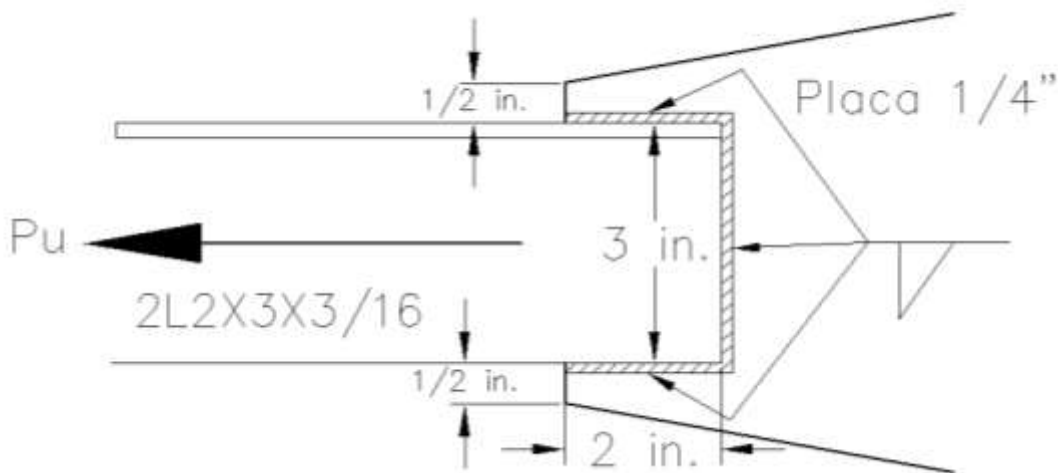


Figura 3-24. Esquema de diseño de conexión. Se muestra ángulo y placa.

Adicionalmente, a dicha tabla, existen otras recomendaciones del LRFD, aplicables a soldaduras, las más importantes son:

1. La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a $\frac{1}{4}$ de la longitud de la soldadura.
2. El tamaño máximo de la soldadura de filete a lo largo de material menor de $\frac{1}{4}$ in de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, no debe ser mayor que el espesor del material menos $\frac{1}{16}$ in, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta.
3. Los filetes permisibles mínimos según el LRFD se dan en la tabla J2.4 de las especificaciones LRFD. Estos valores varían entre $\frac{1}{8}$ in para material de $\frac{1}{4}$ in de espesor o menor de $\frac{5}{16}$ in para material con espesor mayor de $\frac{3}{4}$ in. El tamaño mínimo práctico para la soldadura es de aproximadamente $\frac{1}{8}$ in y el tamaño que probablemente resulte más económico es de alrededor de $\frac{1}{4}$ in o $\frac{5}{16}$.
4. Cuando deben usarse remates de extremo (*Figura 3-25. Remates de extremo en soldadura*) para la soldadura de filete, la especificación LRFD exige requisitos específicos. Estos se resumen en: la longitud de un remate no debe ser menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura. Si se usan remates de extremo para conexiones que dependen de flexibilidad en las alas (como en conexiones con ángulos y conexiones simples con placas de extremo), sus longitudes no deben exceder 4 veces el tamaño nominal de la soldadura. Para conexiones tales como asientos de vigas, ménsulas, ángulos de conexión, etc., sometidas a cargas tipo que tienden a iniciar fallas progresivas de la soldadura, los remates deben usarse alrededor de los lados o extremos en distancias no menores que dos veces el tamaño nominal de la soldadura.
5. Las especificaciones J2.2b del LRFD establece que las soldaduras de filete deberán terminarse en los extremos o lados de las partes de los miembros.
6. Cuando se usan soldaduras de filete longitudinales para la conexión de placas o barras, sus longitudes no deben ser menores que la distancia perpendicular entre ellas, debido al rezago del cortante.

En juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a 5 veces el espesor de la parte más delgada conectada, pero no debe ser menor de 1 in.

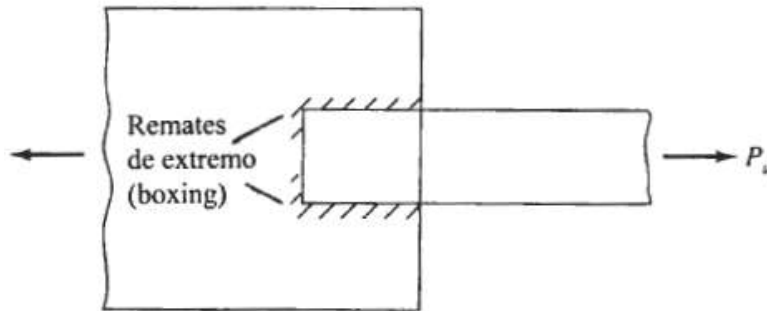


Figura 3-25. Remates de extremo en soldadura

3.4.18.2 Procedimiento de diseño de soldaduras

Encontrando reacciones máximas para la soldadura

1. Para desarrollar el diseño de la soldadura, necesitamos los siguientes datos:

Dimensiones de los miembros a diseñar

Cargas a analizar: P y M

Noción lógica de la ubicación de la soldadura

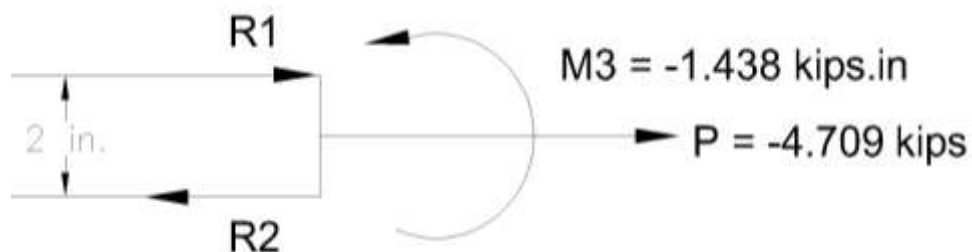
D y \bar{Y} del miembro conectado

2. Realizar DCL de la soldadura. Véase Figura 3-26. Diagrama de Cuerpo Libre para soldadura
3. Encontramos mediante la estática las reacciones R1 y R2, que corresponden a las soldaduras en compresión y tensión.

$$R1 = C = \frac{M}{d} - \frac{P\bar{Y}}{d}$$

$$R2 = T = C + P$$

4. A partir de ello, consideramos la soldadura de magnitud mayor



5.

6. Figura 3-26. Diagrama de Cuerpo Libre para soldadura

Análisis de la soldadura

1. Tomamos en cuenta las siguientes consideraciones y las consideraciones del *Anexo 6*. Tabla de tamaños mínimos para la soldadura de filete:
 - a. Espesor mínimo de miembro conectado
 - b. Espesores mínimos recomendados
 - c. Tomamos en cuenta la resistencia de la soldadura E70XX

Tabla 3-10. Tabla de tamaños mínimos para soldadura de filete. Anexo 6.

| <i>Espesor del Material de la Parte unida Con mayor espesor (in)</i> | <i>Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete (in)</i> |
|--|---|
| Hasta ¼ inclusive | 1/8 |
| Mayor de ¼ hasta ½ inclusive | 3/16 |
| Mayor de ½ hasta ¾ inclusive | 1/4 |
| Mayor de ¾ | 5/16 |

2. Encontramos el espesor de la garganta para soldadura

$$(0.707) (\text{espesor de soldadura})$$

3. Resistencia de la soldadura por **in**

- a. Remate o extremo

Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

$$= (0.75)(0.60 \times 70)(\text{espesor de garganta})(1 + 0.5\sin^{1.5}90^\circ)(1)$$

- b. Paralela

Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

$$= (0.75)(0.60 \times 70)(\text{espesor de garganta})(1)$$

4. Longitud necesaria

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{\text{Resistencia requerida}}{\text{Resistencia por in. de la soldadura}}$$

5. En caso de verificar soldadura, encontramos la resistencia para la longitud de soldadura analizando y comparamos la resistencia obtenida con la resistencia requerida

3.4.19 Diseño de placas

3.4.19.1 Áreas Netas

Las áreas netas se determinan a partir de la sección transversal a lo largo de los planos de cortante y planos a tensión a lo largo de la placa.

En la figura siguiente, el eje B' es el plano a cortante de esa placa, en ese eje, el área gruesa a cortante (A_{gv}), es la sección a lo largo de todo ese eje, sin considerar orificios; el área neta (A_{nv}) es la sección transversal considerando los orificios a lo largo de ese eje.

El eje A' de la placa, es el plano a tensión de esa placa, en ese eje, el área gruesa a tensión (A_{gt}), es la sección a lo largo de ese eje, sin considerar orificios; el área neta (A_{nt}) es la sección transversal considerando los orificios a lo largo de ese eje.

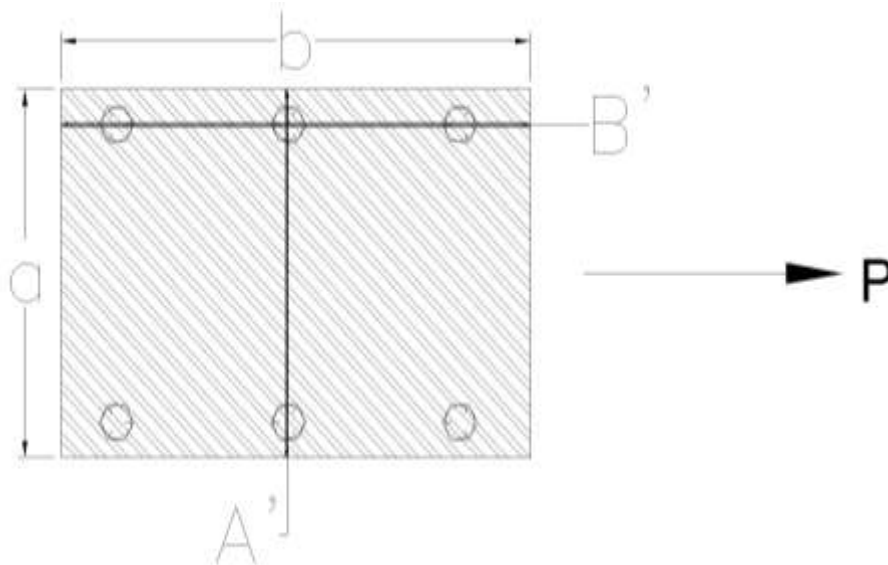


Figura 3-27. Diagrama de placa, con ejes de cortante B' y tensión A'

3.4.19.2 Procedimiento de diseño de placas a tensión

Estrecha relación con los diagramas de conexión en los planos y las soldaduras

Verificaremos el espesor de la placa mediante las formulas de:

$$A_{gv} = \text{Area gruesa a cortante de la placa}$$

$$A_{gt} = \text{Area gruesa a tensión de la placa}$$

$$A_{nv} = \text{Area neta a cortante}$$

$$A_{nt} = \text{Area neta a tensión}$$

Luego se verifica:

si, $F_u A_{nt} > 0.6 F_u A_{nv}$, fluencia por cortante y fractura por tensión

Usaremos la ecuación para encontrar la resistencia de la placa

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] \text{ Ec. J4-3a LRFD}$$

si, $F_u A_{nt} < 0.6 F_u A_{nv}$ fluencia por tensión y fractura por cortante

Usaremos la ecuación para encontrar la resistencia de la placa

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gv}] \text{ Ec. J4-3b LRFD}$$

Finalmente. Comparamos la resistencia nominal, con las solicitaciones previas

3.4.19.3 Procedimiento de diseño de placa a compresión

1. Se proponen las dimensiones de la placa de acuerdo a la geometría en la conexión (miembros sobre ella, dimensiones de columna, pernos)
2. Primero se encuentra el área de apoyo

$$A_1 = a \times b, \text{ de la columna de apoyo}$$

3. Se corroboran las siguientes ecuaciones:

$$A_2 = \frac{1}{A_1} \left(\frac{Pu}{\phi_c 0.85 f'_c} \right)^2$$

$$A_3 = \frac{Pu}{\phi_c 1.7 f'_c}$$

$$A_4 = b_f \times d$$

4. De estas formulas, se escoge la que tenga mayor área.
5. Optimizamos las dimensiones de la placa
6. Las dimensiones de la placa se optimiza cuando $m=n$
7. Encontramos Δ

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$$

8. Encontramos N y B

$$N = \sqrt{A_4} + \Delta$$

$$B = \frac{A_4}{N}$$

9. Encontramos m y n

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

10. Luego calculamos el espesor t_p

$$7. \quad t_p = m \sqrt{\frac{2Pu}{0.9F_yBN}}$$

$$8. \quad t_p = n \sqrt{\frac{2Pu}{0.9F_yBN}}$$

11. Seleccionamos el mayor

3.4.19.4 Considerando de ubicación de pernos

1. Tomamos las consideraciones para el espaciamiento de la Tabla J3-3 AISC y J3-4 AISC (Anexos).
2. Las distancias entre centros de perforaciones estándar, sobre medidas o ranuradas, no debe ser menor que $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal, d , del conector; se prefiere un distancia de $3d$.

3.5 Modelado en ETabs

3.5.1 Códigos de diseño

Para el diseño de la estructura se utilizaron los siguientes Códigos de Diseño:

- Diseño en acero AISC-LRFD 99
- Diseño en concreto ACI 318-05
- Viento UBC97

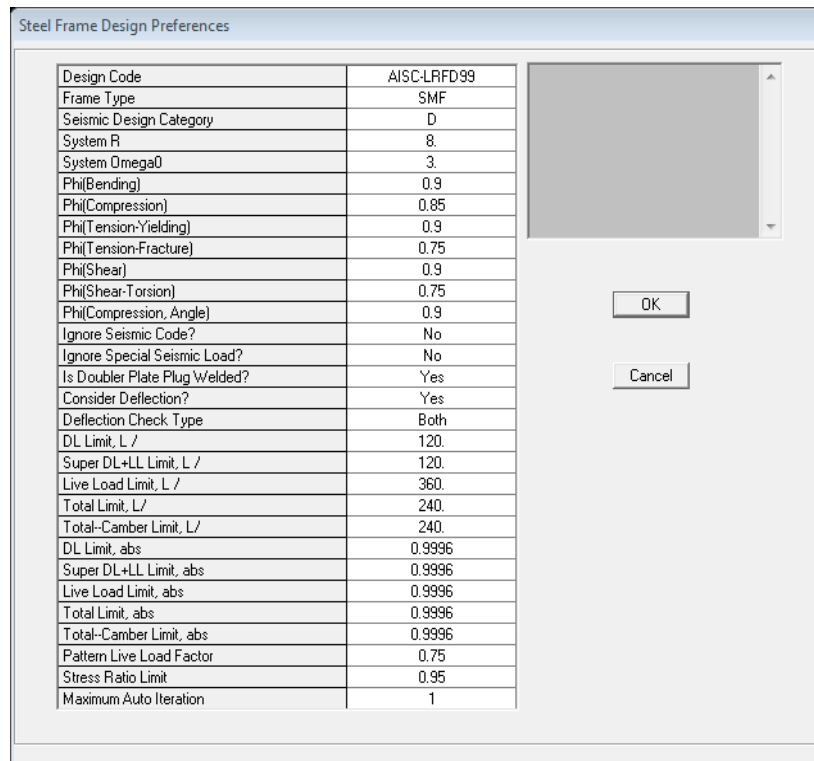


Figura 3-28. Preferencias de diseño en acero eTabs

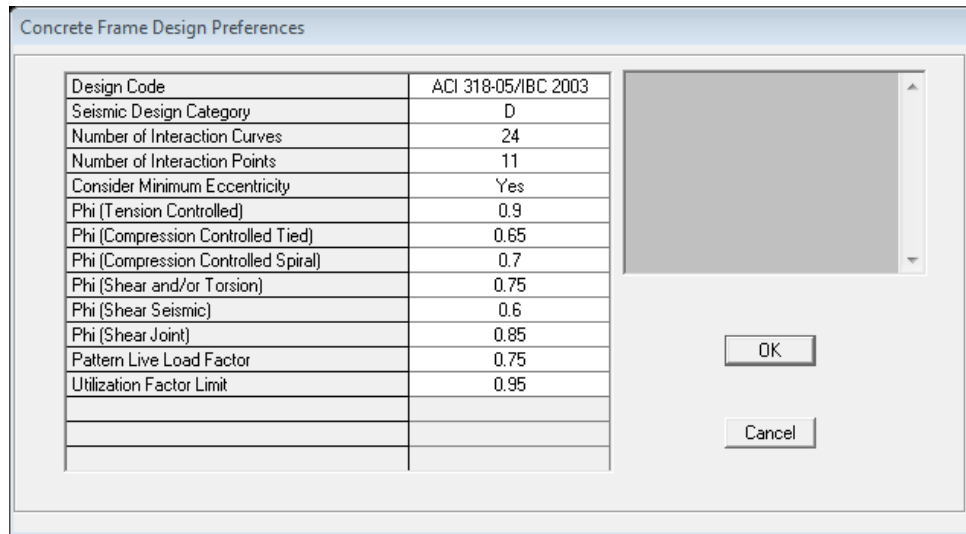
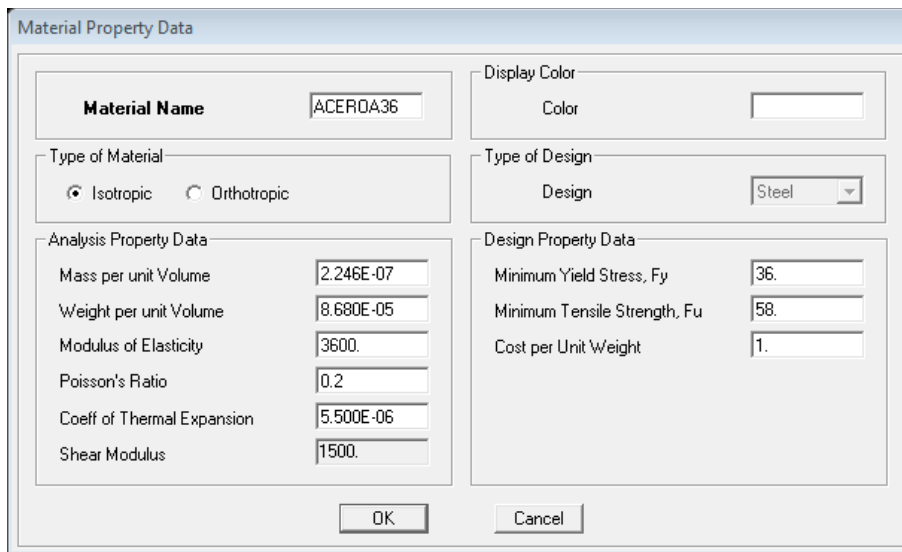


Figura 3-29. Preferencias de diseño en concreto eTabs

3.5.2 Materiales



Se usara para el Diseño
 Acero A36
 Fy=36ksi
 Fu=58ksi

Figura 3-30. Cuadro de diálogo para propiedades de acero eTabs

Propiedades para
material concreto
280kg/cm²

Figura 3-31. Cuadro de dialogo para propiedades de concreto eTabs

3.5.3 Consideraciones en estructuras de techos

Elementos como los largueros y la lámina, serán diseñados manualmente, para luego, cargar la estructura a partir de las cuerdas superiores de las armaduras y las vigas de alma abierta.

Para la cubierta se asigna un área nula al techo inclinado y se le asigna carga por viento.

Para el diseño de la viga de alma abierta y armaduras de techo por eTabs es necesario convertir las cargas por área distribuida aplicadas sobre las áreas tributarias, en cargas distribuidas linealmente a lo largo de las cuerdas superiores. En contraste con el diseño por formulas donde las cargas son distribuidas en forma puntual sobre los nudos de la cuerda superior.

3.5.4 Consideraciones acerca de la lámina y asignación de carga de viento

El área que corresponde a la lámina, se determinara como área nula y solo transmitirá las cargas a la estructura principal de techo.

A esta área nula, se le asignara la carga por viento, de acuerdo al código UBC-97.

Las cargas de viento se colocan en el área de techo, a partir de los coeficientes de presión de viento que se aplican a esta área de techo.

Se colocaran dos presiones de viento:

- En un lado del área de techo, se colocara una presión correspondiente a una presión de barlovento (windward) y,
- En la otra agua de la lámina, se colocara una presión correspondiente a la presión en sotavento (leeward).
- El coeficiente de presión de viento, se toma a partir de la norma técnica para diseño por viento en la sección 4.3.

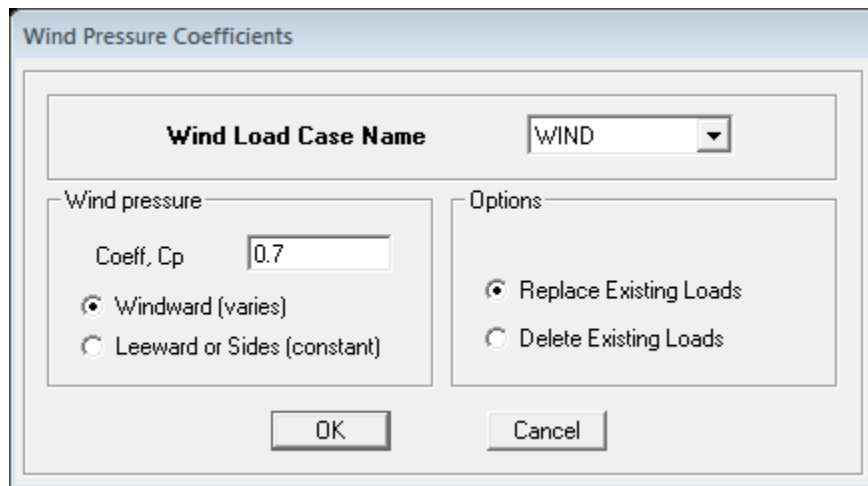


Figura 3-32. Cuadro de dialogo de coeficientes de presión de viento eTabs

En las siguientes imágenes se puede observar como se la lamina habiendo aplicado las cargas de viento mediante coeficiente de presión de viento.

CAPÍTULO 3: PRINCIPIOS DE DISEÑO

Modelado en ETabs

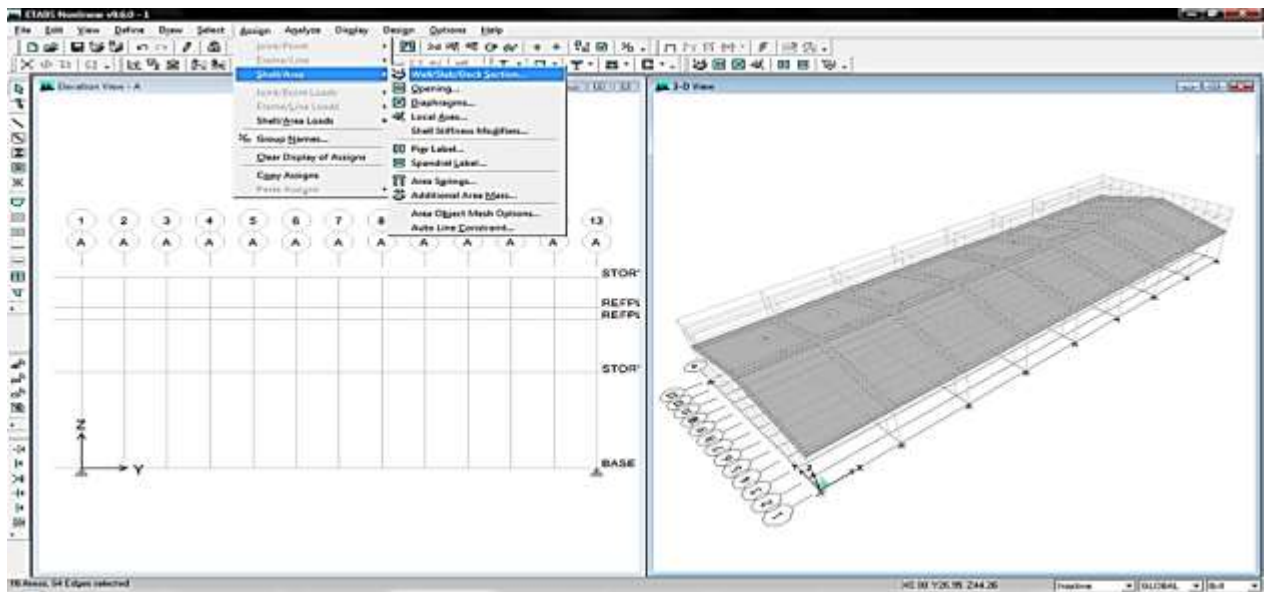


Figura 3-33. Área de techo nula eTabs

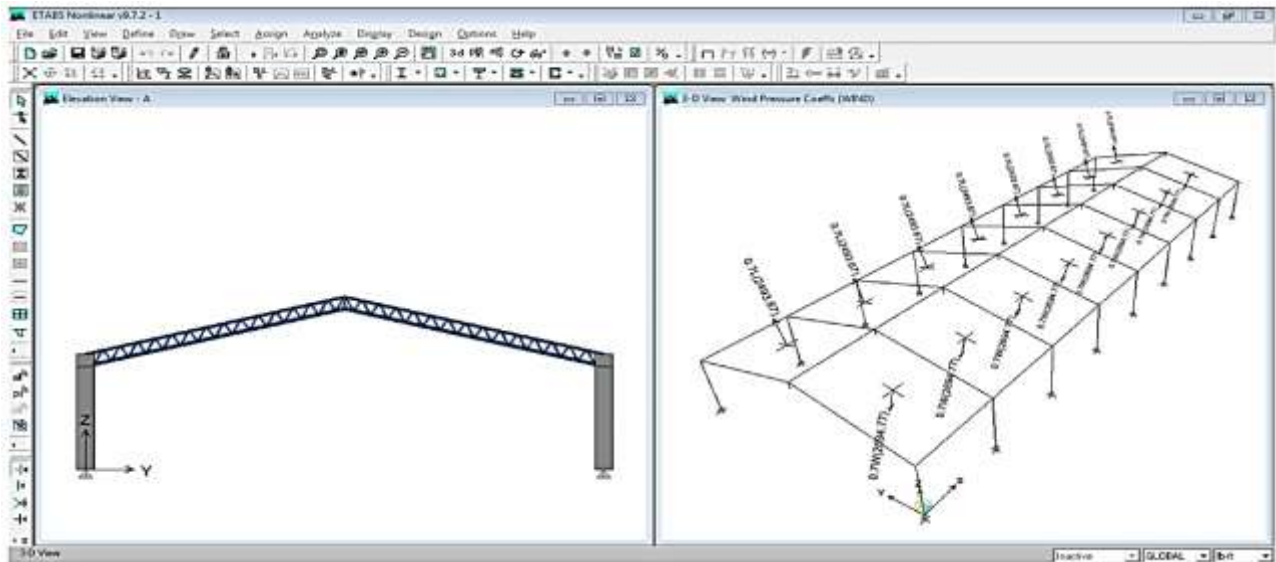


Figura 3-34. Área de techo nula, después de haber introducido los coeficientes de presión de viento eTabs

3.5.5 Cálculo del Coeficiente Sísmico y Periodo

3.5.5.1 Periodo

Según la NTDS

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}}, \text{ ecuación 4.3 NTDS}$$

Donde:

h_n = altura total de la estructura

C_t es igual a 0.085 para sistemas **A** con marcos de acero; 0.073 para sistemas **A** con marcos de concreto reforzado y 0.049 para el resto de los sistemas.

Consideraremos este periodo el periodo teórico, ya que después este periodo lo comparamos con el periodo obtenido en el modelado.

3.5.5.2 Coeficiente Sísmico

$$C_s = \frac{A I C_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}}, \text{ ecuación 4.2 NTDS}$$

Donde:

T = Periodo fundamental de vibración

A = factor de zonificación sísmica

I = factor de importancia

R = factor de modificación de respuesta

T_o, C_o = coeficientes de sitio

3.5.6 Selección de elementos mediante software

El parámetro principal para la selección de las secciones para los miembros de las estructuras que diseñamos mediante software se basa principalmente en los criterios relativos a la efectividad.

$$\text{Efectividad} = \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} \leq 1$$

El software determina si los miembros cumplen una efectividad menor a uno se considera útil para el diseño, si esta es menor que uno el miembro cumple y no falla.

A continuación se muestra una imagen donde se muestra la escala de colores que el programa usa para mostrar la efectividad de los miembros.

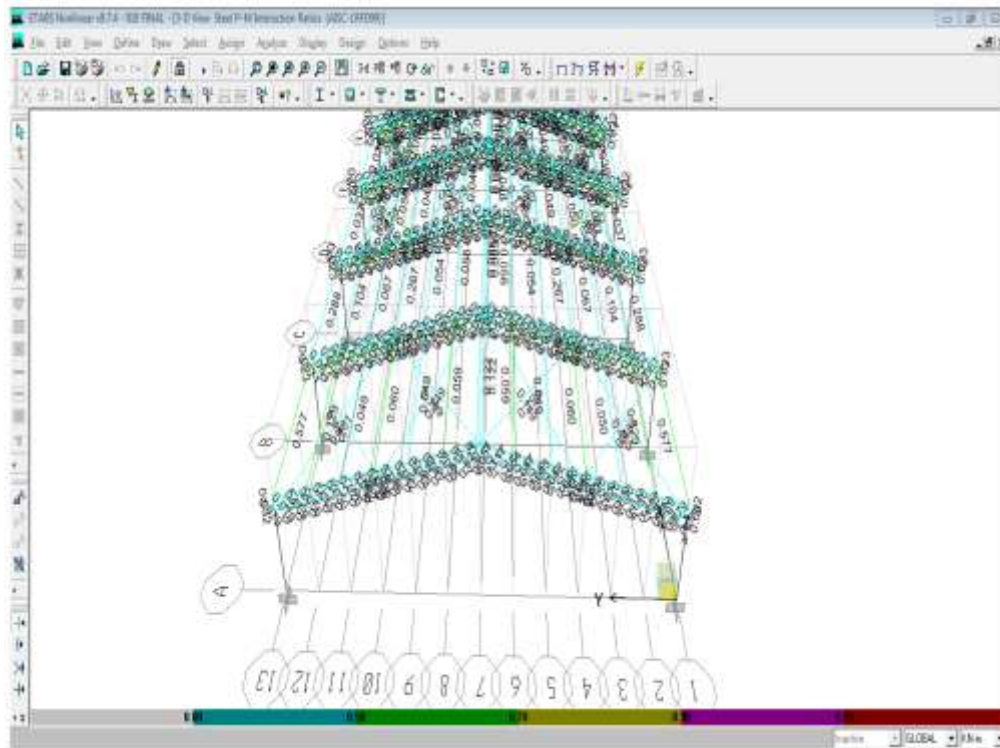


Figura 3-35. Escala de colores usada en eTabs para definir la efectividad

Cuando un elemento no pasa los criterios de efectividad, tenemos que cambiar la sección del elemento por una más favorable.

3.5.7 Cargas sobre marcos

Las consideraciones para cargas sobre marcos, se aplican al análisis y diseño de vigas de alma abierta solamente y armaduras en techos solamente. Esto se aplica solamente a metodología por software solamente.

En el diseño de estructuras de techo por software consideramos las cargas a partir de los marcos, es por eso, que cargamos los marcos con las cargas provenientes de las cargas de los elementos previos a ellos.

En otras palabras, las cargas provenientes de la lamina y los largueros, son realizadas de forma manual, es decir por formulas, y dichas cargas se convierten en cargas distribuidas linealmente sobre las cuerdas superiores de las armaduras y vigas de alma abierta.

Lo que analizamos es la interacción de estos elementos en la estructura y su influencia en el comportamiento general de la misma.

3.5.8 Cargas

Las cargas a usar para el diseño de las estructuras son:

1. Carga Viva = Live Load
2. Carga Muerta = Dead Load
3. Carga viva de techo = Live Roof
- 4.
5. Sobrecargas = Sobrecargas

3.5.9 Secciones de diseño

Las consideraciones para secciones de diseño, se aplican a todos los diseños realizados mediante software.

Las secciones a usar en los diseños por software podemos asignarlas de diferentes maneras:

1. Selección desde lista
2. Importar secciones
3. Dibujado de secciones

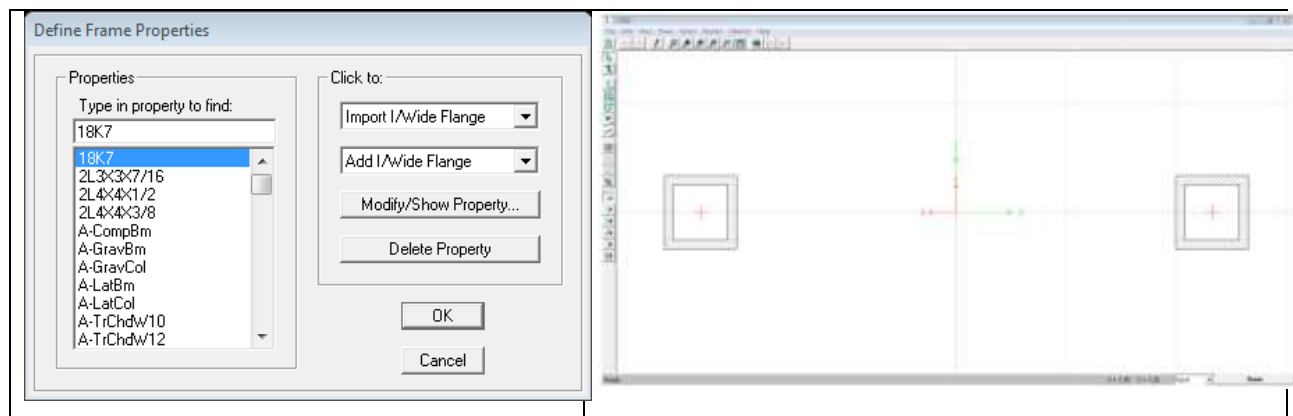


Figura 3-36. Frame Sections eTabs

3.6 Procesos de Diseño

3.6.1 Proceso de diseño para soldadura y secciones de miembros

En el diseño de soldadura y secciones de miembros, resulta que son procesos de prueba y error, y lo que hacemos es verificar si lo que hemos asumido es seguro estructuralmente. Así mismo, esto se puede aplicar al momento de seleccionar el perfil o sección escogida para un elemento estructural, después de seleccionarlo, lleva un proceso de diseño, como el que se muestra en la *Figura 3-37*. Diagrama de flujo para procesos de diseño de soldadura y perfiles

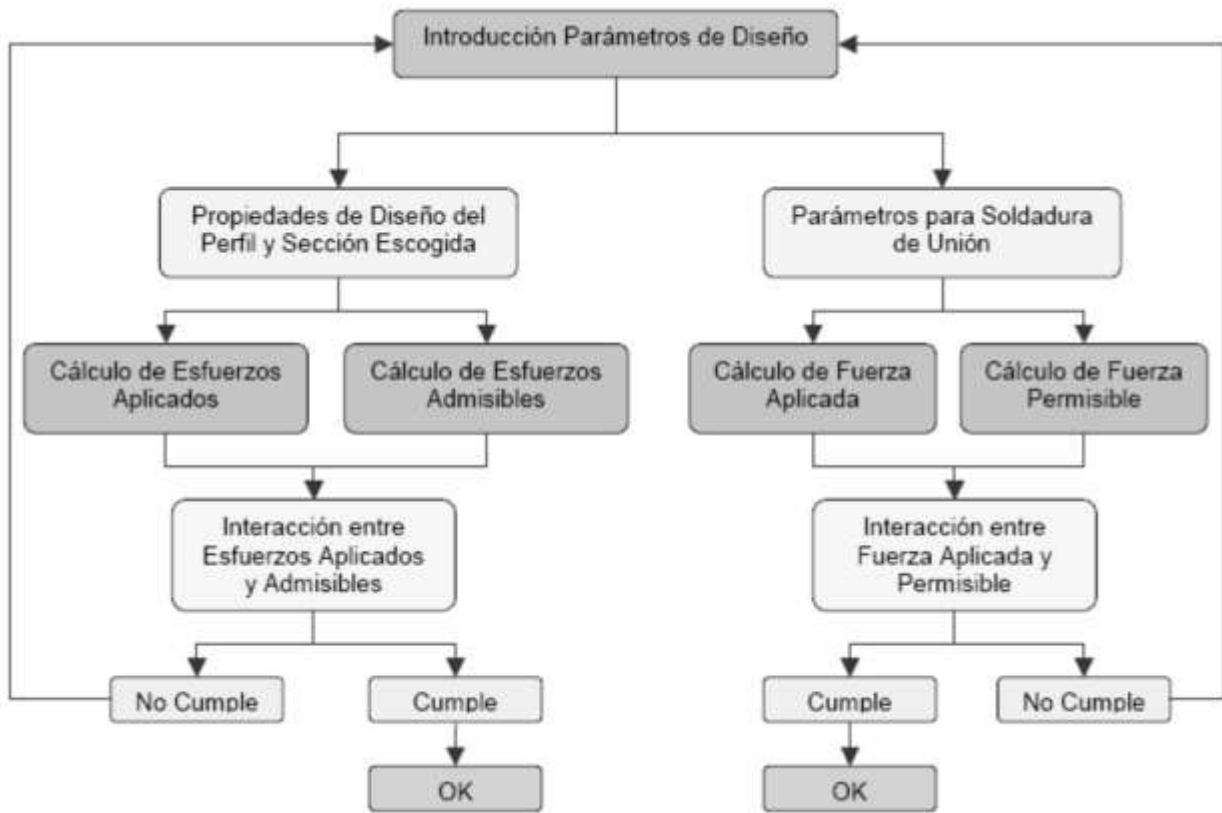
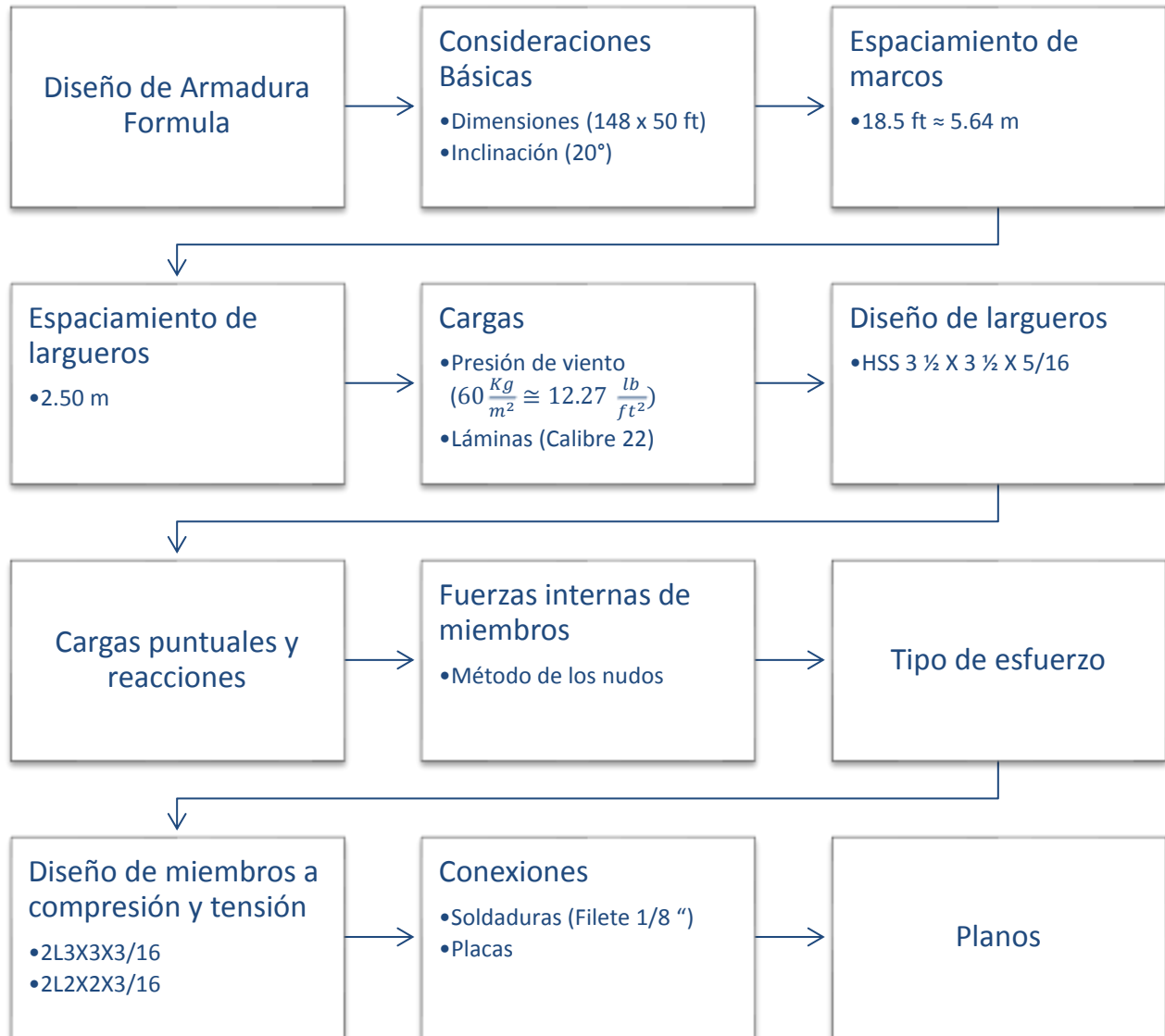


Figura 3-37. Diagrama de flujo para procesos de diseño de soldadura y perfiles

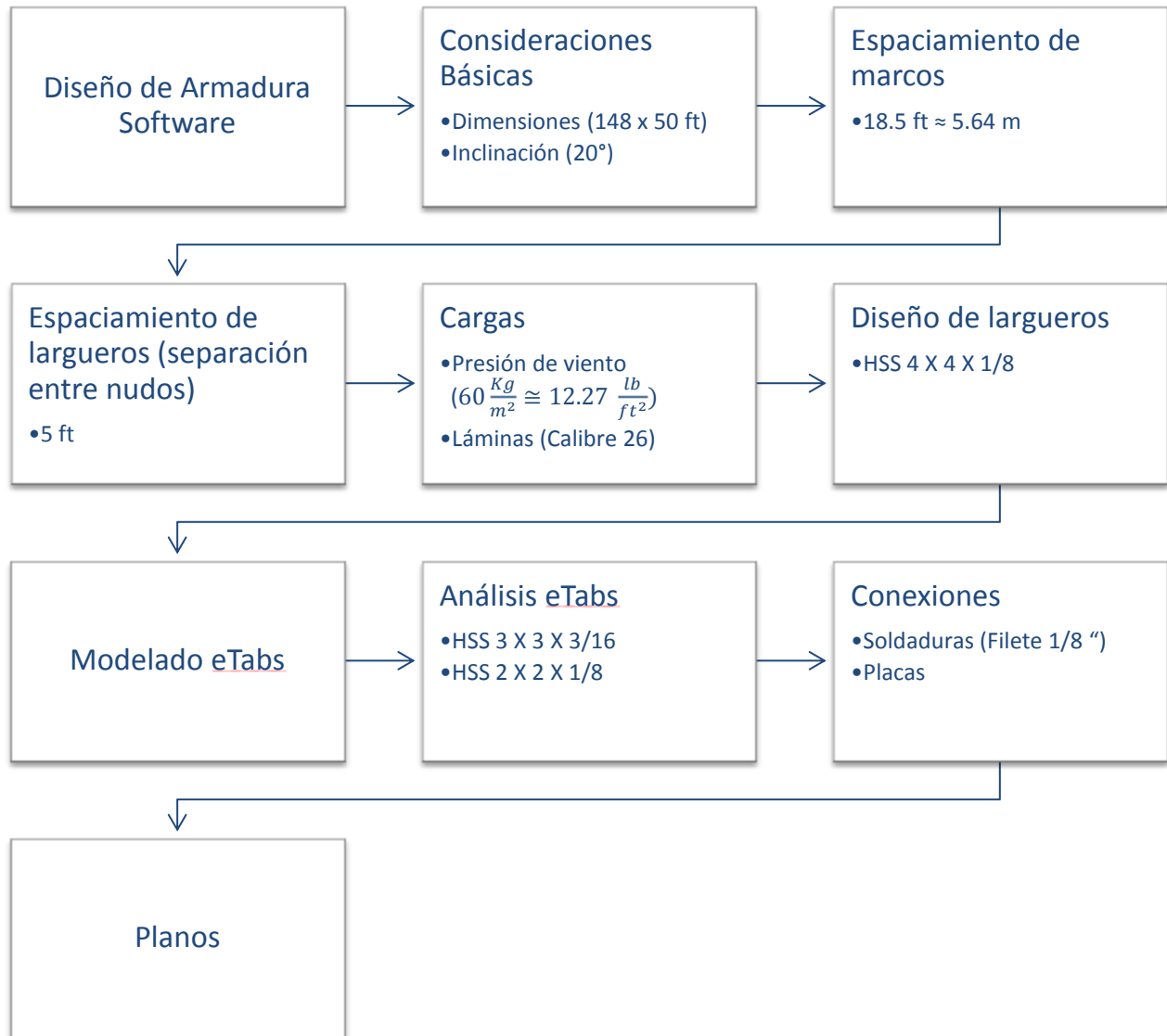
3.6.2 Procesos de diseño para estructuras

A continuación se muestran los diagramas de procesos para el diseño de las diferentes estructuras diseñadas en este documento.

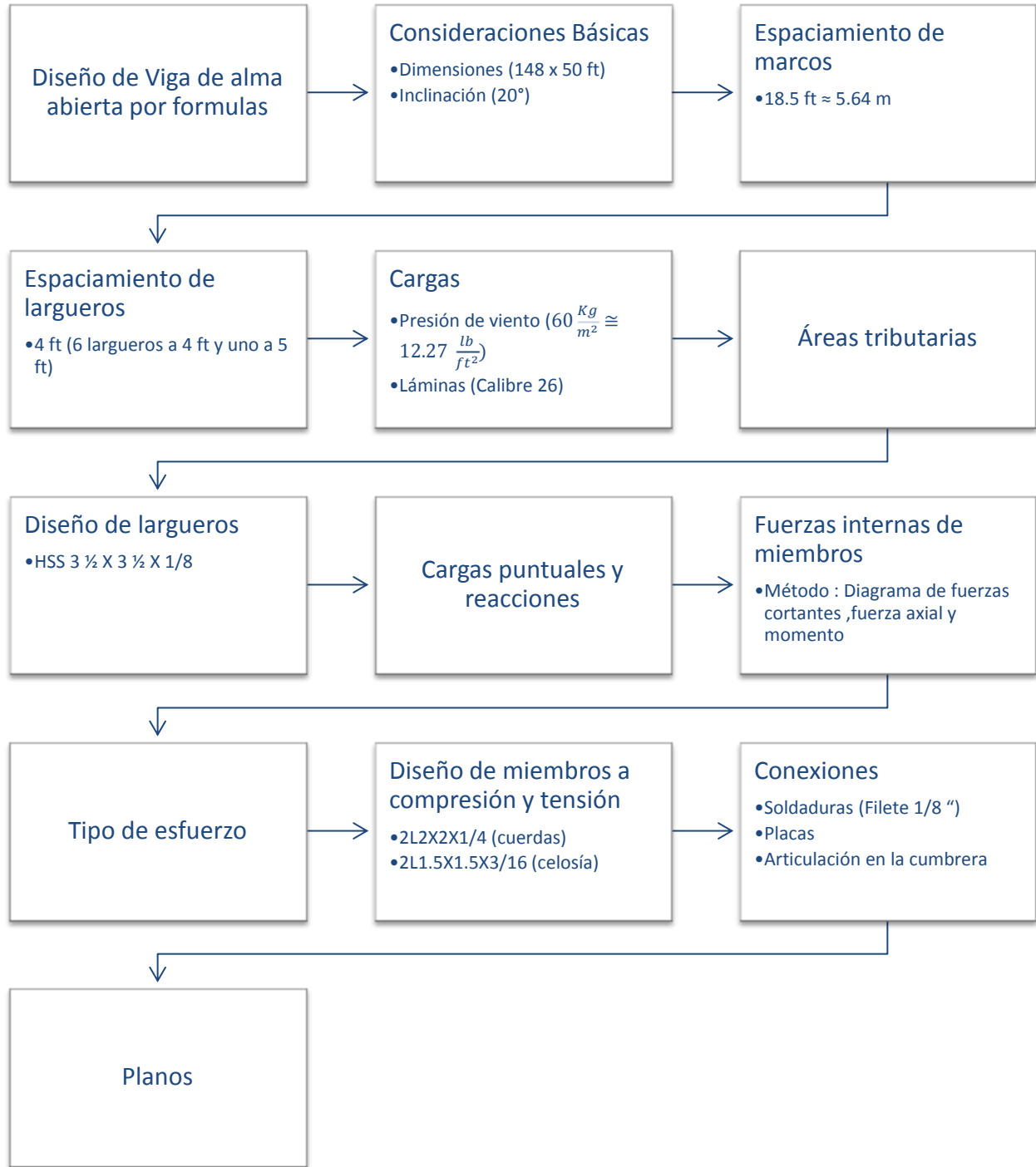
3.6.2.1 Proceso de diseño de Armadura por formulas



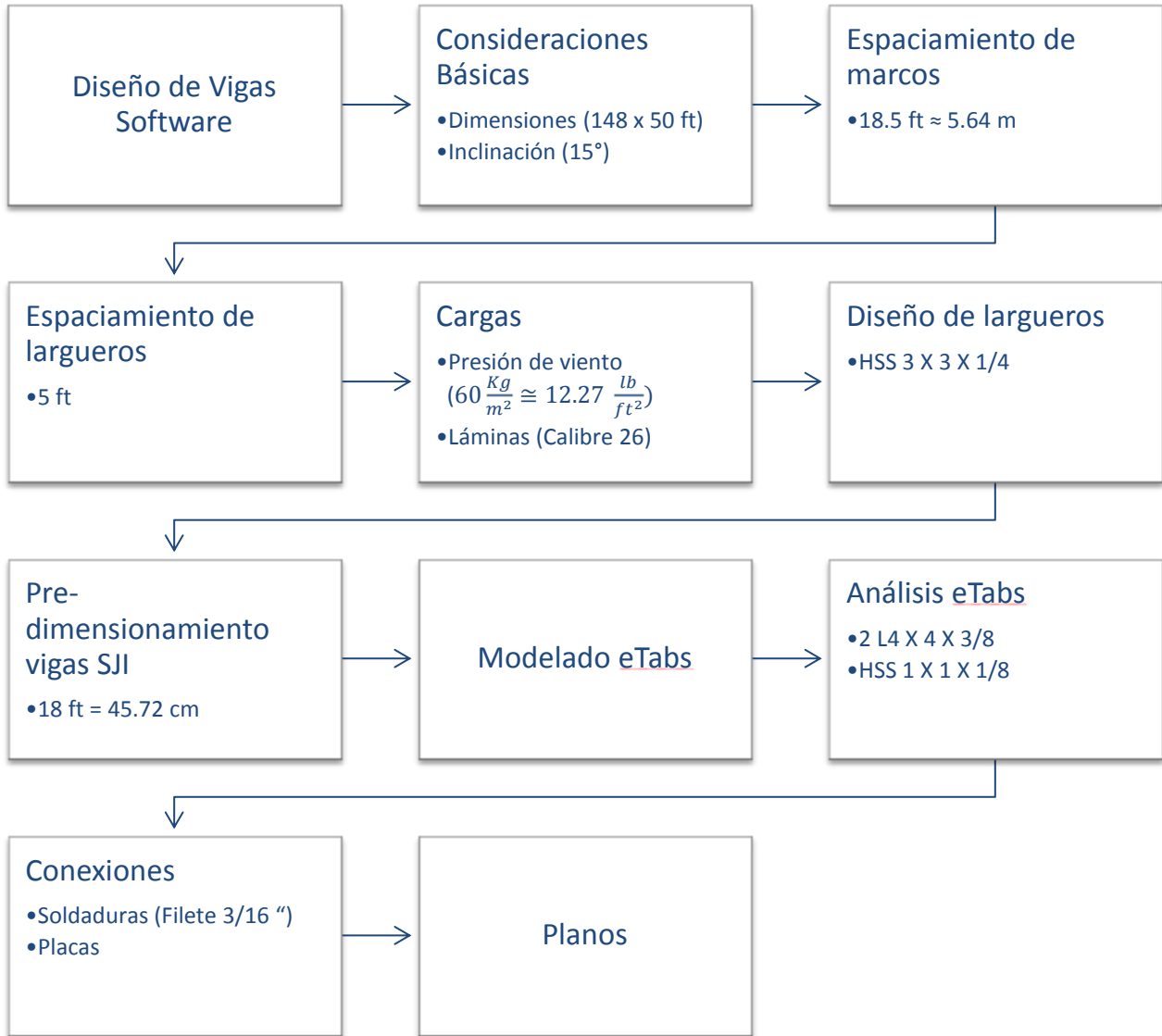
3.6.2.2 Proceso de diseño de Armadura por Software



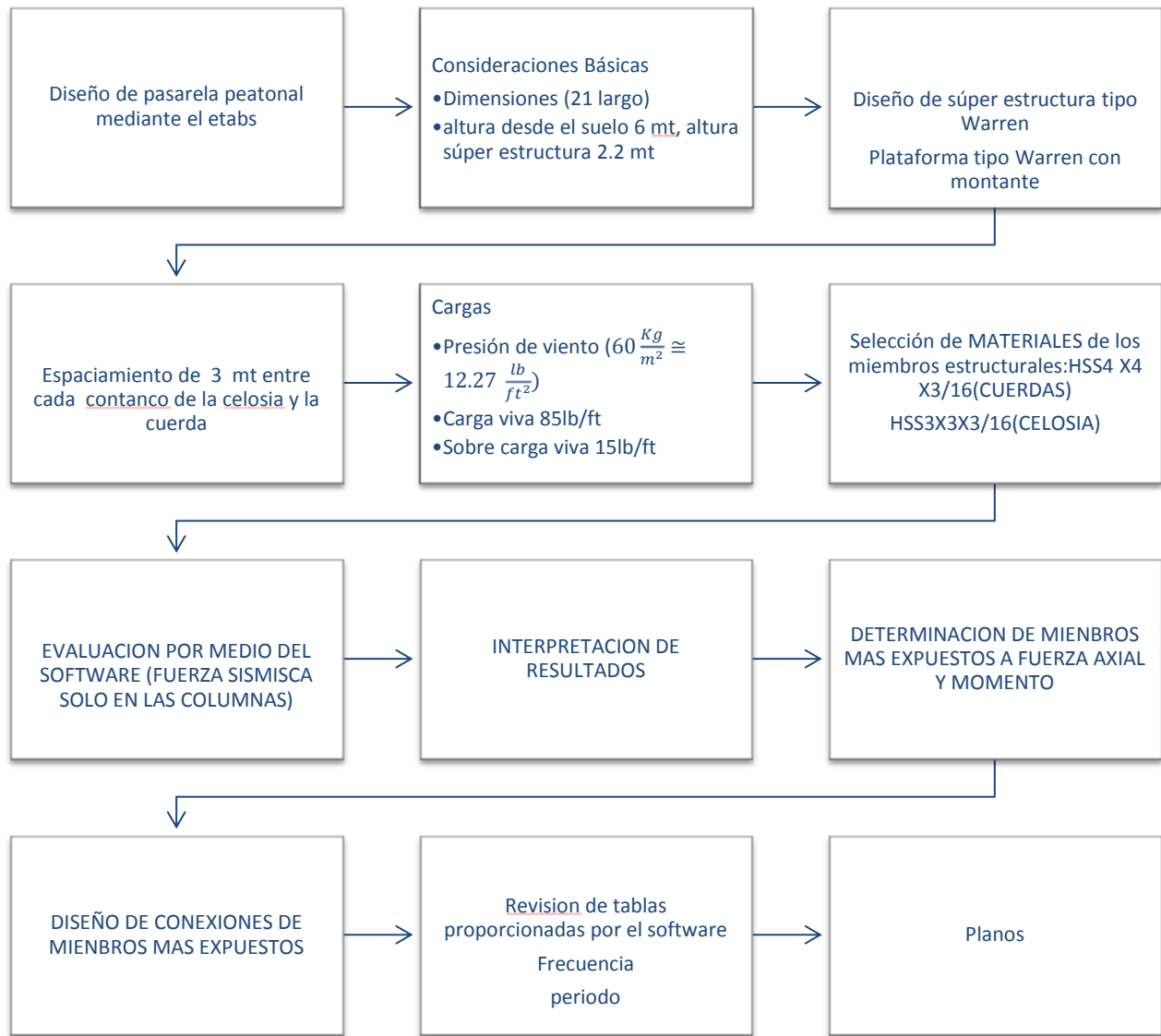
3.6.2.3 Proceso de diseño de viga de alma abierta por formulas



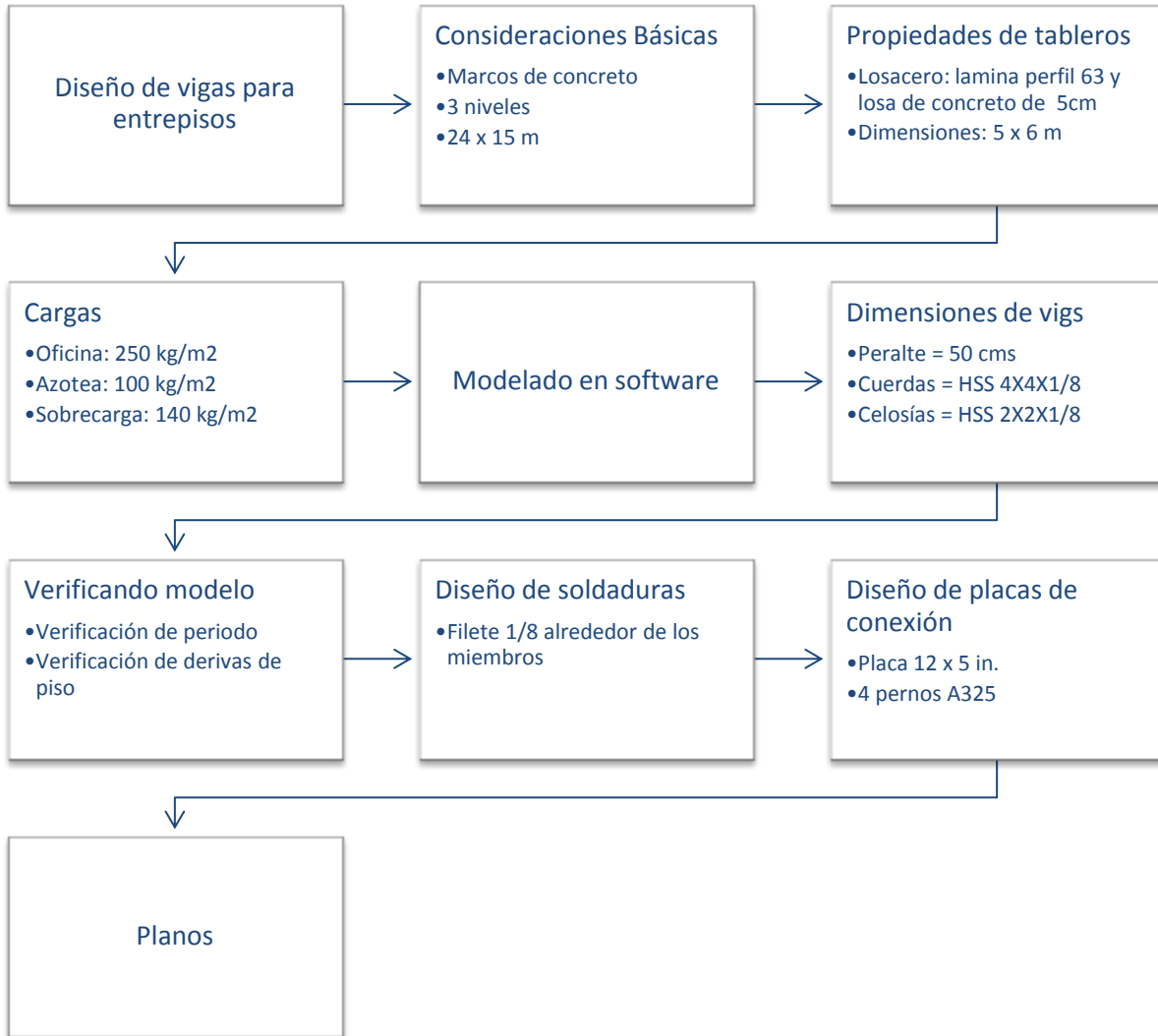
3.6.2.4 Proceso de diseño de vigas de alma abierta por software



3.6.2.5 Proceso de diseño de pasarela peatonal



3.6.2.6 Proceso de diseño de vigas de alma abierta en entrepisos por software



CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica de Forma Manual

Realizar el diseño para la estructura de techo para un taller en un espacio libre con las dimensiones que se muestra en la figura ubicado en una zona urbana de San Miguel y cuyas dimensiones de columnas son: altura a definir, dimensiones 0.50x0.50. Unidades en metros.



4.1.1 Consideraciones básicas

Como se muestra en la figura, obviamente se diseñara la armadura de acero para la dimensión de 15 metros, dejando los marcos espaciados a lo largo de la dimensión de 45 metros.

La selección de la estructura de techo, depende de los factores que se vieron en la sección 0.0.3008816.0 (Factores que pueden afectar la elección de la estructura de soporte de techo).

Hay que aclarar que debido a que ejemplificaremos el uso de armaduras metálicas, necesitamos una pendiente en las aguas a un ángulo que facilite los cálculos. Para este ejemplo, usaremos una pendiente de 20°.

Selección de cubierta. La cubierta, por razones de conveniencia usaremos lámina galvanizada acanalada calibre 24, por ser común en el mercado, además de que tenemos una separación de largueros un poco mayor de lo usual.

La distancia a la que irán los marcos de la estructura principal (armaduras) será determinada por la resistencia de los largueros que conectaran las armaduras

4.1.2 Largueros

4.1.2.1 Configuración de largueros

Lo primero que se ve necesario es definir el tipo de configuración de los largueros de acuerdo a las disposiciones establecidas en la *sección 3.4.4.1 (Configuración de Largueros)*.

Para este caso, elegiremos la disposición de larguero y cubierta como se muestra en la Figura 3-7. Techo formado por largueros y cubierta. Que se muestra a continuación.

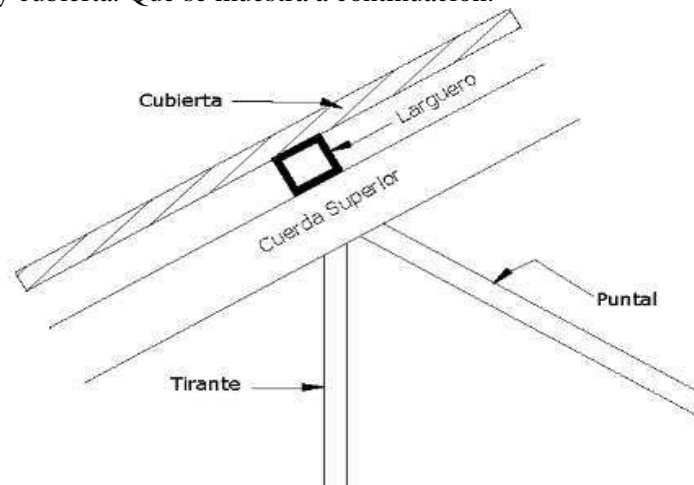


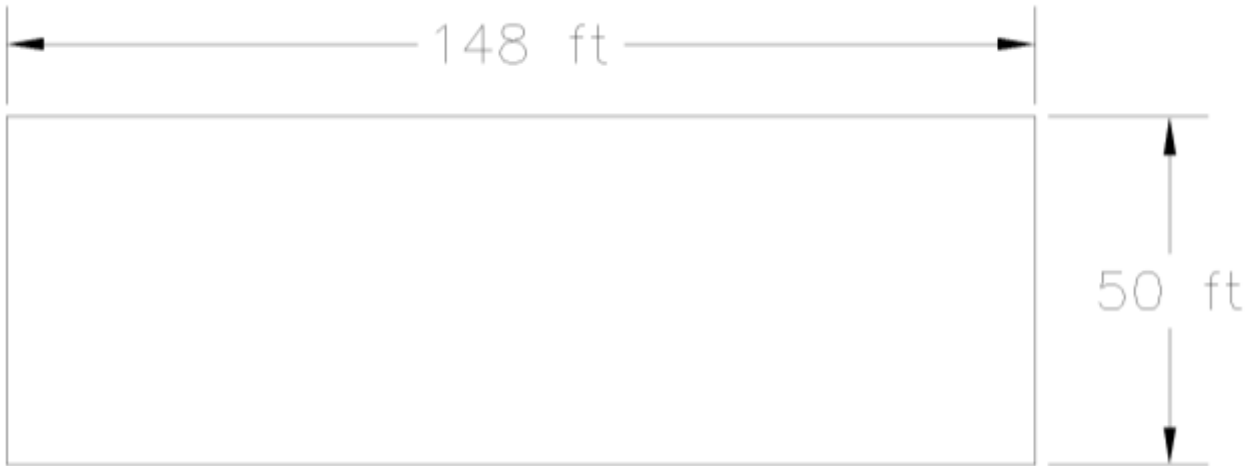
Figura 4-1. Techo formado por largueros y cubierta.

4.1.2.2 Espaciamiento de largueros

Luego tenemos que determinar el espaciamiento de largueros, de acuerdo a las disposiciones en la *sección 3.4.4 (Análisis y diseño de largueros)*.

Las distancias por conveniencia no deben ser mayores de 6 metros (19.68 ft). Esto es debido a que esta es la distancia estándar en el mercado local. Esto es así, a menos que se haga pedido especial o se hagan los elementos soldados, lo que puede hacer más difícil el diseño y se pierde tiempo en obra o se decida cambiar la disposición de largueros a vigas secundaria también de tipo vigas de alma abierta.

Para facilitar el diseño, trabajaremos con unidades del sistema ingles y determinamos las medidas a partir de las dadas en el sistema métrico y obtenemos las medidas siguientes:



Para encontrar la distancia entre marcos, tomamos la distancia a cubrir, en nuestro caso 148 ft, y luego, dividimos entre la máxima distancia disponible, esto nos dará el número de claros entre marcos principales. La distancia disponible, depende de las distancias máximas de largueros, como habíamos mencionado, son de 6 metros, para efectos prácticos, establecemos que esta distancia no debe ser mayor de 19 ft.

$$\#claros = \frac{l}{l \text{ larguero max}} = \frac{148}{19} = 7.79 \text{ claros}$$

Para obtener un número de claros enteros, modificamos la longitud máxima del largueros, en este caso reduciremos.

$$\#claros = \frac{l}{l \text{ larguero max}} = \frac{148}{18.5} = 8 \text{ claros}$$

Esto nos da 8 claros, espaciados a cada 18.5 ft, lo cual nos daría 9 marcos principales o estructuras principales.

A continuación se muestra el diseño tomando en cuenta las distancias entre los marcos principales.



4.1.2.3 Separación entre nudos

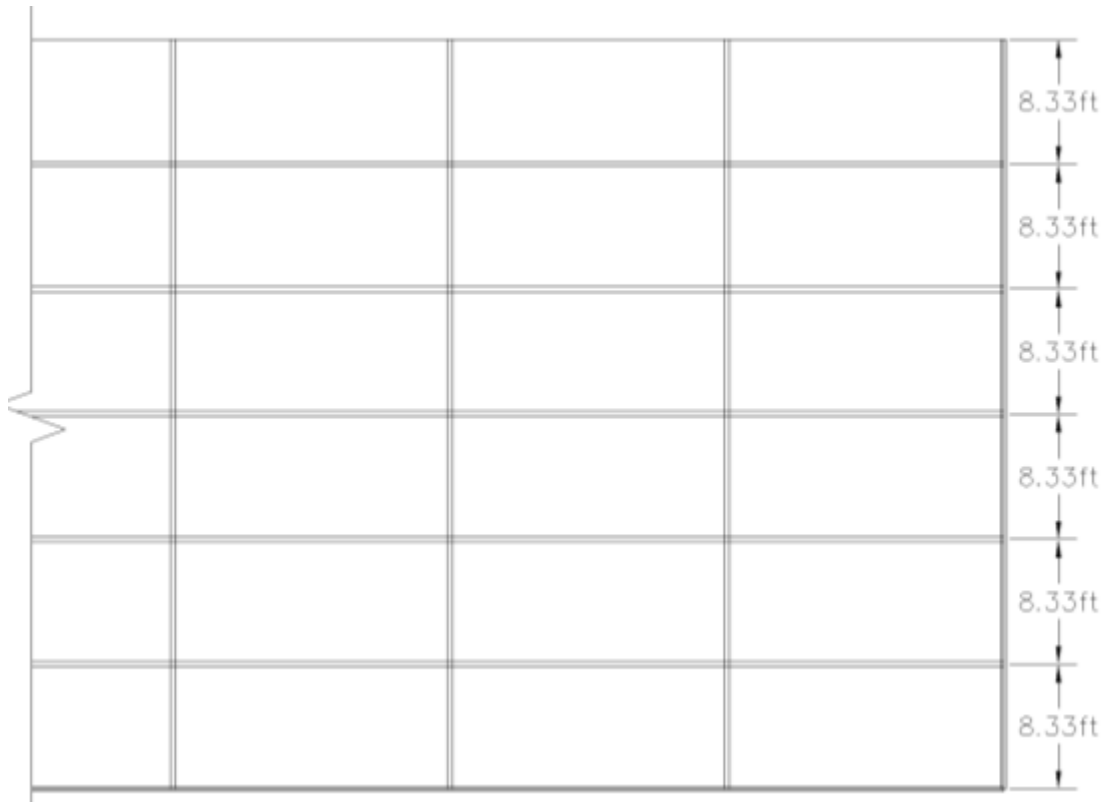
Tomando en cuenta que se tendrán 8 paneles en total, o bien 4 paneles comprendidos a cada lado de las cuerdas

$$\text{Separación entre nudos} = \frac{\text{Cuerda}}{\# \text{ de paneles}} = \frac{25\text{ft}}{4} = 6.25 \text{ ft}$$

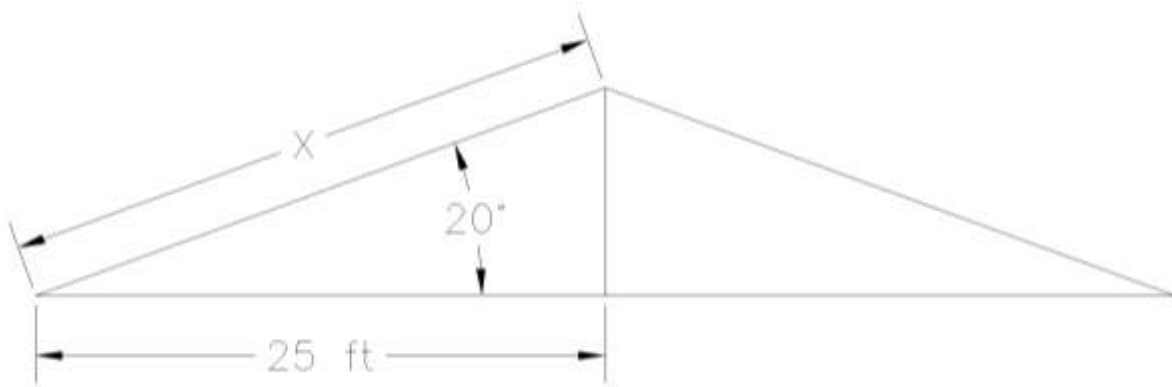
De acuerdo a las recomendaciones de la *sección* Espaciamiento de largueros 3.4.4.2 los paneles tienen una separación de acuerdo a la separación misma de los largueros, por lo tanto, esto depende al mismo tiempo de la lamina a usar. Por lo tanto, podemos reducir el número de paneles.

$$\text{Separación entre nudos} = \frac{\text{Cuerda}}{\# \text{ de paneles}} = \frac{25\text{ft}}{3} = 8.33 \text{ ft} = 100\text{in.}$$

Esta sería la distancia nudos de los paneles de la cuerda inferior.



La separación anterior es para la cuerda inferior, pero para encontrar el área tributaria necesitaremos encontrar estas distancias en la cuerda superior, ya que debido a su inclinación las dimensiones son mayores.



$$\cos 20^\circ = \frac{25}{x}$$

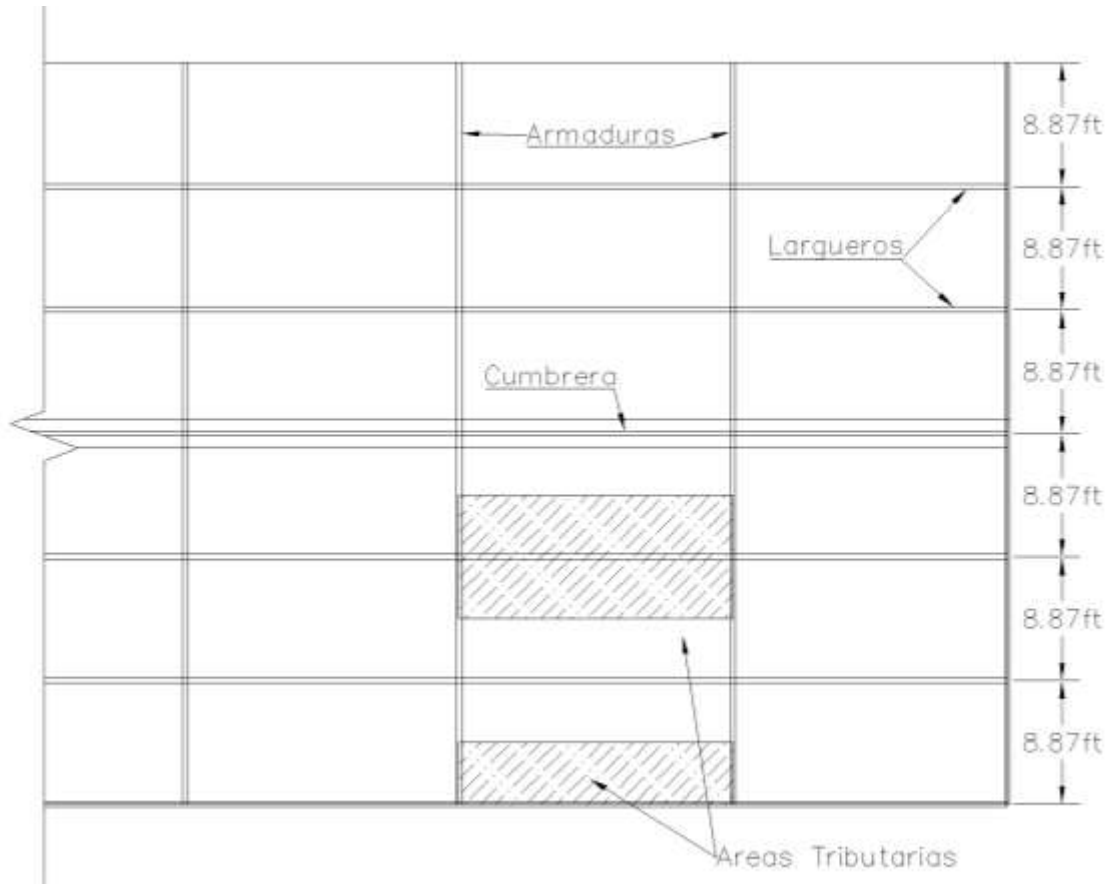
$$x = \frac{25}{\cos 20^\circ} = 26.60 \text{ ft}$$

$$\text{Separación entre nudos} = \frac{\text{Cuerda}}{\# \text{ de paneles}} = \frac{26.60 \text{ ft}}{3} = 8.87 \text{ ft}$$

Este dato, aún está en el rango permitido entre 8 – 11 ft.

4.1.2.4 Área Tributaria para largueros

Dependiendo de los largueros, las áreas tributarias difieren. Esto depende mayormente de la ubicación de los largueros, ya que los largueros ubicados en las orillas, tendrán menores áreas tributarias, aunque esto no quiere decir que sean menores cargas, ya que normalmente es en las orillas donde se colocan cargas. Para ejemplificar, los canales para desagüe se colocan en estos largueros. Como se muestra en la figura, se diseñará para la situación más desfavorable y corresponde a los largueros con mayores áreas tributarias.



$$\text{Área tributaria} = 8.87\text{ft} \times 18.5\text{ft} = 164.1\text{ft}^2$$

$$\text{Área tributaria en las orillas} = \frac{8.87}{2}\text{ft} \times 18.5\text{ft} = 82.05\text{ft}^2$$

4.1.2.5 Presión Estática de Diseño

Según norma técnica para diseño por viento

$$P = C_p C_z K P_o$$

$C_p = 2.0$, armadura constituida por elementos planos

$C_z = 1.0$, hcolumnas + altura de techo ≤ 10 m.

$K = 1.0$, zona urbana, Zona B

$$P_o = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = (2.0)(1.0)(1.0) \left(30 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) = 60 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$P = 60 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \frac{2.2 \text{ lb}}{1 \text{ Kg}} \times \frac{(1\text{m})^2}{(3.28\text{ft})^2} = 12.27 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

Diseño de largueros

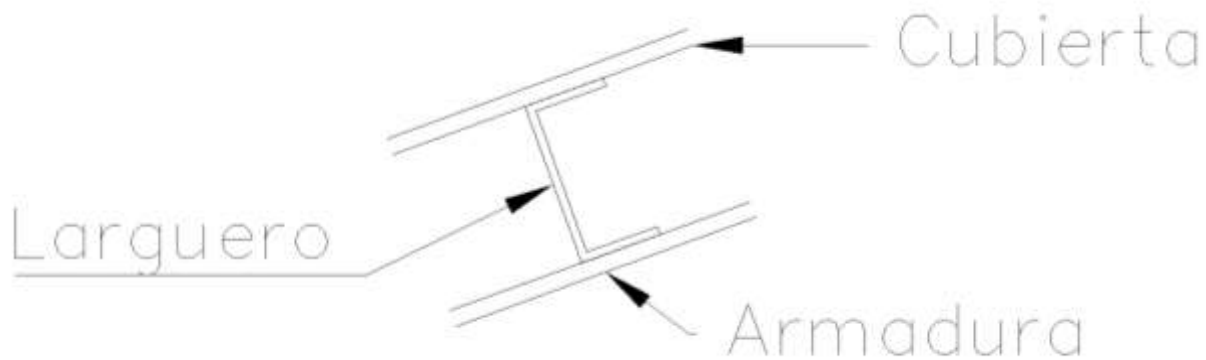
Encontrando combinaciones de carga según LRFD

Peso lamina acanalada galvanizada calibre 24 = 3.75 Kg/m² = 0.77 lb/ft

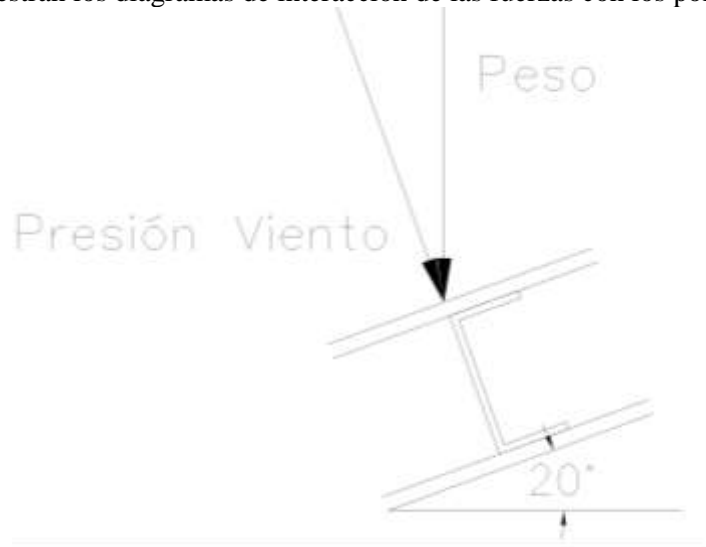
Estableciendo cargas

| | | |
|---|--|------------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 24 | = Peso * Área tributaria = 0.77 lb/ft ² * 164.1ft ² | 126.28 lb |
| Viento | = Presión de diseño * Área tributaria = 12.27 lb/ft ² * 164 ft ² | 2012.28 lb |
| Peso del larguero | = 10 lb/ft * 18.5 ft | 185 lb |

A continuación se muestra el diagrama de disposición de los largueros



A continuación se muestran los diagramas de interacción de las fuerzas con los polines



Para el diseño de los polines, solo consideraremos las fuerzas perpendiculares a la superficie, por lo tanto, se tomaran la fuerza de viento y la componente perpendicular de la componente del peso de la cubierta.

$$Fuerza \text{ en largueros} = 2012.28 + 126.28 \cos 20^\circ + 185 = 2012.28 + 118.66 + 185 = 2315.94 \text{ lb}$$

Encontrando el Momento flexionante

$$M = \frac{Wl}{8} = \frac{2315.94 \text{ lb} (222 \text{ in})}{8} = 64267 \text{ lb} - \text{in}$$

$$S = \frac{M}{f} = \frac{64267 \text{ lb} - \text{ft}}{20000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}} = 3.21 \text{ in}^3$$


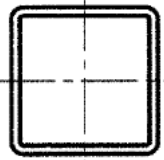


Table 1-12 (continued)
Square HSS
Dimensions and Properties



HSS4-HSS2

| Shape | Design Wall Thickness, <i>t</i> | Nominal Wt. lb/ft | Area, <i>A</i> in. ² | <i>b/t</i> | <i>h/t</i> | <i>I</i> in. ⁴ | <i>S</i> in. ³ | <i>r</i> in. | <i>Z</i> in. ³ | Workable Flat in. | Torsion | | Surface Area ft ² /ft | |
|--------------|---------------------------------|-------------------|---------------------------------|------------|------------|---------------------------|---------------------------|--------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------|----------------------------------|------|
| | <i>t</i> in. | | | | | | | | | | <i>J</i> in. ⁴ | <i>C</i> in. ³ | | |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| HSS4×4×1/2 | 0.465 | 21.50 | 6.02 | 5.60 | 5.60 | 11.9 | 5.97 | 1.41 | 7.70 | — | 21.0 | 11.2 | 1.20 | |
| | ×3/8 | 0.349 | 17.20 | 4.78 | 8.46 | 8.46 | 10.3 | 5.13 | 1.47 | 6.39 | 2 ⁵ / ₁₆ | 17.5 | 9.14 | 1.23 |
| | ×5/16 | 0.291 | 14.78 | 4.10 | 10.7 | 10.7 | 9.14 | 4.57 | 1.49 | 5.59 | 2 ⁵ / ₈ | 15.3 | 7.91 | 1.25 |
| | ×1/4 | 0.233 | 12.18 | 3.37 | 14.2 | 14.2 | 7.80 | 3.90 | 1.52 | 4.69 | 2 ⁷ / ₈ | 12.8 | 6.56 | 1.27 |
| | ×3/16 | 0.174 | 9.40 | 2.58 | 20.0 | 20.0 | 6.21 | 3.10 | 1.55 | 3.67 | 3 ³ / ₁₆ | 10.0 | 5.07 | 1.28 |
| | ×1/8 | 0.116 | 6.45 | 1.77 | 31.5 | 31.5 | 4.40 | 2.20 | 1.58 | 2.56 | 3 ⁷ / ₁₆ | 6.91 | 3.49 | 1.30 |
| HSS3½×3½×3/8 | 0.349 | 14.65 | 4.09 | 7.03 | 7.03 | 6.49 | 3.71 | 1.26 | 4.69 | — | 11.2 | 6.77 | 1.07 | |
| | ×5/16 | 0.291 | 12.65 | 3.52 | 9.03 | 9.03 | 5.84 | 3.34 | 1.29 | 4.14 | 2 ¹ / ₈ | 9.89 | 5.90 | 1.08 |
| | ×1/4 | 0.233 | 10.48 | 2.91 | 12.0 | 12.0 | 5.04 | 2.88 | 1.32 | 3.50 | 2 ³ / ₈ | 8.35 | 4.92 | 1.10 |
| | ×3/16 | 0.174 | 8.13 | 2.24 | 17.1 | 17.1 | 4.05 | 2.31 | 1.35 | 2.76 | 2 ¹¹ / ₁₆ | 6.56 | 3.83 | 1.12 |
| ×1/8 | 0.116 | 5.60 | 1.54 | 27.2 | 27.2 | 2.90 | 1.66 | 1.37 | 1.93 | 2 ¹⁵ / ₁₆ | 4.58 | 2.65 | 1.13 | |
| HSS3×3×3/8 | 0.349 | 12.09 | 3.39 | 5.60 | 5.60 | 3.78 | 2.52 | 1.06 | 3.25 | — | 6.64 | 4.74 | 0.900 | |

De la tabla del AISC 1-12, usaremos perfil HSS 3 ½ x 3 ½ x 5/16

Que tiene medidas de 3 ½ in x 3 ½ in y un peso nominal de 12.65 lb/ft

Para mejorar el diseño, podemos cambiar el peso nominal que hemos obtenido, por el peso que habíamos supuesto anteriormente y obtenemos:

Estableciendo cargas

| | | |
|--|---|------------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 24 | = Peso * Área tributaria = 0.77 lb/ft ² * 164.1ft ² | 126.28 lb |
| Viento | = Presión de diseño * Área tributaria = 12.27 lb/ft ² * 164 ft ² | 2012.28 lb |
| Peso del larguero | = 12.65 lb/ft * 18.5 ft | 234.03 lb |

Fuerza en largueros

$$= 2012.28 + 126.28 \cos 20^\circ + 185 = 2012.28 + 118.66 + 234.03 = 2364.97 \text{ lb}$$

Encontrando momento flexionante

$$M = \frac{Wl}{8} = \frac{2364.97 \text{ lb} (222 \text{ in})}{8} = 65627.92 \text{ lb} - \text{in}$$

Encontrando Modulo de Sección

$$S = \frac{M}{f} = \frac{65627.92 \text{ lb} - \text{ft}}{20000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}} = 3.28 \text{ in}^3$$

De la tabla del AISC 1-12, aún nos recomienda usar el mismo perfil, por lo tanto, **usaremos perfil HSS 3 ½ x 3 ½ x 5/16**

Que tiene medidas de 3 ½ in x 3 ½ in y un peso nominal de 12.65 lb/ft

4.1.3 Encontrando cargas puntuales sobre armadura

4.1.3.1 Peso del larguero

$$Pl = 12.65 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} \times 18.5 \text{ ft} = 234.03 \text{ lb}$$

El peso de un larguero dividido entre el número de pies cuadrados correspondientes al área tributaria de un nudo, da como resultado el peso del larguero por pie cuadrado correspondiente a la superficie del techo.

$$Pl = \frac{243.03 \text{ lb}}{164 \text{ ft}^2} = 1.48 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

4.1.3.2 Carga viva

Según Norma Técnica, la carga viva para techo, con pendiente mayor de 5%, es igual a 20 Kg/m²

$$20 \frac{Kg}{m^2} \times \frac{2.2 lb}{1Kg} \times \frac{(1m)^2}{(3.28ft)^2} = 4.09 \frac{lb}{ft^2}$$

4.1.3.3 Peso de armadura de techo

$$39.04 \frac{Kg}{m^2} \times \frac{2.2 lb}{1Kg} \times \frac{(1m)^2}{(3.28ft)^2} = 7.98 \frac{lb}{ft^2}$$

| | | | |
|-------------------------------------|-------|--------------------|--------------|
| Techo lamina galvanizada calibre 24 | 0.77 | lb/ft ² | Calculado en |
| Largueros | 1.48 | lb/ft ² | Calculado en |
| Peso de Armadura 20° 15 a 18 m. | 7.98 | lb/ft ² | Anexo |
| MUERTA | 10.23 | lb/ft ² | |

| | | |
|------------|--|------------|
| VIVA (Lr) | = Carga * Área Tributaria = 4.09 lb/ft ² * 164 ft ² | 670.76 lb |
| MUERTA (D) | = Carga * Área Tributaria = 10.23 lb/ft ² * 164 ft ² | 1677.72 lb |
| VIENTO (W) | = Presión de diseño * Área tributaria = 12.27 lb/ft ² * 164 ft ² | 2012.28 lb |
| TOTALES | | 4360.76 lb |

4.1.3.4 Cargas sobre nudos

Encontrando combinaciones de carga LRFD

D = 1677.72

Lr = 670.76

W = 2012.28

| | |
|---------------|--------------------------------------|
| 1.4D | 2348.80 lb |
| 1.2D + 1.6 Lr | 3086.48 lb |
| 1.2D + 1.6W | 5232.91 lb (Más desfavorable) |

Encontrando combinaciones de carga para LRFD para largueros en las orillas. Debido a que hay una menor área tributaria en las orillas, se encontrará la combinación de carga más desfavorable para el caso de la carga puntual sobre los largueros de las orillas.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

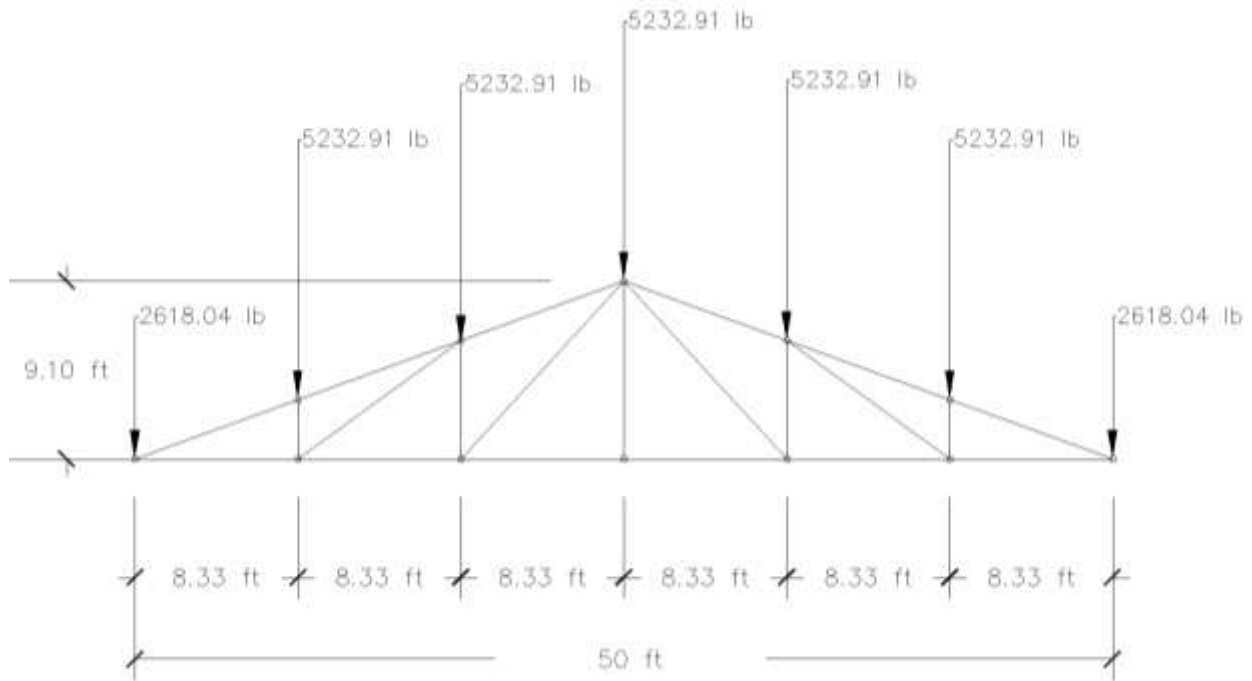
Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica de Forma Manual

| | | |
|----------------|--|---------------|
| VIVA (Lr) | = Carga * Área Tributaria = 4.09 lb/ft ² * 82.05 ft ² | 335.58 lb |
| MUERTA (D) | = Carga * Área Tributaria = 10.23 lb/ft ² * 82.05 ft ² | 839.37 lb |
| VIENTO (W) | = Presión de diseño * Área tributaria = 12.27 lb/ft ² * 82.05 ft ² | 1006.75 |
| TOTALES | | 2181.7 |

D = 839.37
 Lr = 335.58
 W = 1006.75

1.4D 1175.118
 1.2D + 1.6 Lr 1544.172
 1.2 + 1.6W **2618.044 (Más desfavorable)**

En la siguiente figura, se muestra la carga total en cada uno de los nudos de la cuerda superior de la armadura.



4.1.4 Reacciones en los apoyos

A través de la estática y suponiendo la estructura completa como un solo elemento, encontramos las reacciones en los apoyos.

$$\Sigma F_x \rightarrow = 0$$

$$R_{Ax} = 0$$

$$\Sigma M_L \curvearrowright = 0$$

$$(5232.91lb \times 8.33ft) + (5232.91lb \times 16.67ft) + (5232.91lb \times 25ft) + (5232.91lb \times 33.32ft) \\ + (5232.91lb \times 41.66ft) + (2618.04lb \times 50ft) = R_L(50ft)$$

$$784911.09 lb \cdot ft = R_L(50ft)$$

$$R_L = 15700.31 lb$$

$$\Sigma F_y \downarrow = 0$$

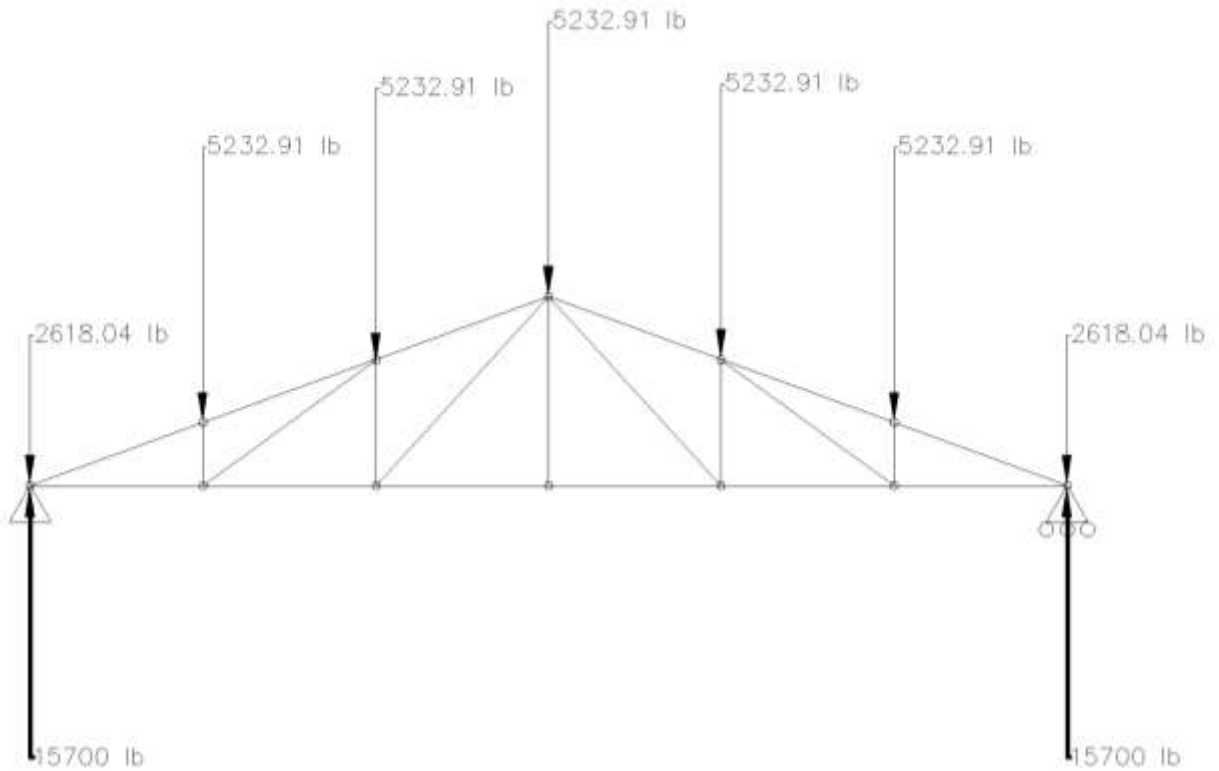
$$(2618.04 lb \times 2) + (5232.91 lb \times 5) = R_A + R_L$$

$$R_A + 15698.22 = 31400.63 lb$$

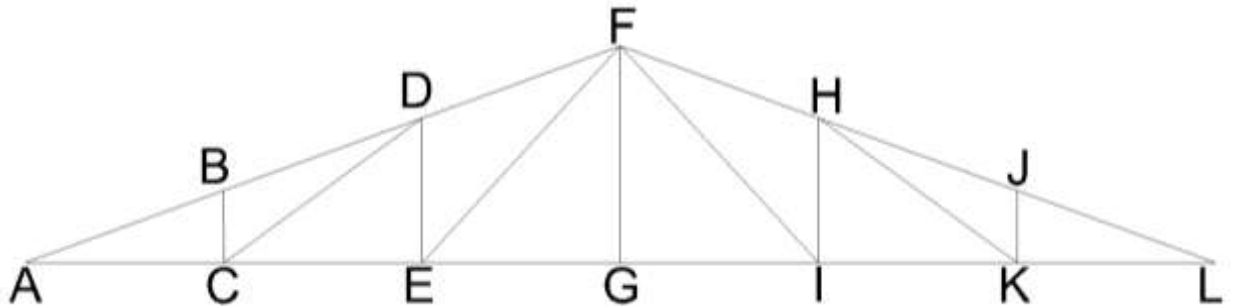
$$R_A = 15700.31 lb$$

Redondearemos los valores de R_A y R_L debido a que la razón para que nos den diferentes valores es por la cuestión de las aproximaciones en los decimales, y viendo que son figuras simétricas, estas reacciones tienen que ser iguales, por lo tanto:

$$R_A = R_L = 15700 lb$$



4.1.5 Fuerzas internas en la armadura por el método de los nudos



Nomenclatura para el análisis de fuerzas internas.

Ángulos.

Estos se encontraron a partir de los diagramas

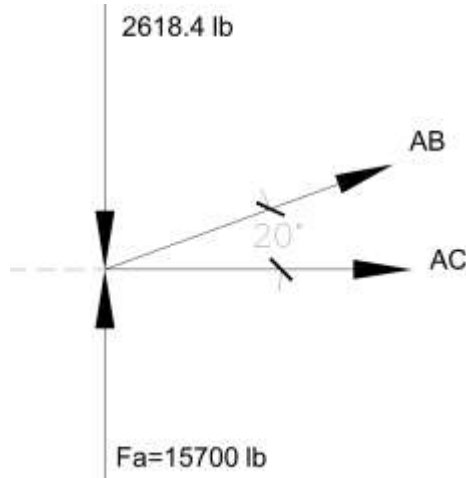
$$\sphericalangle ABC = 20^\circ$$

$$\sphericalangle CDE = 36^\circ$$

$$\sphericalangle EFG = 48^\circ$$

Nudo A

DCL



$$\Sigma F_y \uparrow = 0$$

$$15700 - 2618.04 + AB \sin(20^\circ) = 0$$

$$AB = -\frac{13081.96}{\sin(20^\circ)}$$

$$AB = 38249.09 \text{ lb } \swarrow$$

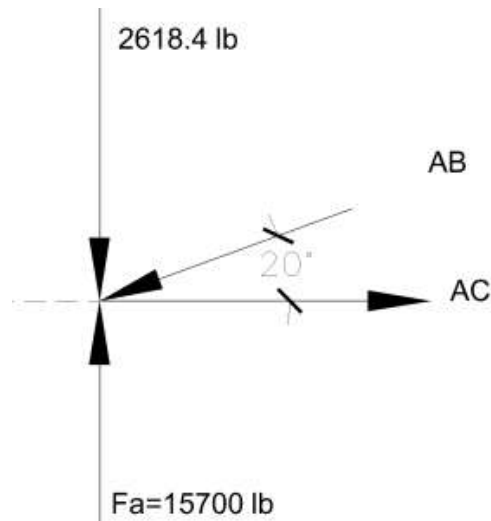
Lo que quiere decir el signo menos en la expresión, es que tomamos de forma errónea la suposición de la dirección de la fuerza AC, y por lo tanto, es opuesta.

$$\Sigma F_x \rightarrow = 0$$

$$-38249.09 \cos(20^\circ) + AC = 0$$

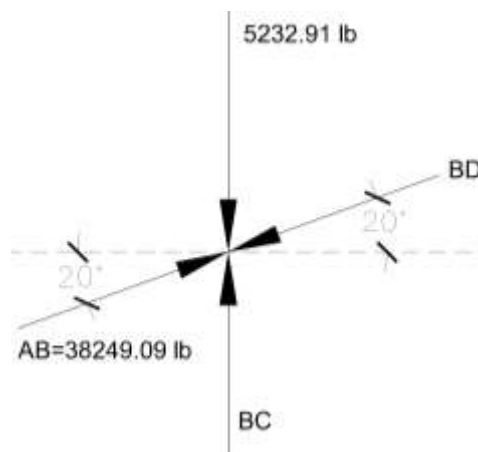
$$AC = 35942.39 \text{ lb } \rightarrow$$

A continuación se muestra el DCL del nudo A, con la dirección de las fuerzas correcta



Nudo B

DCL



$$\Sigma F_x \rightarrow = 0$$

$$38249.09 \cos(20^\circ) - BD \cos(20^\circ) = 0$$

$$BD = 38249.09 \text{ lb} \checkmark$$

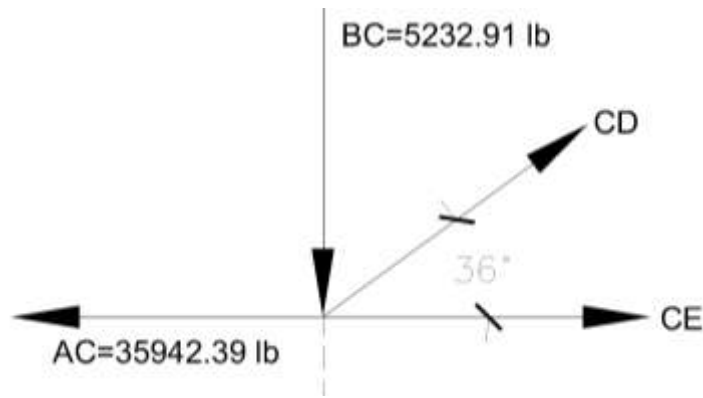
$$\Sigma F_y \uparrow = 0$$

$$38249.09 \sin(20^\circ) - 5232.91 + BC - 38249.09 \sin(20^\circ) = 0$$

$$BC = 5232.91 \text{ lb} \uparrow$$

Nudo C

DCL



$$\Sigma F_y \uparrow = 0$$

$$-5232.91 + CD \sin(36^\circ) = 0$$

$$CD = \frac{5232.91}{\sin(36^\circ)}$$

$$CD = 8902.76 \text{ lb } \nearrow$$

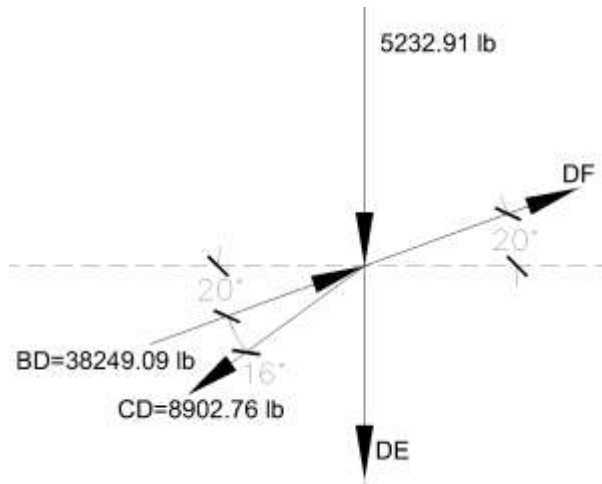
$$\Sigma F_x \rightarrow = 0$$

$$-35942.387 + 8902.76 \cos(36^\circ) + CE = 0$$

$$CE = 28739.90 \text{ lb } \rightarrow$$

Nudo D

DCL



$$\Sigma F_x \rightarrow = 0$$

$$-8902.76 \cos(36^\circ) + 38248.09 \cos(20^\circ) + DF \cos(20^\circ) = 0$$

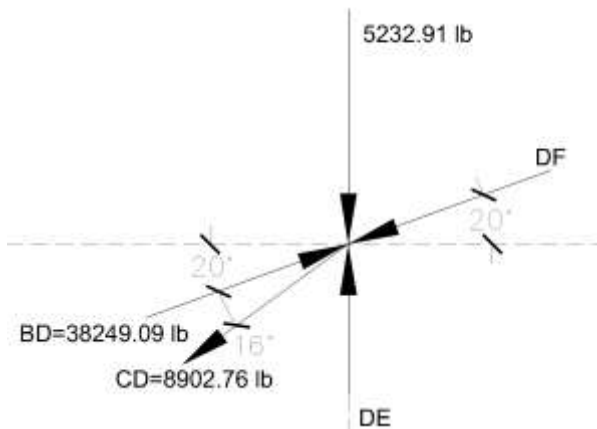
$$DF = 30583.37 \text{ lb } \swarrow$$

$$\Sigma Fy \uparrow = 0$$

$$-5232.91 - DE + 38249.09 \sin(20^\circ) - 8902.76 \sin(36^\circ) - 30583.37 \sin(20^\circ) = 0$$

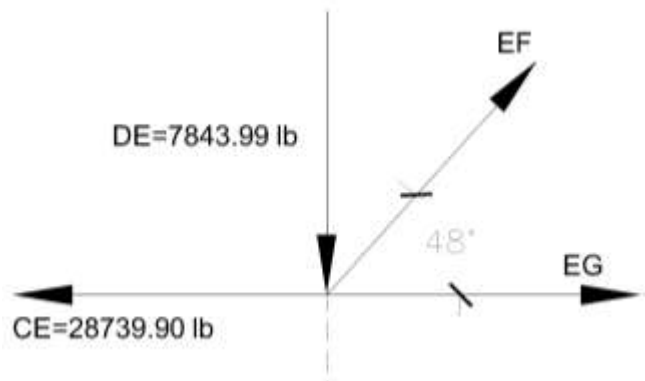
$$DE = 7843.99 \text{ lb } \uparrow$$

A continuación se muestra el DCL del nudo D, con la dirección de las fuerzas correcta



Nudo E

DCL



$$\Sigma Fy \uparrow = 0$$

$$-7843.99 + EF \sin(48^\circ) = 0$$

$$EF = 10555.13 \text{ lb } \nearrow$$

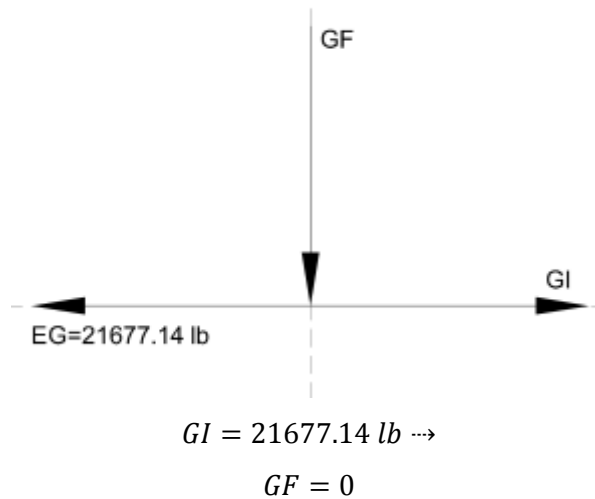
$$\Sigma Fx \rightarrow = 0$$

$$-28739.90 + 10555.13 \cos(48^\circ) + EG = 0$$

$$EG = 21677.14 \text{ lb} \rightarrow$$

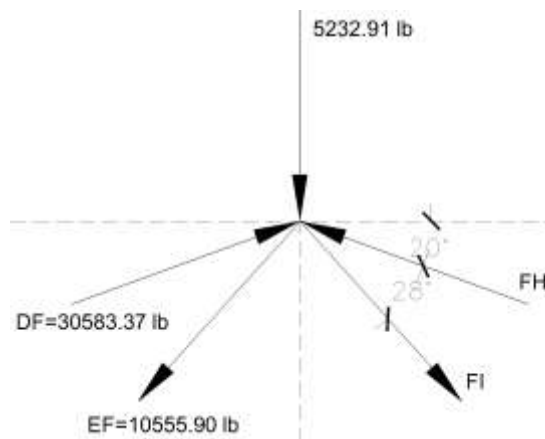
Nudo G

DCL



Nudo F

DCL



$$\Sigma F_x \rightarrow = 0$$

$$30583.37 \cos(20^\circ) - 10555.90 \cos(48^\circ) - FH \cos(20^\circ) + FI \cos(48^\circ) = 0$$

$$21675.69 + FI \cos(48^\circ) = FH \cos(20^\circ)$$

$$\Sigma F_y \uparrow = 0$$

$$30583.37 \sin(20^\circ) - 10555.90 \sin(48^\circ) + FH \sin(20^\circ) - FI \sin(48^\circ) - 5232.91 = 0$$

$$FH \sin(20^\circ) = FI \sin(48^\circ) + 2617.3439$$

$$FH = \frac{FI \sin(48^\circ) + 2617.3439}{\sin(20^\circ)}$$

Sustituyendo

$$21675.69 + FI \cos(48^\circ) = \left(\frac{FI \sin(48^\circ) + 2617.3439}{\sin(20^\circ)} \right) \cos(20^\circ)$$

$$FI = 10555.90 \text{ lb} \searrow$$

Sustituyendo FI

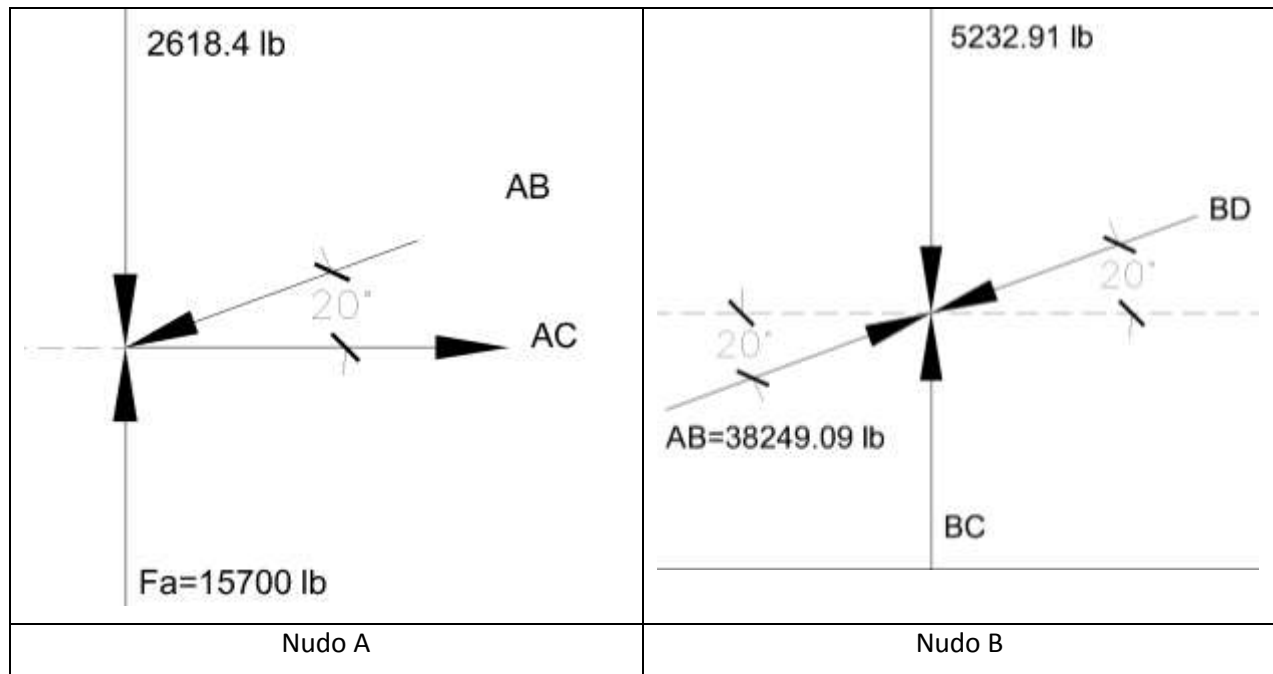
$$21675.69 + (10555.90) \cos(48^\circ) = FH \cos(20^\circ)$$

$$FH = 30583.37 \text{ lb} \nearrow$$

4.1.6 Determinación del tipo de Esfuerzo

Para ejemplificar, se hará el análisis del miembro AB

Los nudos implicados, son el nudo A y B, como se muestra en las siguientes figuras:



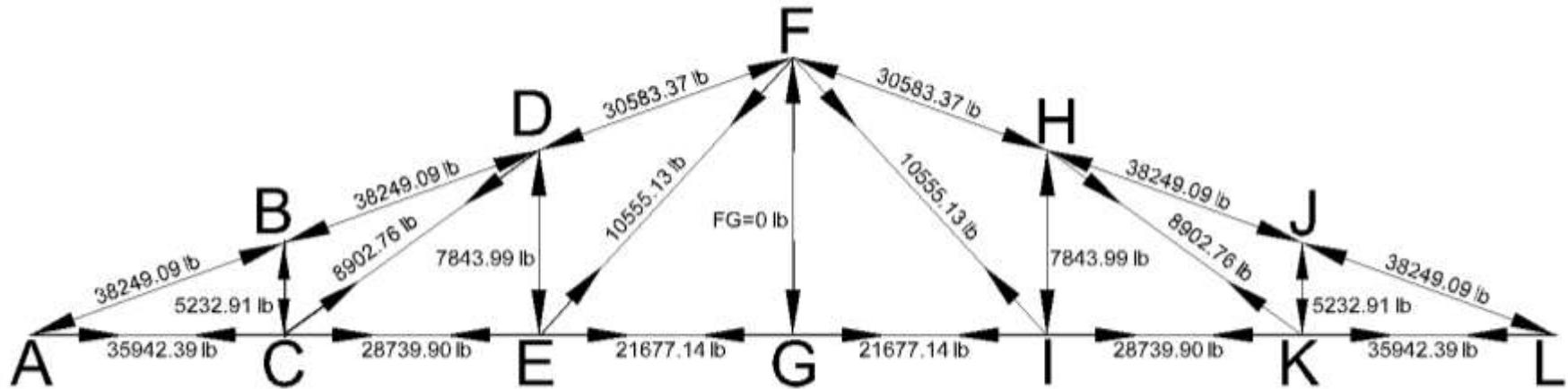
Como se ve en la figura, y de acuerdo a la *sección 3.4.10 (Determinación del tipo de esfuerzo)*, se observa que el miembro AB, en ambos nudos, el vector va hacia los nudos, como debe ser.

Por lo tanto, el miembro AB esta a compresión y de acuerdo a los cálculos anteriores tiene una magnitud de 38249.09 lb.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica de Forma Manual

A continuación, se muestra el diagrama de la armadura con la magnitud y dirección de las fuerzas internas.



A continuación se muestra una tabla de los tipos y la magnitud de las fuerzas internas en los miembros

| Miembro | Tipo de Fuerza | Magnitud (kips) |
|------------------------|----------------|-----------------|
| CUERDA SUPERIOR | | |
| AB | Compresión | 38.25 |
| BD | Compresión | 38.25 |
| DF | Compresión | 30.58 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica de Forma Manual

| | | |
|-------------------|------------|-------|
| FH | Compresión | 30.58 |
| HJ | Compresión | 38.25 |
| JL | Compresión | 38.25 |
| MONTANTES | | |
| BC | Compresión | 5.23 |
| DE | Compresión | 7.84 |
| FG | Compresión | 0 |
| HI | Compresión | 7.84 |
| JK | Compresión | 5.23 |
| DIAGONALES | | |
| CD | Tensión | 8.90 |
| EF | Tensión | 10.56 |
| FI | Tensión | 10.56 |
| HK | Tensión | 8.90 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica de Forma Manual

CUERDA INFERIOR

| | | |
|-----------|---------|--------|
| AC | Tensión | 35.94 |
| CE | Tensión | 28.74 |
| EG | Tensión | 21.68 |
| GI | Tensión | 21.678 |
| IK | Tensión | 28.74 |
| KL | Tensión | 35.94 |

4.1.7 Selección de miembros en la armadura

4.1.7.1 Miembros a compresión de la cuerda superior.

- Miembros a compresión en la Cuerda Superior conformada por los miembros AB, BD y DF, la cuerda superior será continua desde el apoyo hasta la cumbrera. El esfuerzo máximo se encuentra en el miembro AB y BD, y es igual a 38.25 kips, cada uno con una longitud de 8.87 ft.
- A continuación establecemos las relaciones de carga y resistencia. $\phi_c = 0.9$, esto debido al factor de reducción de resistencia, establecido en la sección.

$$\phi_c F_n = f_u$$

$$0.9F_y = f_u$$

- A continuación establecemos el esfuerzo de diseño en $F_y = 36$ ksi

$$0.9F_y = 32.4 \text{ ksi}$$

- Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{38.25 \text{ kips}}{32.4 \text{ ksi}} = 1.18 \text{ in}^2$$

- De la tabla 1-15 del AISC, para ángulos dobles, encontramos que 2L 2 X 2 X 3/16, tienen un área de 1.44 in² y para una separación de 0 (es decir, los ángulos estarán colocados espalda con espalda sin ninguna separación) tendrá un $R_y = 0.831$ y $R_x = 0.612$, usaremos R_y porque es el más desfavorable.
- Según la sección 8.2.5 (Relaciones máximas de esbeltez), para los paneles de la cuerda superior en la parte interior, la relación de esbeltez máxima es 90, y para los paneles en los extremos de la cuerda, esta relación es de 120. Usaremos la relación de esbeltez más desfavorable por razones de seguridad, por lo tanto usaremos una relación de esbeltez máxima de 90.
- Comprobando la relación de esbeltez. $L = 8.87 \text{ ft} = 106.44 \text{ in}$.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(106.44 \text{ in})}{0.831 \text{ in}} = 128.09$$

$$128.09 > 90 \text{ NO cumple}$$

Comprobaremos otro ángulo, probaremos con 2L 2½ X 2½ X 3/16, el cual tiene un área de 1.80 in² para una separación de 0 y $R_y = 1.03$ y $R_x = 0.771$. Usamos 1.03.

Comprobando la relación de esbeltez. $L = 8.87 \text{ ft} = 106.44 \text{ in.}$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(106.44\text{in})}{1.03\text{in}} = 103.34$$

$103.34 > 90$ *NO cumple*

Como podemos percibir, lo que se anda buscando, son miembros que tengan mayor radio de giro, para compensar la longitud del panel que se esta analizando.

Probaremos ahora con 2L 3 X 3 X 3/16, con área de 2.18 in² y Ry = 1.24 y Rx = 0.933.

Usaremos 1.24 in. Usaremos una separación de 0.

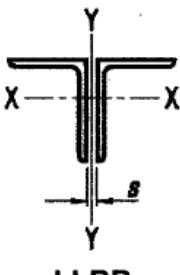
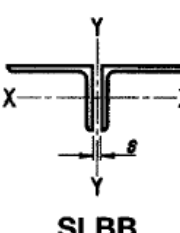


Table 1-15 (continued)
Double Angles
Properties



| Shape | Area in. ² | Axis Y-Y | | | | | | LLBB | | SLBB | | | |
|------------|--------------------------|--------------------|------|------|--------------------|------|------|-------------------------|--------------------------|--------------|------------|-------|--------------|
| | | Radius of Gyration | | | | | | Q_s | | Q_s | | | |
| | | LLBB | | | SLBB | | | Angles in Contact | Angles Sepa- rated | r_x in. | Angles | | r_x in. |
| | | Separation, s, in. | | | Separation, s, in. | | | | | | in Contact | | |
| | | 0 | 3/8 | 3/4 | 0 | 3/8 | 3/4 | | | | | | |
| 2L3×3×1/2 | 5.50 | 1.29 | 1.43 | 1.58 | 1.29 | 1.43 | 1.58 | 1.00 | 1.00 | 0.895 | 1.00 | 1.00 | 0.895 |
| ×7/16 | 4.86 | 1.28 | 1.42 | 1.57 | 1.28 | 1.42 | 1.57 | 1.00 | 1.00 | 0.903 | 1.00 | 1.00 | 0.903 |
| ×3/8 | 4.22 | 1.27 | 1.41 | 1.55 | 1.27 | 1.41 | 1.55 | 1.00 | 1.00 | 0.910 | 1.00 | 1.00 | 0.910 |
| ×5/16 | 3.55 | 1.26 | 1.39 | 1.54 | 1.26 | 1.39 | 1.54 | 1.00 | 1.00 | 0.918 | 1.00 | 1.00 | 0.918 |
| ×1/4 | 2.87 | 1.25 | 1.38 | 1.52 | 1.25 | 1.38 | 1.52 | 1.00 | 1.00 | 0.926 | 1.00 | 1.00 | 0.926 |
| ×3/16 | 2.18 | 1.24 | 1.37 | 1.51 | 1.24 | 1.37 | 1.51 | 0.998 | 0.912 | 0.933 | 0.998 | 0.912 | 0.933 |
| 2L3×2½×1/2 | 5.01 | 1.04 | 1.18 | 1.33 | 1.35 | 1.49 | 1.64 | 1.00 | 1.00 | 0.910 | 1.00 | 1.00 | 0.718 |

Comprobando la relación de esbeltez. $L = 8.87 \text{ ft} = 106.44 \text{ in.}$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(106.44\text{in})}{1.24\text{in}} = 85.84$$

$85.84 < 90$ *Cumple*

- h. Por lo tanto, los miembros **2L 3 X 3 X 3/16** si pueden ser usados.
- i. Comprobando esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_c P_n$ para este ángulo
Primero encontramos la relación KL en ft.

$$Kl = 1.0(8.77 \text{ ft}) = 8.77 \text{ ft}$$

En la tabla 4-8 del AISC, revisamos el esfuerzo permisible en compresión axial.

Revisaremos para el eje Y-Y que es la dirección en la que se esta analizando, así mismo para LRFD. En el siguiente diagrama, se muestra como hacerlo.

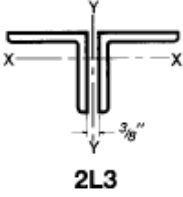


Table 4-8 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Double Angles—Equal Legs

$F_y = 36 \text{ ksi}$

| Shape | 2L3x3x | | | | | | | | | | | | No. of connectors ^a | | | | | | | |
|---|----------------|------|--------------|------|----------------|------|--------------|------|----------------|------|-------------------|------|-----------------------------------|------|--------------|------|----------------|------|--------------|--|
| | 1/2 | | 7/16 | | 3/8 | | 5/16 | | 1/4 | | 3/16 ^c | | | | | | | | | |
| | Wt/ft | | 18.7 | | 16.6 | | 14.3 | | 12.1 | | 9.77 | | | 7.41 | | | | | | |
| Design | P_n/Ω_c | | $\phi_c P_n$ | | P_n/Ω_c | | $\phi_c P_n$ | | P_n/Ω_c | | $\phi_c P_n$ | | P_n/Ω_c | | $\phi_c P_n$ | | P_n/Ω_c | | $\phi_c P_n$ | |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | | |
| Effective length KL (ft) with respect to indicated axis | X-X Axis | 0 | 118 | 178 | 105 | 158 | 90.9 | 137 | 76.6 | 115 | 61.9 | 93.0 | 42.8 | 64.3 | 3 | | | | | |
| | | 1 | 117 | 176 | 104 | 156 | 90.0 | 135 | 75.9 | 114 | 61.4 | 92.2 | 42.4 | 63.8 | | | | | | |
| | | 2 | 114 | 171 | 101 | 152 | 87.6 | 132 | 73.8 | 111 | 59.8 | 89.8 | 41.4 | 62.3 | | | | | | |
| | | 3 | 109 | 164 | 96.4 | 145 | 83.7 | 126 | 70.6 | 106 | 57.2 | 85.9 | 39.8 | 59.8 | | | | | | |
| | | 4 | 102 | 153 | 90.3 | 136 | 78.5 | 118 | 66.3 | 99.6 | 53.7 | 80.8 | 37.7 | 56.6 | | | | | | |
| | | 5 | 93.5 | 141 | 83.1 | 125 | 72.3 | 109 | 61.1 | 91.9 | 49.6 | 74.6 | 35.1 | 52.7 | | | | | | |
| | | 6 | 84.3 | 127 | 75.0 | 113 | 65.4 | 98.2 | 55.4 | 83.2 | 45.0 | 67.7 | 32.1 | 48.3 | | | | | | |
| | | 7 | 74.5 | 112 | 66.5 | 99.9 | 58.0 | 87.2 | 49.3 | 74.0 | 40.1 | 60.3 | 29.0 | 43.6 | | | | | | |
| | | 8 | 64.7 | 97.2 | 57.8 | 86.9 | 50.6 | 76.0 | 43.0 | 64.7 | 35.1 | 52.8 | 25.7 | 38.7 | | | | | | |
| | | 9 | 55.1 | 82.8 | 49.3 | 74.2 | 43.3 | 65.1 | 36.9 | 55.5 | 30.2 | 45.5 | 22.5 | 33.8 | | | | | | |
| | | 10 | 46.0 | 69.1 | 41.3 | 62.1 | 36.4 | 54.7 | 31.1 | 46.8 | 25.6 | 38.4 | 19.3 | 29.1 | | | | | | |
| | | 11 | 38.0 | 57.1 | 34.2 | 51.4 | 30.1 | 45.3 | 25.8 | 38.8 | 21.2 | 31.9 | 16.4 | 24.6 | | | | | | |
| | | 12 | 31.9 | 48.0 | 28.7 | 43.2 | 25.3 | 38.0 | 21.7 | 32.6 | 17.8 | 26.8 | 13.7 | 20.7 | | | | | | |
| | | 13 | 27.2 | 40.9 | 24.5 | 36.8 | 21.6 | 32.4 | 18.5 | 27.8 | 15.2 | 22.8 | 11.7 | 17.6 | | | | | | |
| | | 14 | 23.5 | 35.3 | 21.1 | 31.7 | 18.6 | 28.0 | 15.9 | 24.0 | 13.1 | 19.7 | 10.1 | 15.2 | | | | | | |
| 15 | | | 18.4 | 27.6 | 16.2 | 24.3 | 13.9 | 20.9 | 11.4 | 17.2 | 8.80 | 13.2 | | | | | | | | |
| Effective length KL (ft) with respect to indicated axis | Y-Y Axis | 0 | 118 | 178 | 105 | 158 | 90.9 | 137 | 76.6 | 115 | 61.9 | 93.0 | 42.8 | 64.3 | | | | | | |
| | | 2 | 114 | 172 | 100 | 151 | 86.0 | 129 | 70.9 | 107 | 54.6 | 82.1 | 31.0 | 46.6 | | | | | | |
| | | 4 | 109 | 164 | 95.8 | 144 | 82.1 | 123 | 67.7 | 102 | 52.3 | 78.6 | 30.7 | 46.2 | | | | | | |
| | | 6 | 101 | 152 | 88.6 | 133 | 75.9 | 114 | 62.6 | 94.1 | 48.6 | 73.0 | 30.0 | 45.2 | | | | | | |
| | | 8 | 90.4 | 136 | 79.3 | 119 | 67.9 | 102 | 56.1 | 84.3 | 43.7 | 65.7 | 28.6 | 43.0 | | | | | | |
| | | 10 | 78.4 | 118 | 68.7 | 103 | 58.8 | 88.4 | 48.6 | 73.1 | 38.1 | 57.2 | 25.9 | 39.0 | | | | | | |
| | | 12 | 65.9 | 99.1 | 57.7 | 86.7 | 49.3 | 74.1 | 40.8 | 61.3 | 32.0 | 48.1 | 22.3 | 33.6 | | | | | | |
| 14 | 53.7 | 80.7 | 46.9 | 70.4 | 40.0 | 60.1 | 33.0 | 49.7 | 26.0 | 39.1 | 18.4 | 27.7 | | | | | | | | |
| 16 | 42.2 | 63.5 | 36.8 | 55.3 | 31.3 | 47.1 | 25.9 | 38.9 | 20.4 | 30.7 | 14.7 | 22.1 | | | | | | | | |
| 18 | 32.4 | 50.0 | 28.1 | 42.0 | 24.0 | 37.0 | 20.0 | 30.0 | 16.0 | 24.0 | 11.0 | 17.0 | | | | | | | | |

- j. Los datos que obtenemos son los valores de $\phi_c P_n$ para KL de 8 y 10, ya que nos dio un numero decimal, y tomaremos para revisión el menor de los 2 y compararemos con el Pu que obtuvimos del análisis estructural.

$$\phi_c P_n = Pu$$

$$39kips > 38.25 kips OK!$$

Por lo tanto, el esfuerzo nominal es mayor que el esfuerzo requerido.

Por lo tanto, usaremos **2L 3 X 3 X 3/16**

4.1.7.2 Miembros a compresión del alma (montantes)

- Miembros a compresión del alma, conformados por los montantes BC y DE, el esfuerzo máximo se encuentra en el miembro DE, y es igual a 7.84 kips, con una longitud de 6.07 ft.
- A continuación establecemos las relaciones de carga y resistencia. $\phi_c = 0.9$, esto debido al factor de reducción de resistencia, establecido en la sección.

$$\phi_c F_n = f_u$$

$$0.9F_y = f_u$$

- A continuación establecemos el esfuerzo de diseño en $F_y = 36$ ksi

$$0.9F_y = 32.4ksi$$

- Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{7.84 kips}{32.4 ksi} = 0.24 in^2$$

- De la tabla del AISC 1-7, encontramos que para dicha, área podemos usar ángulos L 2 X 2 X 1/8, con un área de 0.484 in² y $R_x = 0.620$ y $R_y = 0.620$
- Según la sección 8.2.5 (Relaciones máximas de esbeltez), para los paneles de los miembros a compresión distintos a la cuerda superior, la relación de esbeltez máxima es 200.

Comprobando relación de esbeltez. $L = 6.07$ ft = 72.84 in

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(72.84in)}{0.620in} = 117.48$$

$$117.48 < 200 \text{ Cumple}$$

- Comprobando el esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_c P_n$ para este ángulo
Primero encontramos la relación KL en ft.

$$Kl = 1.0(6.07) = 6.07$$

En el AISC, usamos la tabla 4-12, en vez de la 4-11, debido a que el ángulo irá cargado excéntricamente. Esto se explica por el hecho que la cuerda superior, tendrá los ángulos

unidos, y los ángulos de la celosía, irán a los costados de los ángulos de la cuerda superior, por lo tanto, irán cargados excéntricamente.

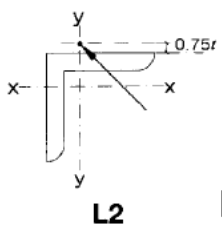


Table 4-12 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Eccentrically Loaded Single Angles

$F_y = 36 \text{ ksi}$

| Shape | | L2×2× | | | | | | | | | |
|-------------------|---|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|--------------------|--------------|
| | | 3/8 | | 5/16 | | 1/4 | | 3/16 | | 1/8 ^{c,f} | |
| Wt/ft | | 4.65 | | 3.94 | | 3.21 | | 2.46 | | 1.67 | |
| Design | | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_n/Ω_c | $\phi_c P_n$ |
| | | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| of gyration r_z | 0 | 9.04 | 13.6 | 8.22 | 12.4 | 7.24 | 10.9 | 6.04 | 9.08 | 4.29 | 6.45 |
| | 1 | 8.78 | 13.2 | 7.98 | 12.0 | 7.02 | 10.5 | 5.85 | 8.79 | 4.16 | 6.26 |
| | 2 | 8.04 | 12.1 | 7.29 | 11.0 | 6.39 | 9.61 | 5.28 | 7.93 | 3.70 | 5.56 |
| | 3 | 6.96 | 10.5 | 6.28 | 9.43 | 5.43 | 8.16 | 4.41 | 6.63 | 3.09 | 4.64 |
| | 4 | 5.70 | 8.57 | 5.06 | 7.61 | 4.34 | 6.52 | 3.50 | 5.26 | 2.46 | 3.70 |
| | 5 | 4.43 | 6.66 | 3.90 | 5.87 | 3.32 | 4.99 | 2.66 | 4.00 | 1.87 | 2.81 |
| | 6 | 3.49 | 5.25 | 3.06 | 4.60 | 2.59 | 3.89 | 2.06 | 3.09 | 1.43 | 2.16 |

Encontramos el Esfuerzo nominal para dicho ángulo, y encontramos que para un KL de 6, el $\phi_c P_n$, es igual a 2.16 kips.

$$2.16 \text{ kips} < 7.84 \text{ kips NO}$$

Esto significa, que dicho ángulo no cumple, y esta lejos de cumplir, por lo tanto, tenemos que aumentar la sección del ángulo.

- l. A continuación probaremos una configuración de ángulos dobles 2L 2 X 2 X 1/8. De la tabla 1-15 del AISC, encontramos que los ángulos 2L 2 X 2 X 1/8, tienen un área de 0.982 in², un $R_x = 0.620 \text{ in}$ y $R_y = 0.951 \text{ in}$. Es de notar que, usaremos, el R_y , para una separación de 3/8, correspondiente a la separación de los ángulos de la cuerda superior.
- m. Comprobando relación de esbeltez. $L = 6.07 \text{ ft} = 72.84 \text{ in}$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(72.84 \text{ in})}{0.951 \text{ in}} = 76.59$$

$$76.59 < 200 \text{ Cumple}$$

- n. Comprobando esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_c P_n$ para este ángulo
 Primero encontramos la relación KL en ft.

$$Kl = 1.0(6.07ft) = 6.07 ft$$

En la tabla 4-8 del AISC, revisamos el esfuerzo permisible en compresión axial. Revisaremos para el eje Y-Y que es la dirección en la que se esta analizando, así mismo para LRFD. Obtenemos un valor de 18.9 kips.

$$18.9 kips > 7.84 kips OK!$$

Por lo tanto, usaremos ángulo **2L 2 X 2 X 1/8** para los montantes.

4.1.7.3 Miembros a tensión de la cuerda inferior

- Miembros a tensión en la Cuerda Superior conformada por los miembros AC, CE y EG. El esfuerzo máximo se encuentra en el miembro AC, y es igual a 35.94 kips, cada uno con una longitud de 8.33 ft.
- A continuación establecemos las relaciones de carga y resistencia. $\phi_t = 0.9$, esto debido al factor de reducción de resistencia, establecido en la sección.

$$\phi_t F_n = f_u$$

$$0.9F_y = f_u$$

- A continuación establecemos el esfuerzo de diseño en $F_y = 36$ ksi

$$0.9F_y = 32.4ksi$$

- Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{35.94 kips}{32.4 ksi} = 1.11 in^2$$

- De la tabla 1-15 del AISC, para ángulos dobles, encontramos que 2L 2 X 2 X 3/16, tiene un área de 1.44 in² y para una separación de 0 (es decir, los ángulos estarán colocados espalda con espalda sin ninguna separación) tendrá un $R_y = 0.831$ y $R_x = 0.612$, usaremos R_y porque es el más desfavorable.
- Según la sección 8.2.5 (Relaciones máximas de esbeltez), para los miembros a tensión, la relación de esbeltez máxima es 240.
- Comprobando la relación de esbeltez. $L = 8.33$ ft. = 99.96 in.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(99.96 in)}{0.831 in} = 120.29$$


$$120.29 < 240 \text{ Cumple}$$

- Comprobando esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_t P_n$ para este ángulo

En la tabla 5-8 del AISC, revisamos el esfuerzo permisible en compresión axial. En esta tabla, podemos encontrar el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último o de ruptura, nosotros compararemos el esfuerzo de fluencia con el esfuerzo obtenido de las cargas.

Table 5-8 (continued)
Available Strength in Axial Tension
Double Angles

$F_y = 36 \text{ ksi}$
 $F_u = 58 \text{ ksi}$



| Shape | Gross Area, A_g in. ² | A_e $0.75A_g$ in. ² | Yielding kips | | Rupture kips | |
|---|--|--|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | | | P_n/Ω_t ASD | $\phi_t P_n$ LRFD | P_n/Ω_t ASD | $\phi_t P_n$ LRFD |
| | | | 2L2 1/2 x 1 1/2 x 3/4 x 3/16 | 1.88 1.43 | 1.41 1.07 | 40.5 30.8 |
| 2L2 x 2 x 3/8 x 5/16 x 1/4 x 3/16 x 7/8 | 2.72 2.30 1.88 1.43 0.968 | 2.04 1.73 1.41 1.07 0.726 | 58.6 49.6 40.5 30.8 20.9 | 88.1 74.5 60.9 46.3 31.4 | 59.2 50.2 40.9 31.0 21.1 | 88.7 75.3 61.3 46.5 31.6 |

- i. Los datos que obtenemos son los valores de $\phi_t P_n$ es 46.3 kips

$$\phi_t P_n = Pu$$

$$46.3 \text{ kips} > 35.94 \text{ kips OK!}$$

Por lo tanto, el esfuerzo nominal es mayor que el esfuerzo requerido.

Por lo tanto, usaremos **2L 2 X 2 X 3/16** para la cuerda inferior

4.1.7.4 Miembros a tensión del alma (diagonales)

- a. Miembros a tensión en el alma (diagonales) conformada por los miembros CD y EF. El esfuerzo máximo se encuentra en el miembro EF, y es igual a 10.56 kips, con una longitud de 12.34 ft.
- b. A continuación establecemos las relaciones de carga y resistencia. $\phi_t = 0.9$, esto debido al factor de reducción de resistencia, establecido en la sección.

$$\phi_t F_n = f_u$$

$$0.9F_y = f_u$$

- c. A continuación establecemos el esfuerzo de diseño en $F_y = 36 \text{ ksi}$

$$0.9F_y = 32.4 \text{ ksi}$$

- d. Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{10.56 \text{ kips}}{32.4 \text{ ksi}} = 0.33 \text{ in}^2$$

- e. Comenzaremos probando los mismos ángulos que habíamos establecido en los montantes con el fin de tener secciones uniformes. De la tabla 1-15 del AISC, encontramos que los ángulos 2L 2 X 2 X 1/8, tienen un área de 0.982 in², un $R_x = 0.620 \text{ in}$ y $R_y = 0.951 \text{ in}$. Es de notar que, usaremos, el R_y , para una separación de 3/8, correspondiente a la separación de los ángulos de la cuerda superior e inferior.
- f. Según la sección 8.2.5 (Relaciones máximas de esbeltez), para los miembros a tensión, la relación de esbeltez máxima es 240.
- g. Comprobando relación de esbeltez. $L = 12.34 \text{ ft} = 148.08 \text{ in}$


$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(148.08 \text{ in})}{0.951 \text{ in}} = 155.71$$

$$155.71 < 240 \text{ Cumple}$$

- h. Comprobando esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_t P_n$ para este ángulo
En la tabla 5-8 del AISC, revisamos el esfuerzo permisible en compresión axial. En esta tabla, podemos encontrar el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último o de ruptura, nosotros compararemos el esfuerzo de fluencia con el esfuerzo obtenido de las cargas.

Table 5-8 (continued)
Available Strength in Axial Tension
Double Angles

$F_y = 36 \text{ ksi}$
 $F_u = 58 \text{ ksi}$



2L3-2L2

| Shape | Gross Area, A_g | $A_e = 0.75A_g$ | Yielding | | Rupture | |
|-----------|----------------------|-----------------|----------------|--------------|----------------|--------------|
| | | | kips | | kips | |
| | | | P_n/Ω_t | $\phi_t P_n$ | P_n/Ω_t | $\phi_t P_n$ |
| | | | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| 2L2x2x3/8 | 2.72 | 2.04 | 58.6 | 88.1 | 59.2 | 88.7 |
| x5/16 | 2.30 | 1.73 | 49.6 | 74.5 | 50.2 | 75.3 |
| x1/4 | 1.88 | 1.41 | 40.5 | 60.9 | 40.9 | 61.3 |
| x3/16 | 1.43 | 1.07 | 30.8 | 46.3 | 31.0 | 46.5 |
| x1/8 | 0.968 | 0.726 | 20.9 | 31.4 | 21.1 | 31.6 |

i. Los datos que obtenemos son los valores de $\phi_t P_n$ es 31.4 kips

$$\phi_t P_n = Pu$$

$$31.4 \text{ kips} > 10.56 \text{ kips OK!}$$

Por lo tanto, el esfuerzo nominal es mayor que el esfuerzo requerido.

Por lo tanto, usaremos **2L 2 X 2 X 1/8** para las diagonales

4.1.7.5 Resumen de miembros de la armadura

Por ser simétrica la armadura, los miembros igualmente colocados en cada lado de la armadura, serán las mismas secciones.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica de Forma Manual

En la tabla siguiente, Se encuentra el tipo, magnitud y el perfil seleccionado para los miembros de la armadura.

| Miembro | Tipo de Fuerza | Magnitud (kips) | Sección |
|------------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| CUERDA SUPERIOR | | | |
| AB | Compresión | 38.25 | 2L 3 X 3 X 3/16 |
| BD | Compresión | 38.25 | 2L 3 X 3 X 3/16 |
| DF | Compresión | 30.58 | 2L 3 X 3 X 3/16 |
| FH | Compresión | 30.58 | 2L 3 X 3 X 3/16 |
| HJ | Compresión | 38.25 | 2L 3 X 3 X 3/16 |
| JL | Compresión | 38.25 | 2L 3 X 3 X 3/16 |
| MONTANTES | | | |
| BC | Compresión | 5.23 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| DE | Compresión | 7.84 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| FG | Compresión | 0 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| HI | Compresión | 7.84 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| JK | Compresión | 5.23 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| DIAGONALES | | | |
| CD | Tensión | 8.90 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| EF | Tensión | 10.56 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| FI | Tensión | 10.56 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| HK | Tensión | 8.90 | 2L 2 X 2 X 1/8 |
| CUERDA INFERIOR | | | |

| | | | |
|----|---------|--------|-----------------|
| AC | Tensión | 35.94 | 2L 2 X 2 X 3/16 |
| CE | Tensión | 28.74 | 2L 2 X 2 X 3/16 |
| EG | Tensión | 21.68 | 2L 2 X 2 X 3/16 |
| GI | Tensión | 21.678 | 2L 2 X 2 X 3/16 |
| IK | Tensión | 28.74 | 2L 2 X 2 X 3/16 |
| KL | Tensión | 35.94 | 2L 2 X 2 X 3/16 |

4.1.8 Diseño de soldaduras

4.1.8.1 Diseño de soldadura de la cuerda superior. Conexiones A, F, L

Placa 3/16"

Miembro 2L3X3X3/16

$D = 3 \text{ in}$

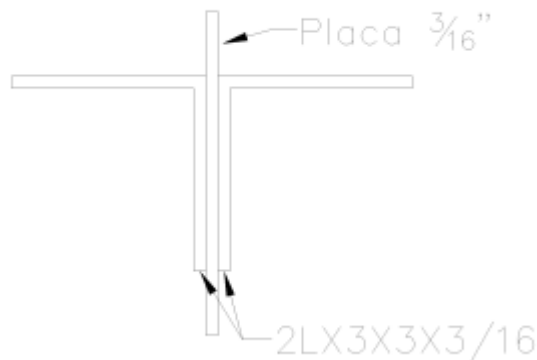
$\bar{Y} = 1.5 \text{ in}$

Cargas

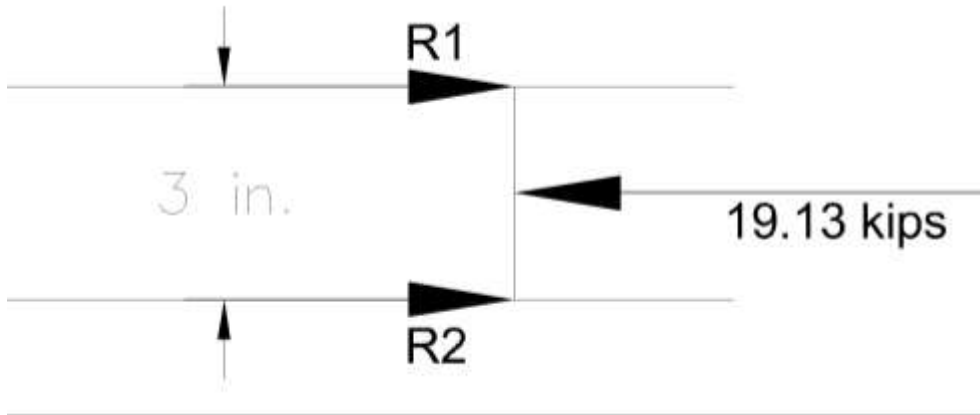
$P_u = 38.25 \text{ kips}$

$P_u/2 = 19.13 \text{ kips}$

Para el análisis de esta conexión, se debe tomar en cuenta que debido a que usamos ángulos dobles, diseñaremos para un lado, es decir, un ángulo de conexión y el P_u también será la mitad del requerido.



En el diagrama de cuerpo libre mostrado, se muestra las fuerzas involucradas y donde R1 y R2, son las resistencias de la soldadura en esos puntos.



Del diagrama de cuerpo libre obtenemos que:

$$R1 = R2 = 9.57 \text{ kips}$$

Esto significa que la carga será distribuida igual en ambas soldaduras.

Menor espesor del miembro conectado = 3/16 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 3/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

Espesor efectivo de la garganta = (0.707) (1/8 in) = 0.08837 in.

Resistencia de diseño de la soldadura en el extremo = (0.75) (0.60 x 70) (0.08837) (1 + 0.5 sin^{1.5} 90°) (3)
= 12.53 kips

Capacidad de la soldadura paralela a la fuerza = 19.13 kips – 12.53 kips = 6.6 kips

Capacidad de la soldadura por pulg = $\phi F_w = (0.75) (0.60 \times 70) (0.08837 \text{ in}) (1.0) = 2.78 \text{ kips/in}$

$$Longitud\ necesaria = \frac{6.6\ kips}{2.78\ \frac{kips}{in}} = 2.37\ in \cong 3\ in$$

Esto es para la carga total en los laterales.

Por lo tanto colocaremos soldadura de 2 in a cada lado.

Debido al diseño de la placa, que se muestra en la sección del diseño de la placa, la soldadura se extenderá hasta 4" en los laterales para este miembro.

4.1.8.2 Diseño de soldadura en la cuerda inferior. Conexiones A, L

Placa 3/16"

Miembro 2L2X2X3/16

D = 2 in

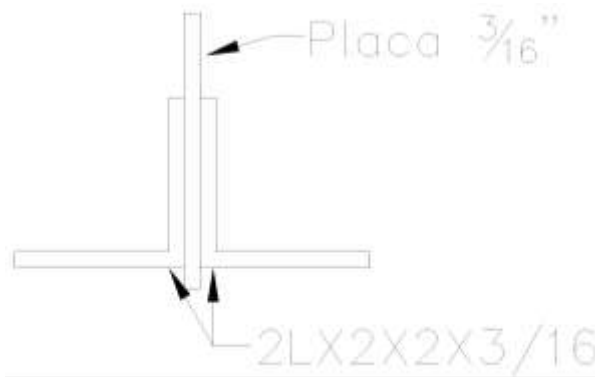
$\bar{Y} = 1\ in$

Cargas

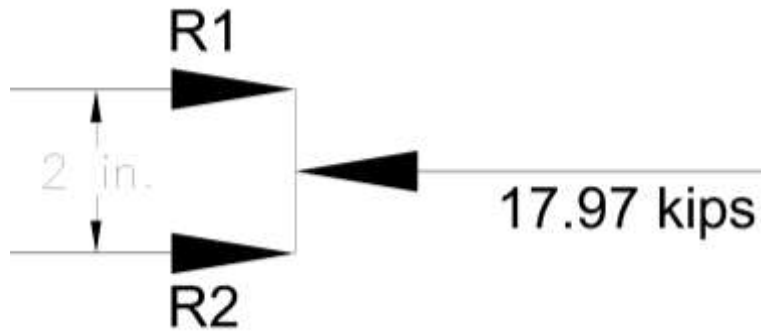
$P_u = 35.94\ kips$

$P_u/2 = 17.97\ kips$

A continuación se muestra un diagrama de colocación de ángulo y placa, desde una vista transversal.



En el diagrama de cuerpo libre mostrado, se muestra las fuerzas involucradas y donde R1 y R2, son las resistencias de la soldadura en esos puntos.



Menor espesor del miembro conectado = 3/16 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 3/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

Espesor efectivo de la garganta = (0.707) (1/8 in) = 0.08837 in.

Capacidad de la soldadura por pulg = $\phi F_w = (0.75) (0.60 \times 70) (0.08837 \text{ in}) (1.0) = 2.78 \text{ kips/in}$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{17.97 \text{ kips}}{2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 6.46 \text{ in} \cong 7 \text{ in}$$

Esto es para la carga total en los laterales.

Por lo tanto colocaremos soldadura de 3 1/2 in a cada lado.

4.1.8.3 Diseño de soldadura de los montantes. Conexiones B, C, D, E, F, H, I, J, K

Diseñaremos la soldadura para el miembro más esforzado, que corresponde a los miembros DE y HI, los cuales esta sometidos a una fuerza en compresión de 7.84 kips, por lo tanto, diseñaremos las soldaduras de estos miembros en las conexiones D, E, H e I, por ser más desfavorables.

Placa 3/16"

Miembros 2 L 2 X 2 X 1/8

$D = 2 \text{ in}$

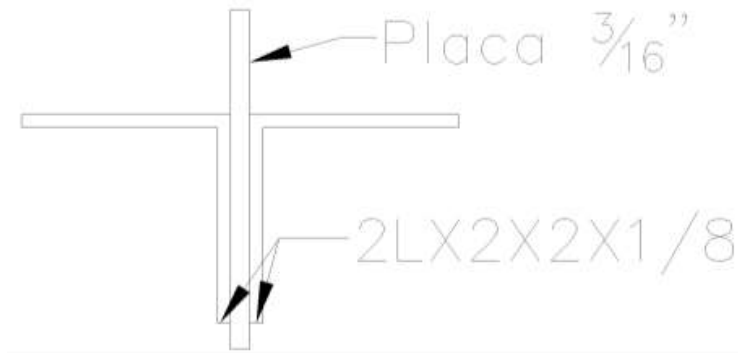
$\bar{Y} = 1 \text{ in}$

Cargas

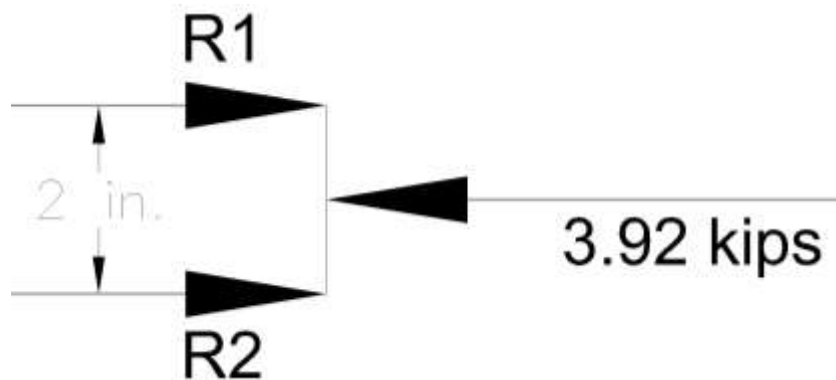
$P_u = 7.84 \text{ kips}$

$P_u/2 = 3.92 \text{ kips}$

Para el análisis de esta conexión, se debe tomar en cuenta que debido a que usamos ángulos dobles, diseñaremos para un lado, es decir, un ángulo de conexión y el P_u también será la mitad del requerido.



En el diagrama de cuerpo libre mostrado, se muestra las fuerzas involucradas y donde $R1$ y $R2$, son las resistencias de la soldadura en esos puntos.



Menor espesor del miembro conectado = $1/8 \text{ in}$

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = $1/8 \text{ in}$

Espesor máximo recomendado = $1/8 \text{ in}$

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

Espesor efectivo de la garganta = $(0.707) (1/8 \text{ in}) = 0.08837 \text{ in}$.

Capacidad de la soldadura por pulg. = $\phi F_w = (0.75) (0.60 \times 70) (0.08837 \text{ in}) (1.0) = 2.78 \text{ kips/in}$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{3.92 \text{ kips}}{2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 1.41 \text{ in} \cong 1.5 \text{ in}$$

Esto es para la carga total en los laterales.

Por lo tanto, colocaremos soldadura de 1" a cada lado

4.1.8.4 Diseño de soldadura de las diagonales. Conexiones C, D, E, F, I, H, K

Diseñaremos la soldadura para el miembro más esforzado que corresponde a las diagonales más esforzadas que son EF y FI, los cuales están sometidos a fuerzas en tensión de 10.56 kips, por lo tanto, diseñaremos las soldaduras de estos miembros en las conexiones E, F e I, por ser más desfavorables.

Placa 3/16"

Miembros 2 L 2 X 2 X 1/8

D = 2 in

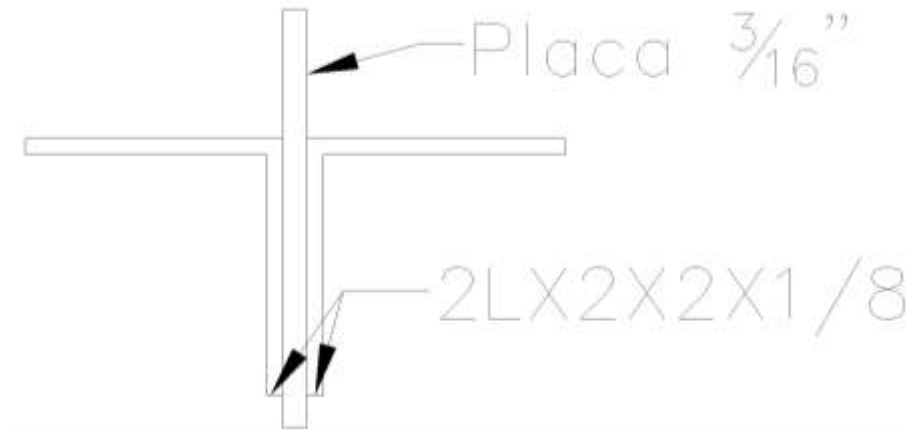
$\bar{Y} = 1 \text{ in}$

Cargas

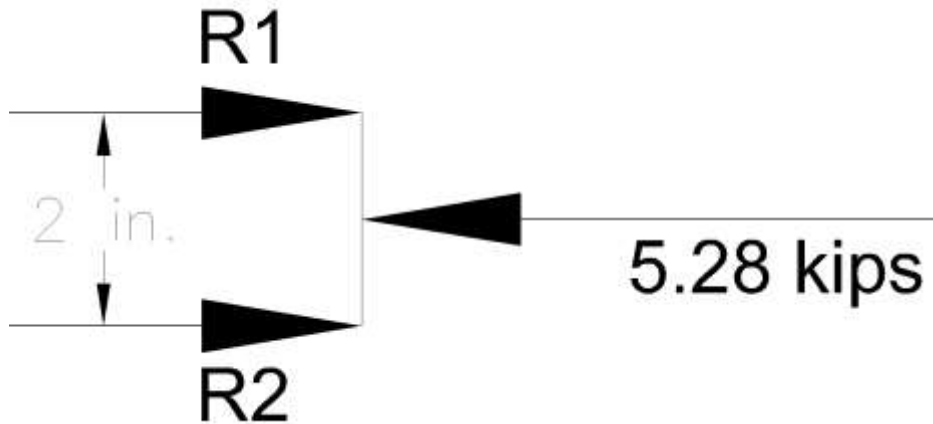
$P_u = 10.56 \text{ kips}$

$P_u/2 = 5.28 \text{ kips}$

Para el análisis de esta conexión, se debe tomar en cuenta que debido a que usamos ángulos dobles, diseñaremos para un lado, es decir, un ángulo de conexión y el P_u también será la mitad del requerido.



En el diagrama de cuerpo libre mostrado, se muestra las fuerzas involucradas y donde R1 y R2, son las resistencias de la soldadura en esos puntos.



Menor espesor del miembro conectado = 1/8 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 1/8 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

Espesor efectivo de la garganta = $(0.707) (1/8 \text{ in}) = 0.08837 \text{ in}$.

Capacidad de la soldadura por pulg. = $\phi F_w = (0.75) (0.60 \times 70) (0.08837 \text{ in}) (1.0) = 2.78 \text{ kips/in}$

$$Longitud\ necesaria = \frac{5.28\ kips}{2.78\ \frac{kips}{in}} = 1.89\ in \cong 2\ in$$

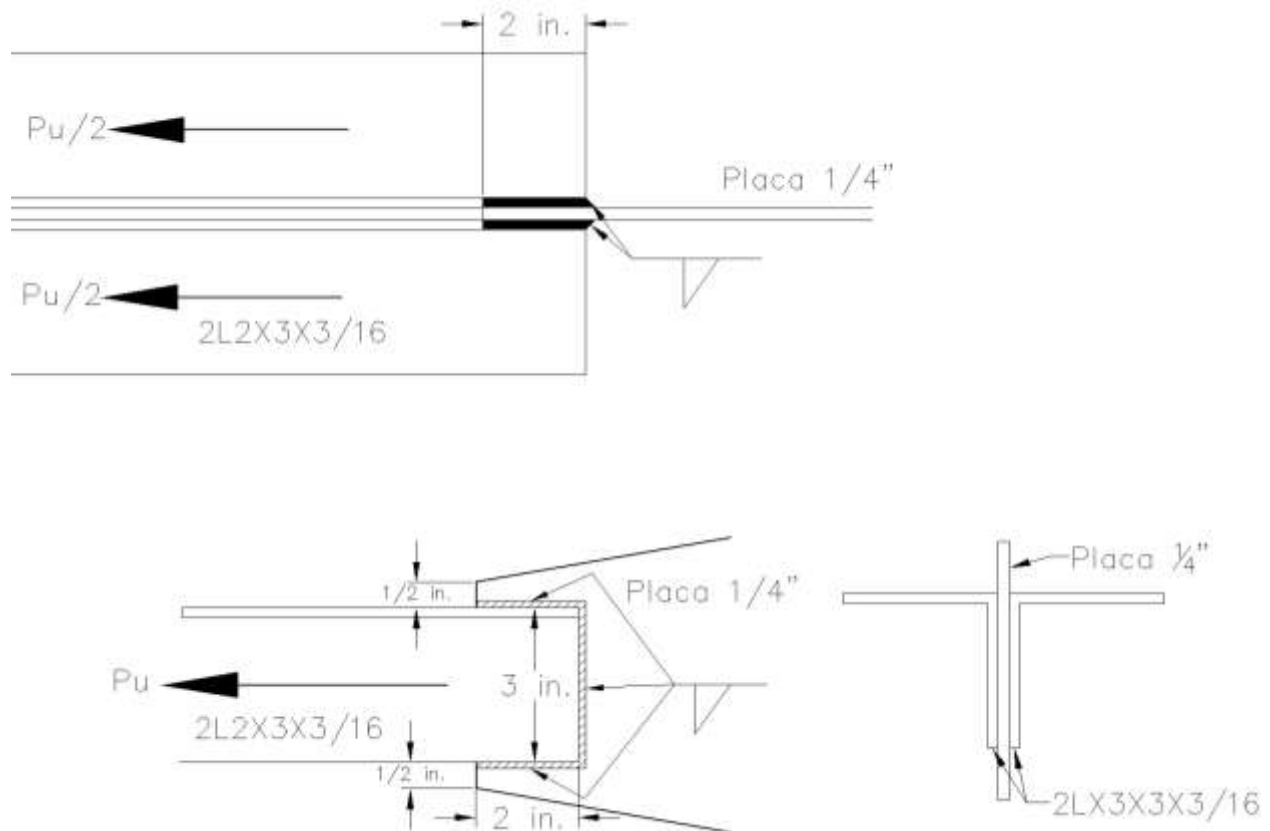
Esto es para la carga total en los laterales.

Por lo tanto, colocaremos soldadura de 1" a cada lado

4.1.9 Diseño de placas de conexión

Se diseñara la placa de conexión más desfavorable, es decir, donde hayan mayores solicitaciones en la estructuras, a partir de esto, verificaremos el espesor de placa necesario y este espesor, será el mismo para las demás placas, debido a que tiene que haber una separación constante entre los ángulos.

El área neta de la placa, se basa en la sección transversal mínima para soportar las solicitaciones de los miembros.



Ensayando placa de 1/4" con la cuerda superior.

Placa ¼"

Miembro 2L3X3X3/16

Pu = 38.25 kips

Encontrando

$$A_{gv} = 2 \left(\frac{1}{4} \right) (4) = 2 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = 2 \left(\frac{1}{4} \right) (3) = 1.5 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 2 \left(\frac{1}{4} \right) (4) = 2 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 2 \left(\frac{1}{4} \right) (3) = 1.5 \text{ in}^2$$

El numero 2 antes en estas áreas es debido a que la placa, esta sujeta a esfuerzos cortantes y/o esfuerzos de tensión en ambos lados de la placa debido a la soldadura en ambos lados.

Verificando desigualdad

$$F_u A_{nt} = (58)(1.5) = 87 \text{ kips} > 0.6 F_u A_{nv} = (0.6)(58)(2) = 69.6 \text{ kips}$$

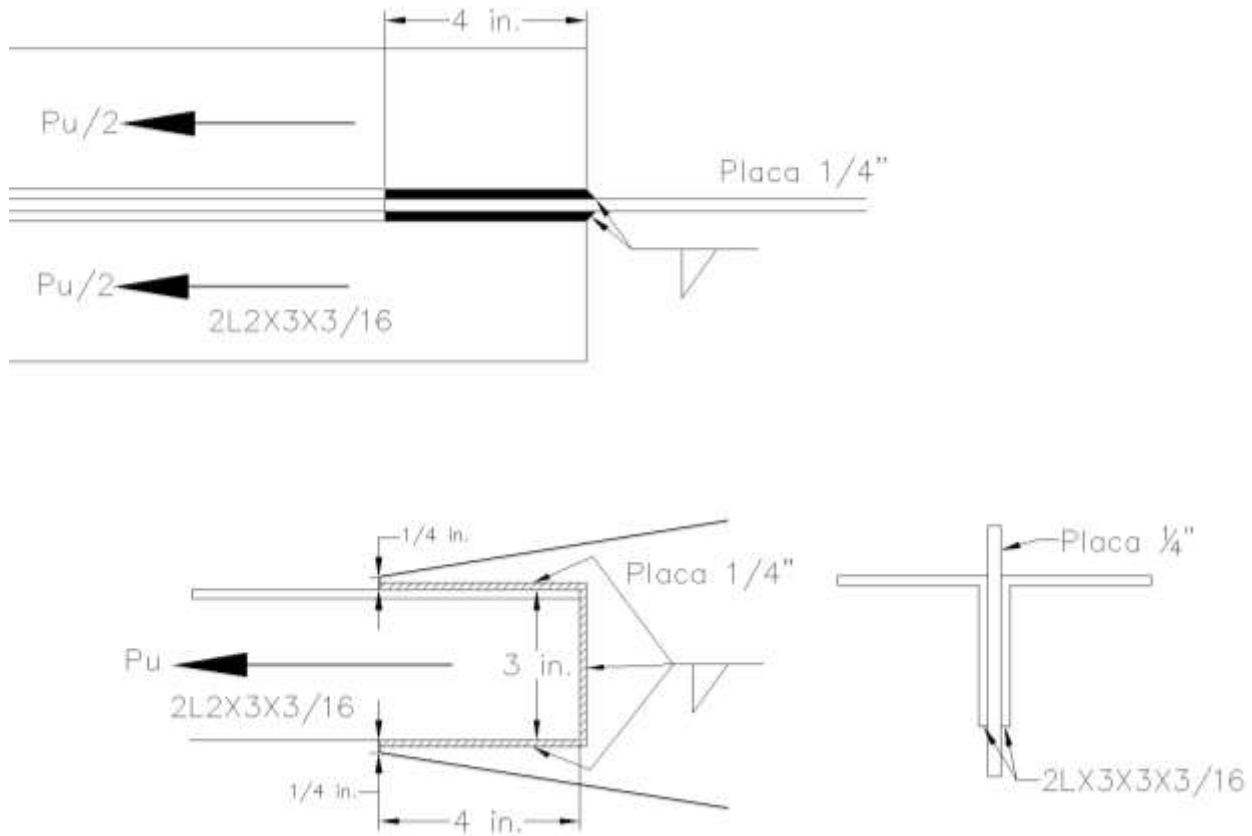
Por lo tanto, usaremos la ecuación J4-3a del LRFD

$$\phi F_y A_g = (0.9)(36) \left(\frac{1}{4} \times 4 \right) = 32.4 \text{ kips}$$

$$32.4 \text{ kips} < 38.25 \text{ kips}$$

La resistencia de diseño de la placa, es menor que el esfuerzo requerido para ese miembro. Esto significa que la placa, en las partes a tensión falla, entonces, lo que haremos, será aumentar la soldadura en los laterales de los ángulos, para que predomine el cortante en la desigualdad en la que se verifica la fluencia. Otra medida, sería aumentar el grosor de la placa, pero sería antieconómico debido a que analizando la sección más crítica, se sobredimensionen las otras conexiones, ya que el grosor de la placa será constante en las demás conexiones.

Otro aspecto, es que reduciremos los salientes de la placa, para que sea una sección más óptima, ya que los miembros de medidas 2L3X3X3/16, están en la orilla de la armadura.



Estos diagramas muestran como lograr que la placa absorba más fuerza cortante de los laterales.

Encontrando

$$A_{gv} = 2 \left(\frac{1}{4} \right) (8) = 4 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = 2 \left(\frac{1}{4} \right) (3) = 1.5 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 2 \left(\frac{1}{4} \right) (8) = 4 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 2 \left(\frac{1}{4} \right) (3) = 1.5 \text{ in}^2$$

Verificando desigualdad

$$F_u A_{nt} = (58)(1.5) = 87 \text{ kips} > 0.6 F_u A_{nv} = (0.6)(58)(4) = 139.2 \text{ kips}$$

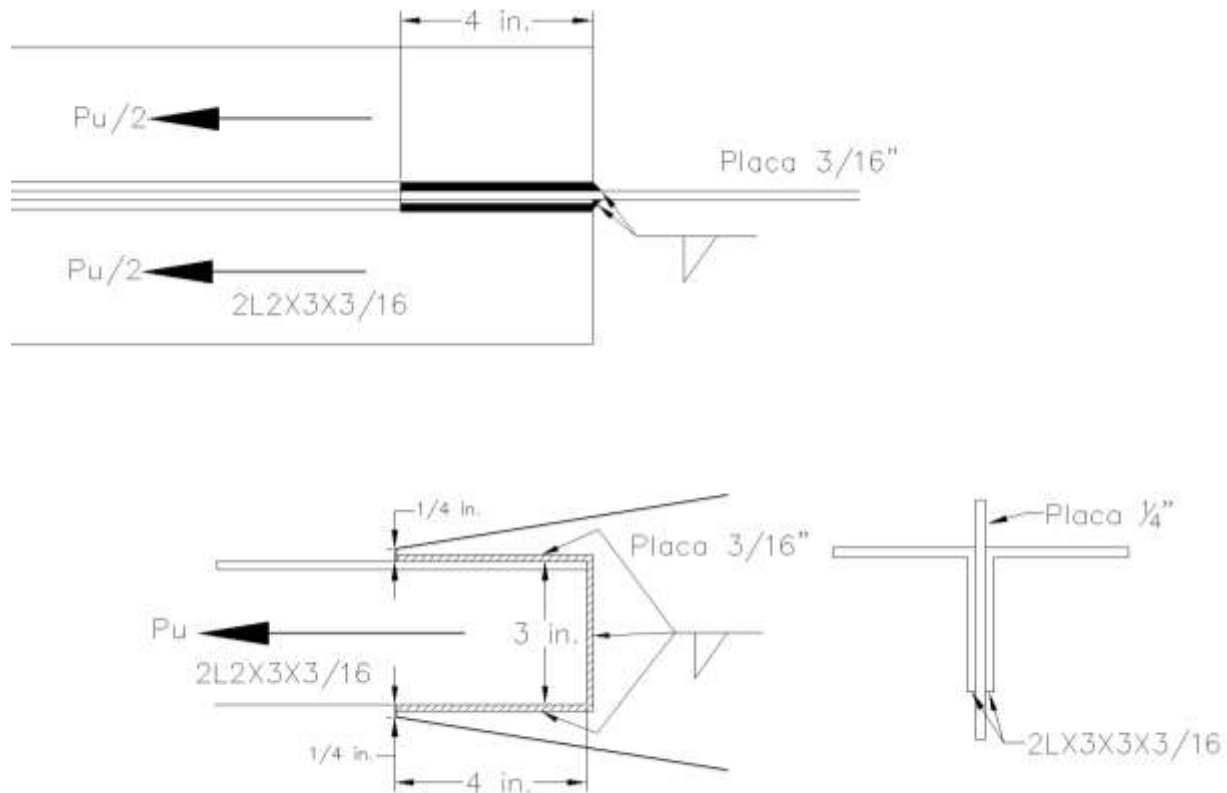
Por lo tanto, usaremos la ecuación J4-3b del LRFD

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] = 0.7 [0.6(58)(4) + (36)(1.5)] = 144.9 \text{ kips}$$

$$144.9 \text{ kips} > 38.25 \text{ kips} \text{ OK}$$

Las placas de 1/4" resultaron ser excesivas para los esfuerzos dados, por lo tanto, para optimizar el diseño, probaremos el diseño con una placa más delgada de 3/16".

El área neta de la placa, se basa en la sección transversal mínima para soportar las solicitaciones de los miembros.



Ensayando placa de 3/16" con la cuerda superior.

Placa 3/16"

Miembro 2L3X3X3/16

$P_u = 38.25$ kips

Encontrando

$$A_{gv} = 2 \left(\frac{3}{16} \right) (4) = 1.5 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = 2 \left(\frac{3}{16} \right) (3) = 1.125 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 2 \left(\frac{3}{16} \right) (4) = 1.5 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 2 \left(\frac{3}{16} \right) (3) = 1.125 \text{ in}^2$$

Verificando desigualdad

$$F_u A_{nt} = (58)(1.5) = 87 \text{ kips} > 0.6 F_u A_{nv} = (0.6)(58)(4) = 139.2 \text{ kips}$$

Por lo tanto, usaremos la ecuación J4-3b del LRFD

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] = 0.7 [0.6(58)(1.5) + (36)(1.125)] = 648.9 \text{ kips}$$

$$64.89 \text{ kips} > 38.25 \text{ kips} \text{ OK}$$

Por lo tanto, usaremos placas de 3/16" en todas las placas, la geometría de cada placa, será definida de acuerdo a las soldaduras y la cantidad de conexiones a realizar.

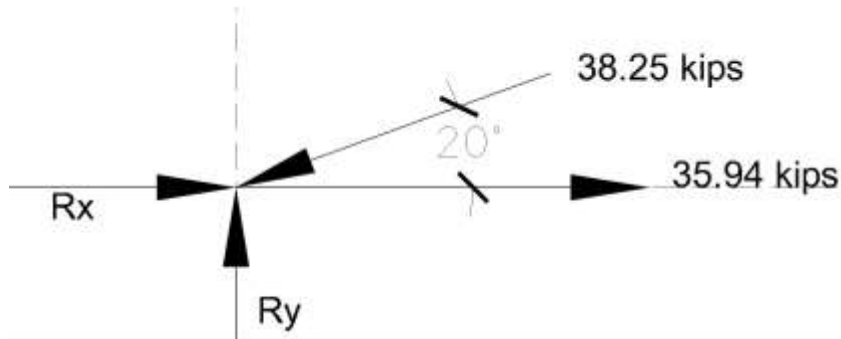
4.1.10 Diseño de placa de apoyo

Las placas de apoyo a diseñar, son las que se encuentran en los apoyos, y son las que interactúan con la estructura principal, tomando en cuenta columnas de concreto de dimensiones 0.50 x 0.50, y una altura de 5 m.

Esta placa, ira soldada a la cuerda inferior.

Entre las consideraciones, para este diseño, lo que se realizara es encontrar las resultantes como componentes x e y, y se diseñara, para la componente en y como placa cargada en el plano perpendicular, y para la componente x, como placa sometida a tensión. Para esto, se tomaran en cuenta sólo las fuerzas de los miembros en este punto.

El siguiente diagrama de cuerpo libre, ejemplifica las fuerzas de los miembros en el apoyo, también llamado conexión A.



Encontrando reacciones Rx y Ry

$$\Sigma F_y \uparrow = -38.25 \sin(20^\circ) + R_y$$

$$R_y = 13.08 \text{ kips}$$

$$\Sigma F_x \rightarrow = -38.25 \cos(20^\circ) + 35.94 + R_x$$

$$R_x = 0$$

4.1.10.1 Diseño por compresión en placa de apoyo

La excentricidad en la placa, la suponemos cero porque estamos considerando solo una carga puntual sobre la placa, la cual será distribuida hacia las columnas. Además para considerar una excentricidad diferente de cero, tendríamos que considerar los momentos involucrados en este punto (flexo compresión). En este punto, solo consideramos compresión en la placa.

Datos:

Columna: $0.50 \times 0.50 \text{ m} \approx 19.69 \times 19.69 \text{ in.}$

$P_u = 13.08 \text{ kips}$

$F'_c = 3 \text{ ksi}$

$F_y = 36 \text{ ksi}$

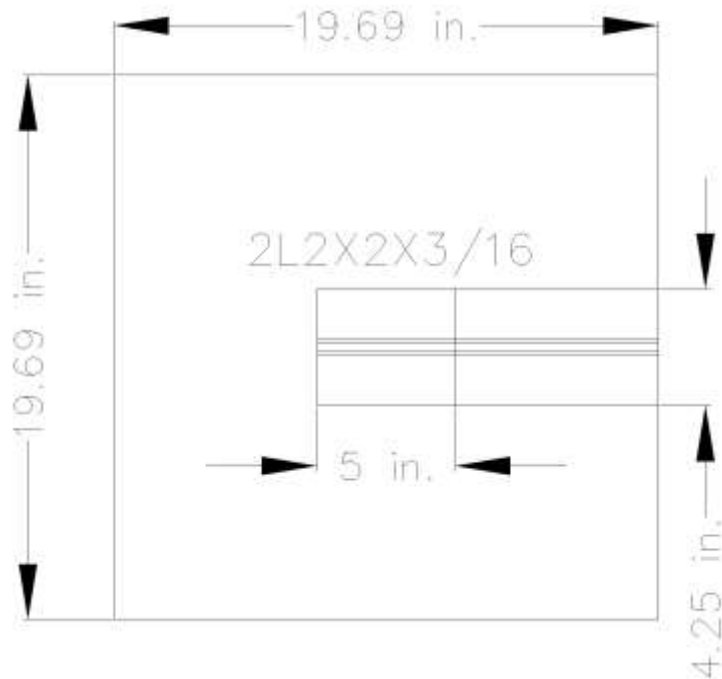
Estableciendo dimensiones de armadura sobre apoyo

Debido a que normalmente, tenemos sobre la placa, otra columna de dimensiones fijas, para este caso de la armadura, encontraremos unas medidas que se ajusten a la superficie que cubre la armadura sobre la columna.

El ancho de la armadura, tomando en cuenta los dos ángulos y la placa de conexión es:

$$\text{Ancho de armadura sobre apoyo } (b_f) = 2(2) + \frac{1}{4} = 4.25 \text{ in.}$$

El largo, d , lo supondremos de 5 in. Y tomaremos como una colocación de la siguiente manera:



En la dimensión larga de la armadura, d , suponemos solo 5 in., ya que, cuando la armadura cargue, sobre la placa, solo la parte encima de la placa, transmitirá las cargas, y la sección que viene de los bordes quedará separada de la placa, y no transmitirá esfuerzos.

Encontrando el área de soporte de concreto:

Para este caso, se supondrá que toda la columna es área suficiente para soportar los esfuerzos, tomando en cuenta que de antemano sabemos que la placa, resultara en unas dimensiones mucho menores que toda la dimensión de la columna.

$$A_1 = (19.69 \times 19.69)in = 387.69 in^2$$

Ahora calculamos las posibles áreas de la placa en base a las siguientes formulas:

$$A_2 = \frac{1}{A_1} \left(\frac{Pu}{\phi_c 0.85 f'_c} \right)^2 = \frac{1}{387.69} \left(\frac{13.08 \text{ kips}}{0.6 \times 0.85 \times 3 \text{ ksi}} \right)^2 = 0.1885 in^2$$

$$A_3 = \frac{Pu}{\phi_c 1.7 f'_c} = \frac{13.08 \text{ kips}}{0.6 \times 1.7 \times 3} = 4.27 in^2$$

$$A_4 = b_f \times d = 4.25 \times 5 = 21.25 in^2$$

Donde:

$\phi_c = 0.6$, coeficiente por aplastamiento del concreto

De estas últimas tres ecuaciones, escogemos la mayor.

Cuando P_u es muy alto, las áreas A_2 y A_3 son mucho mayores que A_4 y cuando P_u es muy pequeño, las áreas A_2 y A_3 son menores que A_4 . En este caso se tomará $A_4 = 21.25 \text{ in}^2$, debido a que es el área de mayor magnitud, puesto que P_u es muy pequeño.

Optimizando las dimensiones de la placa.

Las dimensiones de la placa base se optimiza cuando $m = n$ y con ella se obtiene el espesor mínimos de la placa.

Primero encontramos Δ

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{(0.95)(5) - (0.8)(4.25)}{2} = 0.675 \text{ in}$$

Ahora procedemos a encontrar N y B

$$N = \sqrt{A_4} + \Delta = \sqrt{21.25} + 0.675 = 6 \text{ in}$$

$$B = \frac{A_4}{N} = \frac{21.25}{5.28} = 4.02 \text{ in. como es menor a } b_f, \text{ tomamos } 5 \text{ in}$$

Ahora calculamos n y m

$$m = \frac{6 \text{ in} - (0.95 \times 5 \text{ in})}{2} = 0.625 \text{ in}$$

$$n = \frac{5 \text{ in} - (0.95 \times 4.25 \text{ in})}{2} = 0.48 \text{ in}$$

Ahora calculamos el espesor de la placa

$$t_p = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = 0.625 \sqrt{\frac{2 \times 13.08}{0.9 \times 36 \times 5 \times 6}} = 0.1025 \text{ in}$$

Según los 0.1025 dados, eso equivale a una placa de grosor 1/8", debido a que los miembros a conectarse serán de 3/16, también usaremos placa de 3/16".

4.1.10.2 Diseño de Pernos en placa de apoyo

Consideraremos tornillos A325 de 3/4 in

De acuerdo a la tabla J3-4 AISC, encontramos la distancia mínima al borde.

Según dice que para bordes recortados mecánicamente, la distancia mínima es de $1 \frac{1}{4}$

Resistencia de diseño de tornillos en cortante simple sobre placa de 3/16 in.

$$\text{Resistencia de tornillo en cortante simple} = \phi(0.785)(17) = (1.0)(0.785)(17) = 13.35 \text{ kips}$$

$$\text{Número de tornillos necesarios} = \frac{35.94 \text{ kips}}{13.35 \text{ kips}} = 2.69$$

Por simetría, colocaremos 2 pernos de 3/4" a cada lado. Con una separación entre centro a centro de 2 1/2 in, la cual es mayor que 3d estipulado por el LRFD.

Los orificios en la placa, serán 1/8 mayores que el diámetro de los pernos.

4.1.10.3 Diseño por tensión en la placa.

Tenemos que considerar los esfuerzos por esfuerzos de tensión en la placa, como ya habíamos diseñado la soldadura para este miembro, solo corroboramos la placa que hemos diseñado para estos esfuerzos.

Placa 3/16"

$$P_u = 35.94 \text{ kips}$$

Encontrando

$$A_{gv} = \left(\frac{3}{16}\right)(10) = 1.88 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = \left(\frac{3}{16}\right)(9.25) = 1.73 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = \left(\frac{3}{16}\right)\left(10 - \left(2 \times \frac{7}{8}\right)\right) = 1.22 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = \left(\frac{3}{16}\right)\left(9.25 - \left(2 \times \frac{7}{8}\right)\right) = 1.41 \text{ in}^2$$

$$F_u A_{nt} = (58)(1.41) = 81.78 \text{ kips} > 0.6 F_u A_{nv} = (0.6)(58)(1.22) = 42.46 \text{ kips}$$

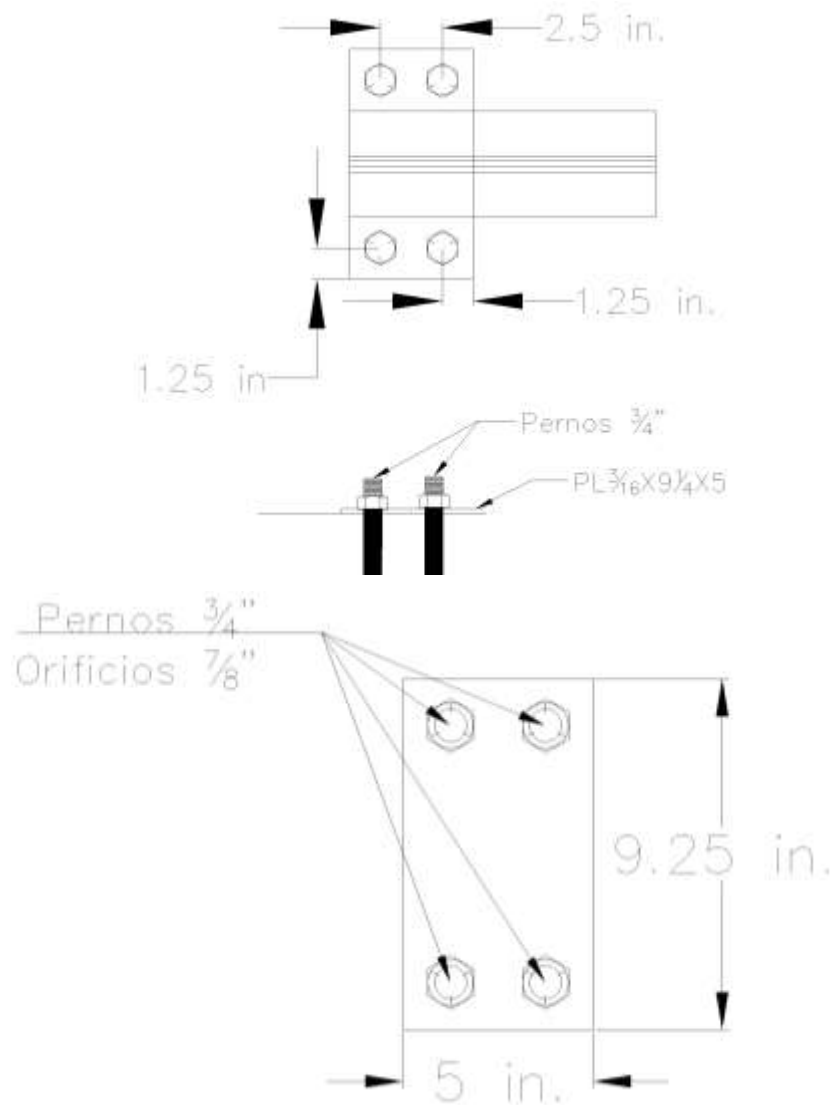
Por lo tanto, usaremos la ecuación J4-3a del LRFD

$$\phi F_y A_g = (0.9)(36)\left(\frac{3}{16} \times 9.25\right) = 56.19 \text{ kips}$$

$$56.19 \text{ kips} > 35.95 \text{ kips OK}$$

4.1.10.4 Diseño Final de la placa

Usaremos placa PL 3/16 X 9 1/4 x 5, como se muestra a continuación



4.1.11 Consideraciones en planos

A la hora de diseñar los planos, tenemos que tener en cuenta, la colocación de los ángulos. Debemos tomar en cuenta que los ángulos, al tener el ala sobresaliendo, es una complicación para su colocación ya que debemos considerar ese espacio.

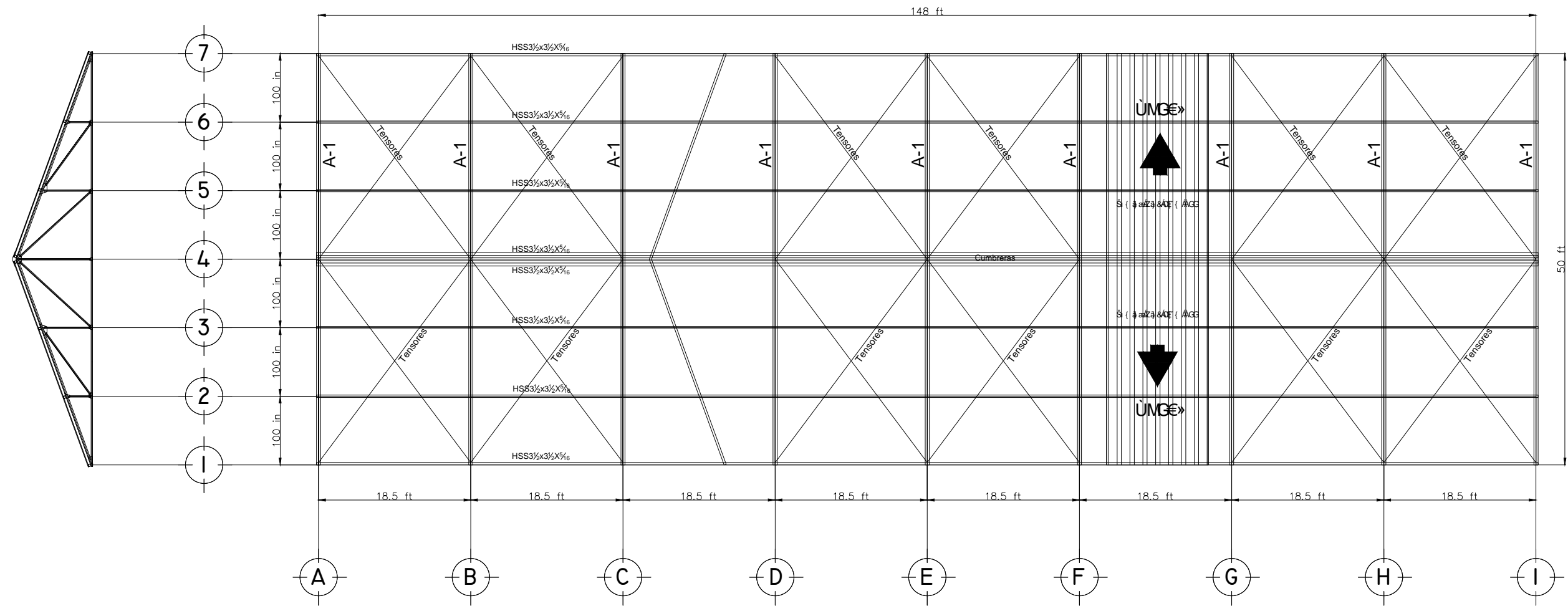
Como recomendación consideramos que para facilitar el dibujado el siguiente orden:

1. Las cuerdas superiores e inferiores. Simplemente, por ser la estructura principal.

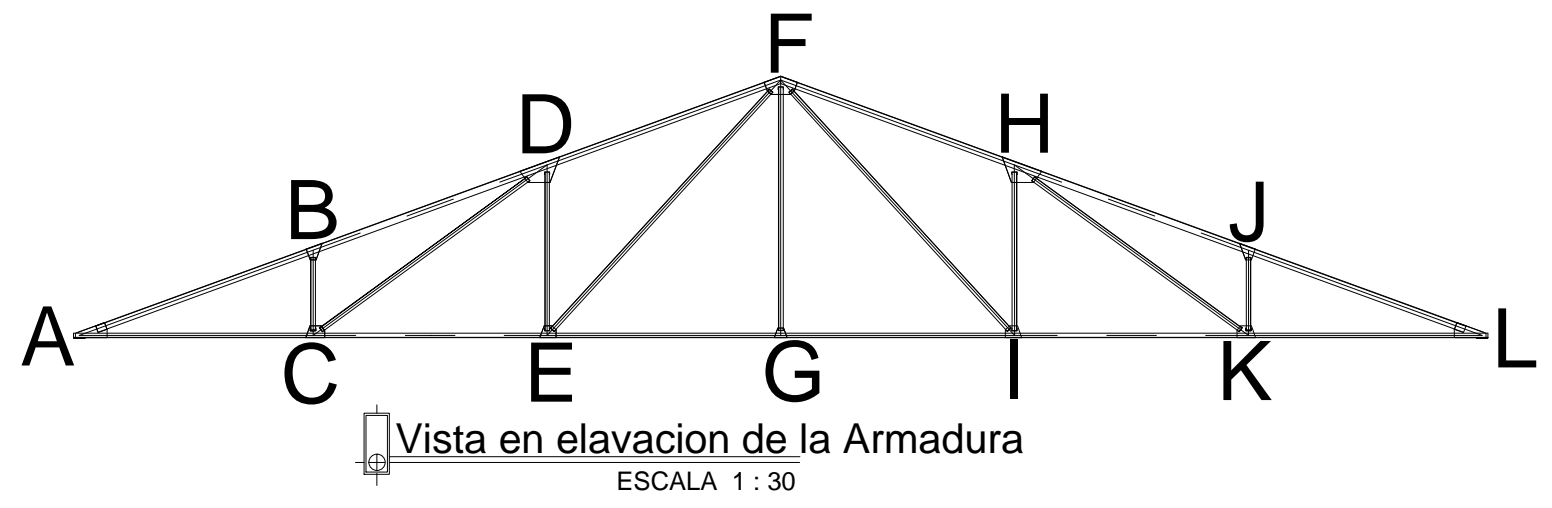
Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica de Forma Manual


2. El nudo más congestionado de miembros, por ejemplo, en la armadura Pratt de este diseño, el nudo en la cumbrera tiene 5 miembros con los que hay que lidiar. En algún otro tipo de armadura, puede ser otro nudo.
3. En el Nudo F, considerar que las diagonales son las que soportan las cargas, y que el montante, solo es para dar estabilidad, ya que, como se demostró en el análisis estructural es un miembro con carga cero. Debido a esto, dar prioridad a las diagonales en ese nudo.

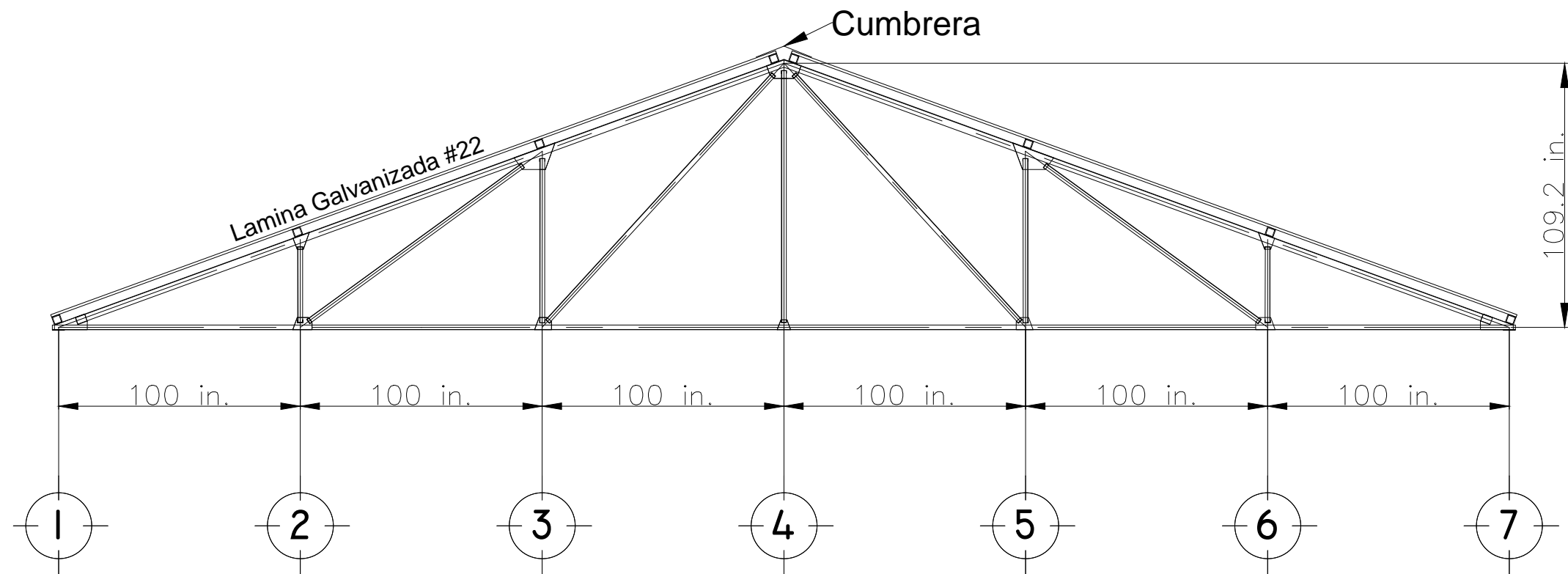
4.1.12 Planos estructurales



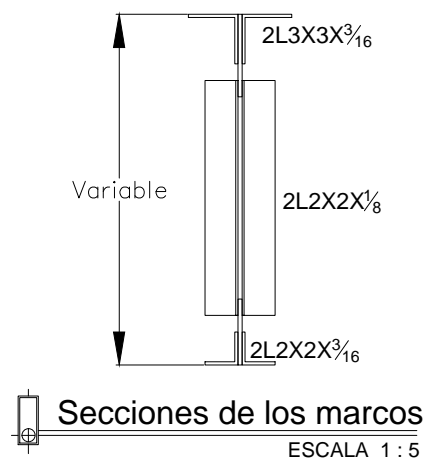
Planta Estructural de techo
 ESCALA 1 : 60



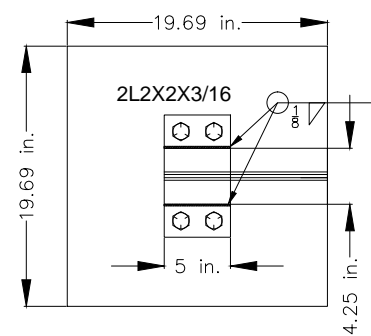
| | | |
|---|--|---|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL ÒÒÙÈÚVCE ÒP VUÁÒÁÒ ÒÒP ÒÙ CEYÁÙÈÚWQÒÒVWÜCE | |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR |
| Contenido: PLANTA ESTRUCTURAL DE TECHO Y DIAGRAMA DE ARMADURA | | |
| Escalas: INDICADAS | Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ | |
| | | J qlc'P Á 1/3 |



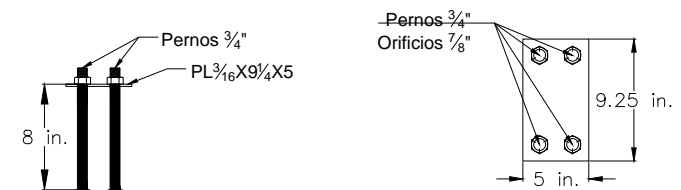
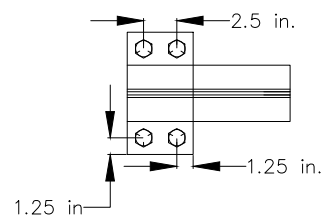
ESCALA 1 : 20




Secciones de los marcos
ESCALA 1 : 5

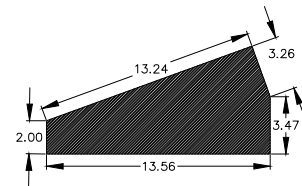


Detalles de apoyos de armaduras A y L
ESCALA 1 : 5

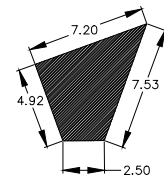


Detalles de Pernos y placa en apoyos
ESCALA 1 : 5

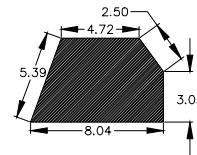
| | | |
|---|--|---|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR | |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR |
| Contenido: ELEVACION ARMADURA, SECCION DE MARCOS Y APOYOS | | |
| Escalas: INDICADAS | Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ | UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR 2 / 3 |



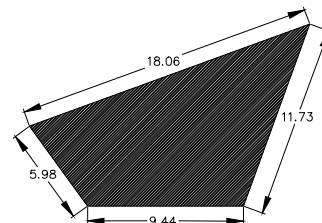
Placa PC1



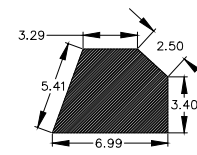
Placa PC2



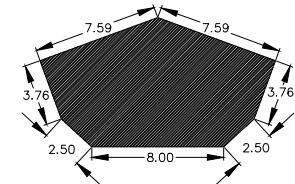
Placa PC3



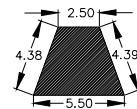
Placa PC4



Placa PC5



Placa PC6

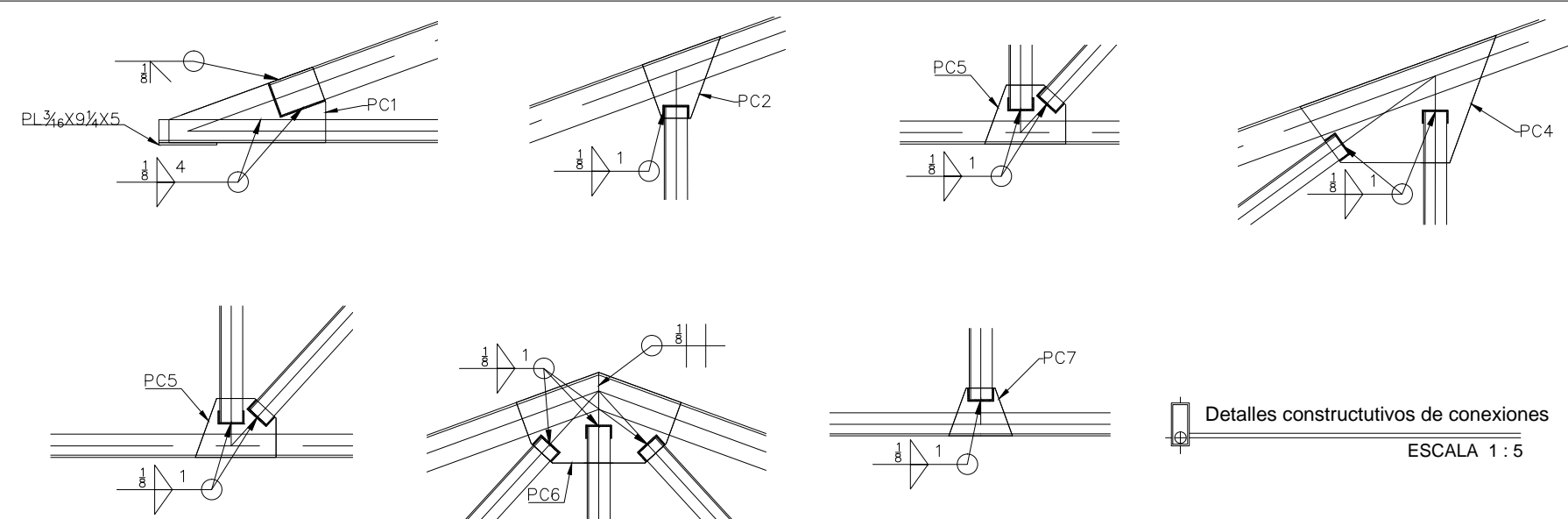


Placa PC7

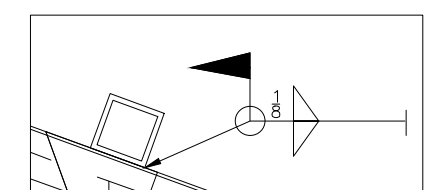
Diagramas de placas
ESCALA 1 : 4

- Utilizar acero A-36 para todos los elementos estructurales.
- Electrodo E-70XX en todas las soldaduras
- Soldadura SMAW protegido.
- Todas las dimensiones son en pulgadas.
- Pernos A325

| Cuadro de detalle de soldadura | |
|--------------------------------|--|
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado cercano |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en ambos lados y 2 pulgadas de longitud |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado lejano alrededor del elemento |



Detalles constructivos de conexiones
ESCALA 1 : 5



Conexiones de polines
ESCALA 1 : 4

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

F G R C T V C O G P V Q F G R I G P K G T C I C T S W K G E V W T C

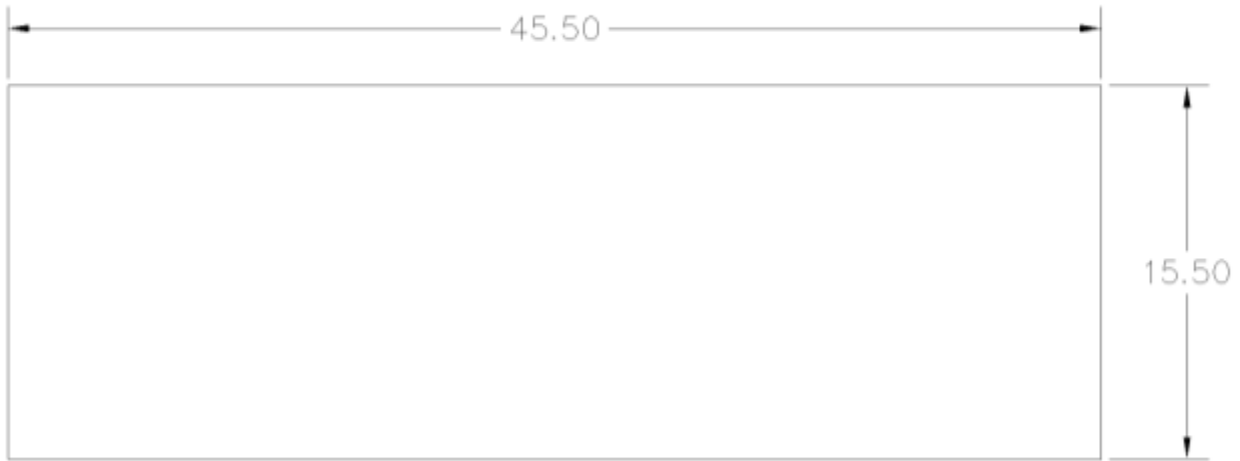
Contenido:
CONEXIONES Y PLACAS

| | |
|-----------------------|--|
| Escalas: INDICADAS | Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ |
|-----------------------|--|

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
J q l c P A

4.2 Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

Realizar el diseño para la estructura de techo para un taller en un espacio libre con las dimensiones que se muestra en la figura ubicado en una zona urbana de San Miguel y cuyas dimensiones de columnas son: altura a definir, dimensiones 0.50x0.50. Unidades en metros.



4.2.1 Consideraciones básicas

Como se muestra en la figura, obviamente se diseñara la armadura de acero para la dimensión de 15 metros, dejando los marcos espaciados a lo largo de la dimensión de 45 metros.

La selección de la estructura de techo, depende de los factores que se vieron en la *sección 2.1.8.1 (Factores que pueden afectar la elección de la estructura de soporte de techo)*.

Hay que aclarar que debido a que ejemplificaremos el uso de armaduras metálicas, necesitamos una pendiente en las aguas a un ángulo que facilite los cálculos. Para este ejemplo, usaremos una pendiente de 20°

Selección de cubierta. La cubierta, por razones de conveniencia usaremos lámina galvanizada acanalada calibre 26, por ser común en el mercado.

La distancia a la que irán los marcos de la estructura principal (armaduras) será determinada por la resistencia de los largueros que conectarán las armaduras

4.2.1.1 Largueros

Configuración de largueros

Lo primero que se ve necesario es definir el tipo de configuración de los largueros de acuerdo a las disposiciones establecidas en la sección 3.4.4.1 (Configuración de Largueros).

Para este caso, elegiremos la disposición de larguero y cubierta como se muestra en la Figura 3-7. Techo formado por largueros y cubierta. y se muestra a continuación.

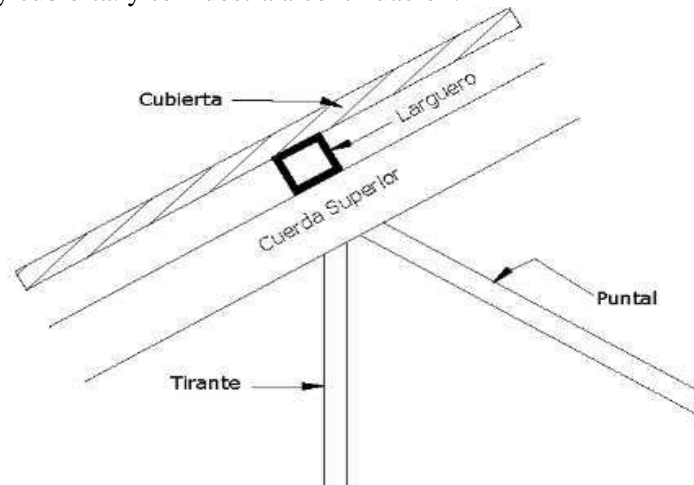


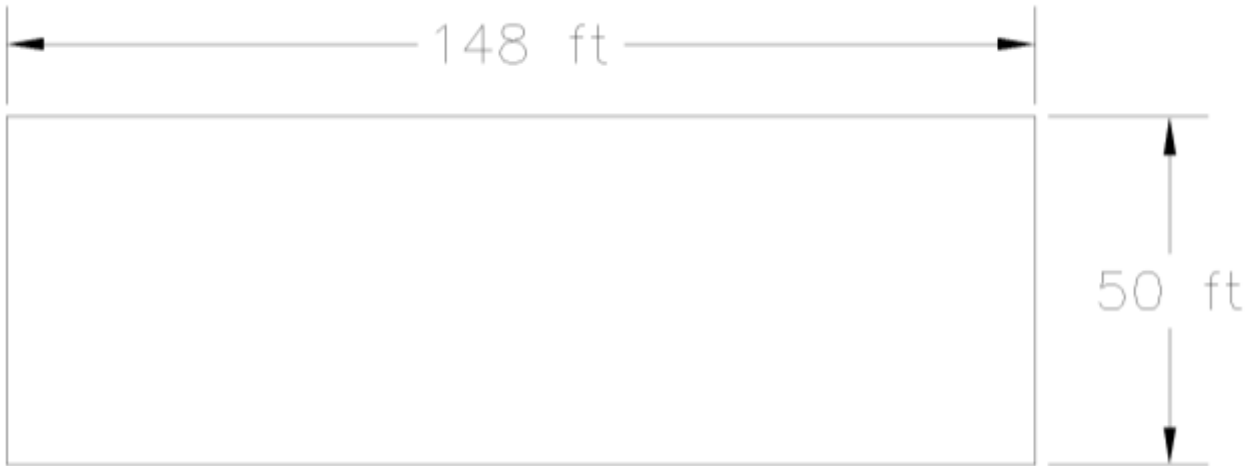
Figura 4-2. Techo formado por largueros y cubierta.

Espaciamiento de largueros

Luego tenemos que determinar el espaciamiento de largueros, de acuerdo a las disposiciones 3.4.4 (Análisis y diseño de largueros).

Las distancias por conveniencia no deben ser mayores de 6 metros (19.68 ft). Esto es debido a que esta es la distancia estándar en el mercado local. Esto es así, a menos que se haga pedido especial o se hagan los elementos soldados, lo que puede hacer más difícil el diseño y se pierde tiempo en obra o se decida cambiar la disposición de largueros a vigas secundaria también de tipo vigas de alma abierta.

Para facilitar el diseño, trabajaremos con unidades del sistema ingles y determinamos las medidas a partir de las dadas en el sistema métrico y obtenemos las medidas siguientes:



Para encontrar la distancia entre marcos, tomamos la distancia a cubrir, en nuestro caso 148 ft, y luego, dividimos entre la máxima distancia disponible, esto nos dará el número de claros entre marcos principales. La distancia disponible, depende de las distancias máximas de largueros, como habíamos mencionado, son de 6 metros, para efectos prácticos, establecemos que esta distancia no debe ser mayor de 19 ft.

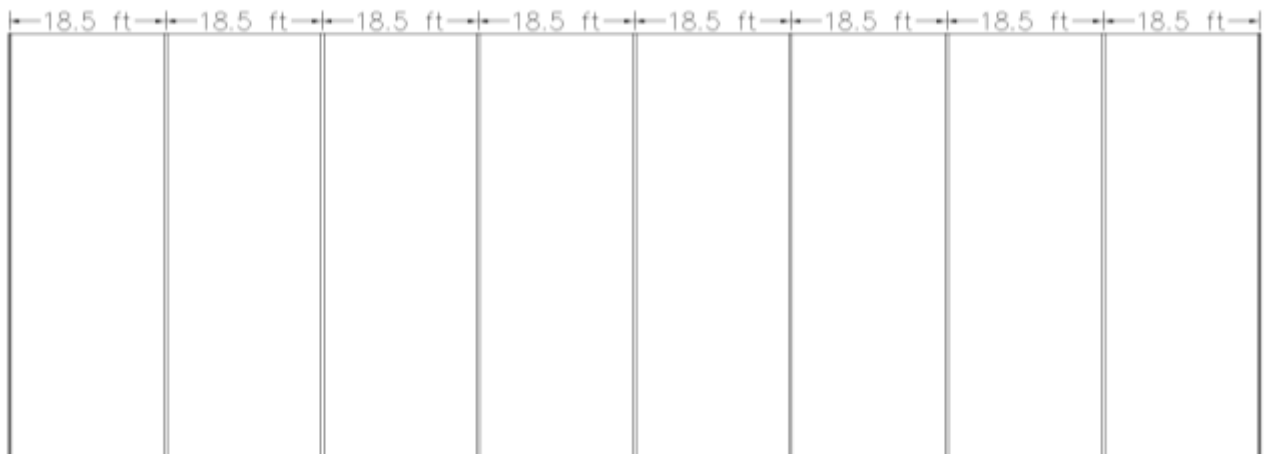
$$\#claros = \frac{l}{l \text{ larguero max}} = \frac{148}{19} = 7.79 \text{ claros}$$

Para obtener un número de claros enteros, modificamos la longitud máxima del largueros, en este caso reduciremos.

$$\#claros = \frac{l}{l \text{ larguero max}} = \frac{148}{18.5} = 8 \text{ claros}$$

Esto nos da 8 claros, espaciados a cada 18.5 ft, lo cual nos daría 9 marcos principales o estructuras principales.

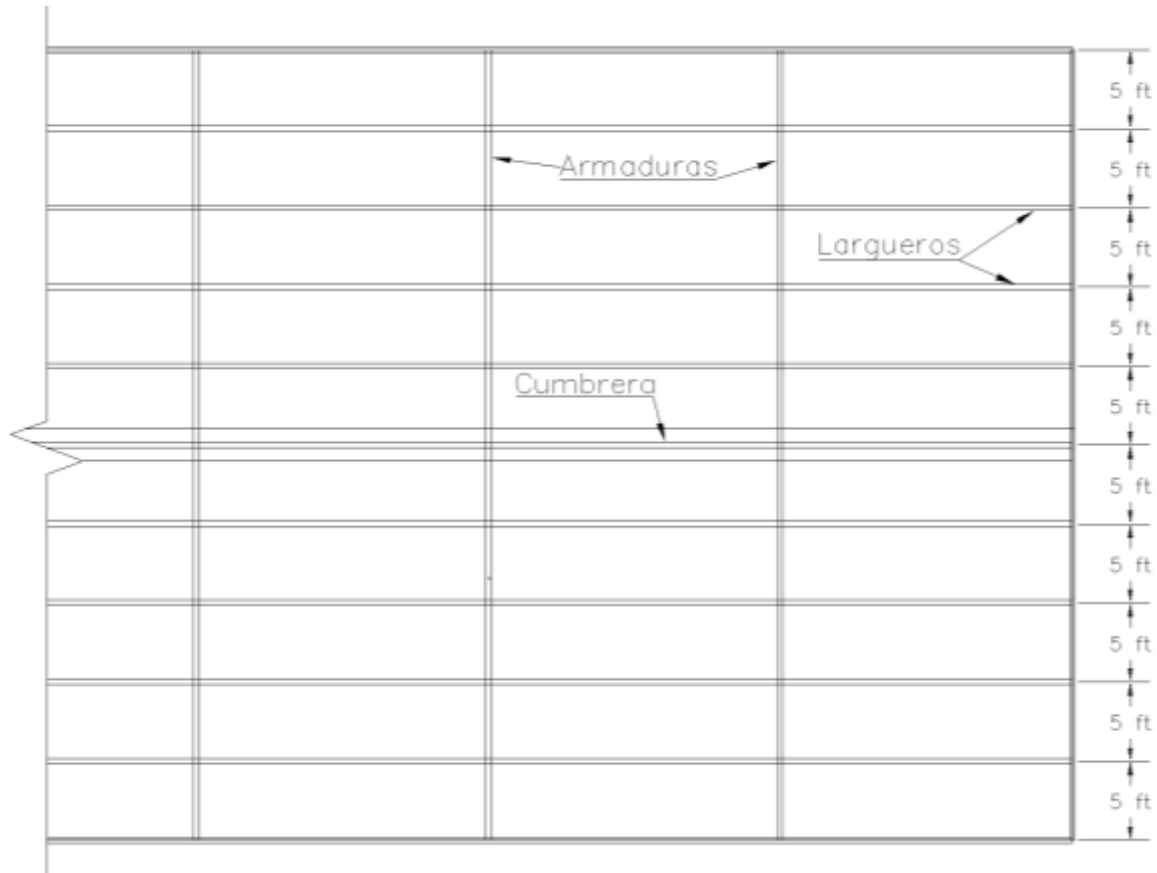
A continuación se muestra el diseño tomando en cuenta las distancias entre los marcos principales.



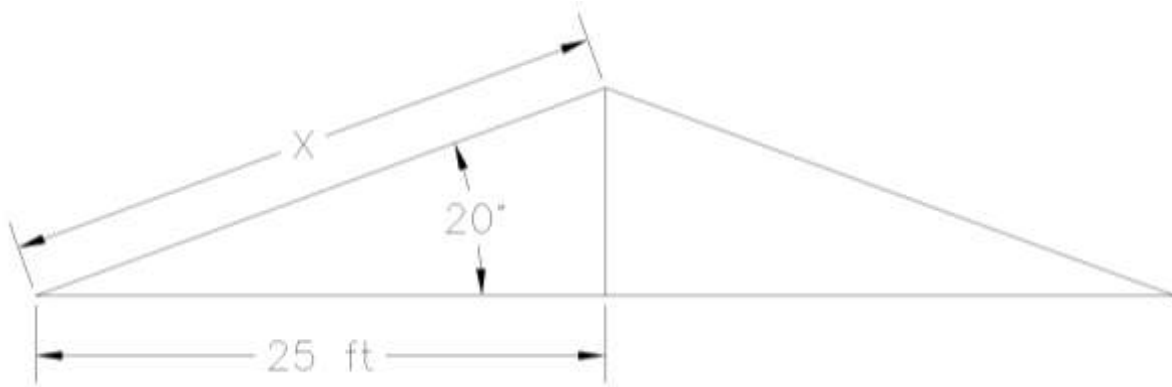
Separación entre nudos

Tomando en cuenta que se tendrán 8 paneles en total, o bien 5 paneles comprendidos a cada lado de las cuerdas

$$\text{Separación entre nudos} = \frac{\text{Cuerda}}{\# \text{ de paneles}} = \frac{25\text{ft}}{5} = 5 \text{ ft}$$



La separación anterior es para la cuerda inferior, pero para encontrar el área tributaria necesitaremos encontrar estas distancias en la cuerda superior, ya que debido a su inclinación las dimensiones son mayores.



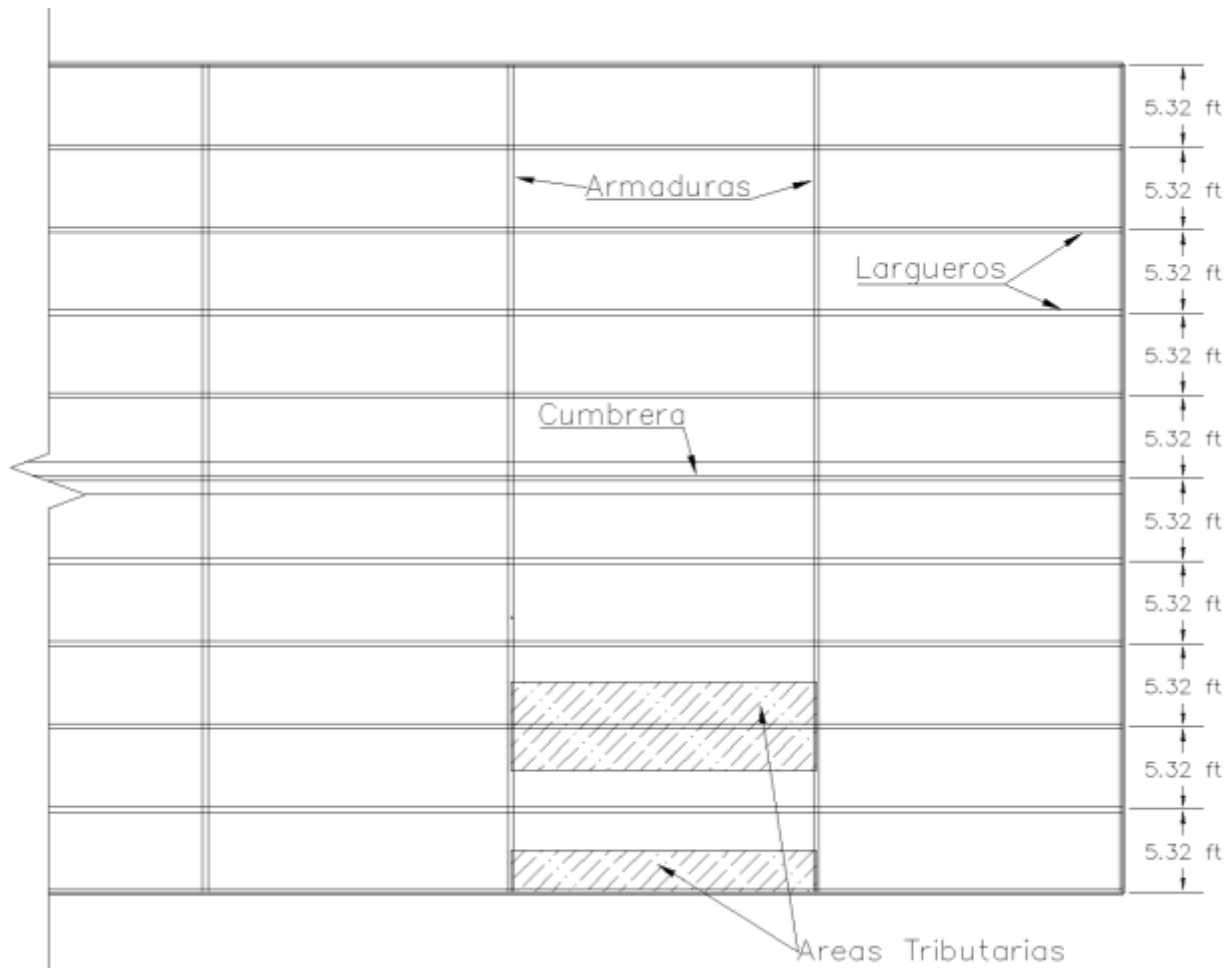
$$\cos 20^\circ = \frac{25}{x}$$

$$x = \frac{25}{\cos 20^\circ} = 26.60 \text{ ft}$$

$$\text{Separación entre nudos} = \frac{\text{Cuerda}}{\# \text{ de paneles}} = \frac{26.60 \text{ ft}}{5} = 5.32 \text{ ft}$$

Área Tributaria para largueros

Dependiendo de los largueros, las áreas tributarias difieren. Esto depende mayormente de la ubicación de los largueros, ya que los largueros ubicados en las orillas, tendrán menores áreas tributarias, aunque esto no quiere decir que sean menores cargas, ya que normalmente es en las orillas donde se colocan cargas. Para ejemplificar, los canales para desagüe se colocan en estos largueros. Como se muestra en la figura, se diseñará para la situación más desfavorable y corresponde a los largueros con mayores áreas tributarias.



$$\text{Área tributaria} = 5.32 \text{ ft} \times 18.5 \text{ ft} = 98.42 \text{ ft}^2$$

$$\text{Área tributaria en los extremos} = \frac{5.32}{2} \text{ ft} \times 18.5 \text{ ft} = 49.21 \text{ ft}^2$$

Presión Estática de Diseño

Según norma técnica para diseño por viento

$$P = C_p C_z K P_o$$

$C_p = 2.0$, armadura constituida por elementos planos

$C_z = 1.0$, hcolumnas + altura de techo ≤ 10 m.

$K = 1.0$, zona urbana, Zona B

$$P_o = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = (2.0)(1.0)(1.0) \left(30 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) = 60 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$P = 60 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \frac{2.2 \text{ lb}}{1 \text{ Kg}} \times \frac{(1 \text{ m})^2}{(3.28 \text{ ft})^2} = 12.27 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

Diseño de largueros

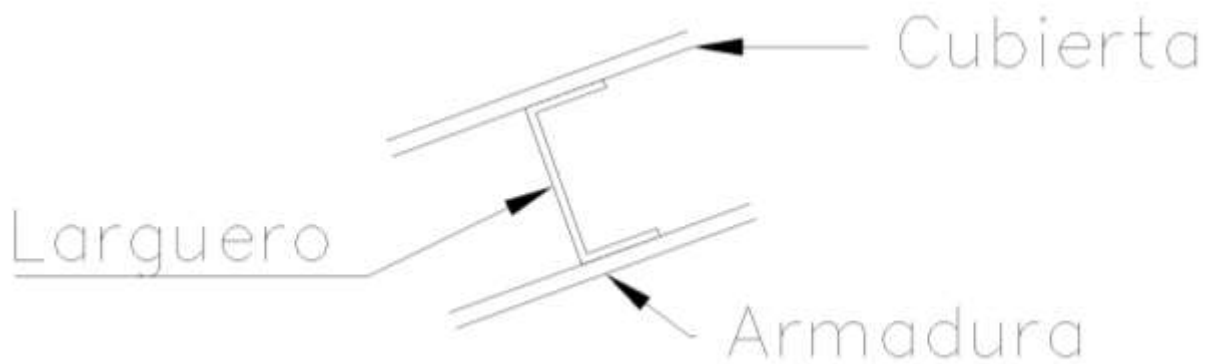
Encontrando combinaciones de carga según LRFD

Peso lamina acanalada galvanizada calibre 26 = 3.75 Kg/m² = 0.77 lb/ft

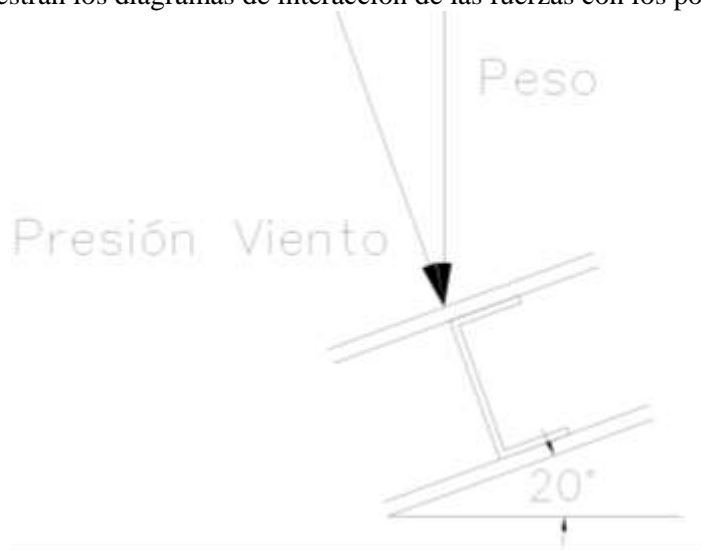
Estableciendo cargas

| | | |
|--|--|-----------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 26 | = Peso * Área tributaria = 0.77 lb/ft ² * 98.42 ft ² | 75.78 lb |
| Viento | = Presión de diseño * Área tributaria = 12.27 lb/ft ² * 98.42 ft ² | 1207.6 lb |
| Peso del larguero | = 10 lb/ft * 18.5 ft | 185 lb |

A continuación se muestra el diagrama de disposición de los largueros



A continuación se muestran los diagramas de interacción de las fuerzas con los polines



Para el diseño de los polines, solo consideraremos las fuerzas perpendiculares a la superficie, por lo tanto, se tomaran la fuerza de viento y la componente perpendicular de la componente del peso de la cubierta.

$$Fuerza \text{ en largueros} = 1207.6 \text{ lb} + 75.78 \cos 20^\circ + 185 = 1207.6 + 71.21 + 185 = 1463.81 \text{ lb}$$

Encontrando el Momento flexionante

$$M = \frac{Wl}{8} = \frac{1463.81 \text{ lb} (222 \text{ in})}{8} = 40620.73 \text{ lb} - \text{in}$$

Encontrando Modulo de Sección

$$S = \frac{M}{f} = \frac{40620.73 \text{ lb} - \text{in}}{20000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}} = 2.03 \text{ in}^3$$


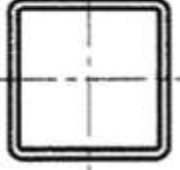


Table 1-12 (continued)
Square HSS
Dimensions and Properties



HSS4-HSS2

| Shape | Design Wall Thickness, <i>t</i> | Nominal Wt. | Area, <i>A</i> | <i>b/t</i> | <i>h/t</i> | <i>I</i> | <i>S</i> | <i>r</i> | <i>Z</i> | Workable Flat | Torsion | | Surface Area |
|------------|---------------------------------|-------------|----------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|--------------------------------|------------------|------------------|--------------|
| | | | | | | | | | | | <i>J</i> | <i>C</i> | |
| | in. | | | | | | | | | | in. ⁴ | in. ³ | |
| HSS4×4×1/2 | 0.465 | 21.50 | 6.02 | 5.60 | 5.60 | 11.9 | 5.97 | 1.41 | 7.70 | — | 21.0 | 11.2 | 1.20 |
| ×3/8 | 0.349 | 17.20 | 4.78 | 8.46 | 8.46 | 10.3 | 5.13 | 1.47 | 6.39 | 2 ⁵ / ₁₆ | 17.5 | 9.14 | 1.23 |
| ×5/16 | 0.291 | 14.78 | 4.10 | 10.7 | 10.7 | 9.14 | 4.57 | 1.49 | 5.59 | 2 ⁵ / ₈ | 15.3 | 7.91 | 1.25 |
| ×1/4 | 0.233 | 12.18 | 3.37 | 14.2 | 14.2 | 7.80 | 3.90 | 1.52 | 4.69 | 2 ⁷ / ₈ | 12.8 | 6.56 | 1.27 |
| ×3/16 | 0.174 | 9.40 | 2.58 | 20.0 | 20.0 | 6.21 | 3.10 | 1.55 | 3.67 | 3 ³ / ₁₆ | 10.0 | 5.07 | 1.28 |
| ×1/8 | 0.116 | 6.45 | 1.77 | 31.5 | 31.5 | 4.40 | 2.20 | 1.58 | 2.56 | 3 ⁷ / ₁₆ | 6.91 | 3.49 | 1.30 |

De la tabla del AISC 1-12, usaremos perfil HSS 4 x 4 x 1/8

Que tiene medidas de 4 in x 4 in y un peso nominal de 6.45 lb/ft

Es de notar que el peso del larguero antes supuesto, es mayor que el encontrado. Por lo tanto, no realizaremos la revaluación de las cargas en el polín.

4.2.1.2 Encontrando cargas distribuidas sobre armadura

Peso del larguero

$$Pl = 6.45 \frac{lb}{ft} \times 18.5ft = 119.33 lb$$

El peso de un larguero dividido entre el número de pies cuadrados correspondientes al área tributaria de un nudo, da como resultado el peso del larguero por pie cuadrado correspondiente a la superficie del techo.

$$Pl = \frac{119.33 lb}{98.42 ft^2} = 1.21 \frac{lb}{ft^2}$$

Carga viva

Según Norma Técnica, la carga viva para techo, con pendiente mayor de 5%, es igual a 20 Kg/m2

$$20 \frac{Kg}{m^2} \times \frac{2.2 lb}{1Kg} \times \frac{(1m)^2}{(3.28ft)^2} = 4.09 \frac{lb}{ft^2}$$

Peso de instalaciones eléctricas y otras

$$10 \frac{kg}{m^2} \times \frac{2.2lb}{1kg} \times \frac{(1m)^2}{(3.28ft)^2} = 2.04 \frac{lb}{ft^2}$$

| | | | |
|-------------------------------------|-------------|--------------------------|--------------|
| Techo lamina galvanizada calibre 26 | 0.77 | lb/ft ² | Calculado en |
| Instalaciones eléctricas y otras | 2.04 | lb/ft ² | |
| SOBRECARGA | 2.81 | lb/ft² | |

| | | |
|-----------------|--|---------------------|
| VIVA (Lr) | = Carga * Ancho = 4.09 lb/ft ² * 18.5 ft | 75.67 lb/ft |
| SOBRECARGA (OL) | = Carga * Ancho = 2.81 lb/ft ² * 18.5 ft | 51.99 lb/ft |
| VIENTO (W) | = Presión de diseño * Ancho = 12.27 lb/ft ² * 18.5 ft | 226.99 lb/ft |
| TOTALES | | 382.03 lb/ft |

Estas cargas encontradas, serán las cargas a las que estará sometida la edificación. Estas cargas se colocaran como cargas distribuidas sobre la cuerda superior.

4.2.2 Análisis de la estructura mediante software eTabs

4.2.2.1 Modelado



AISC-LRFD99 Steel Frame Design Report

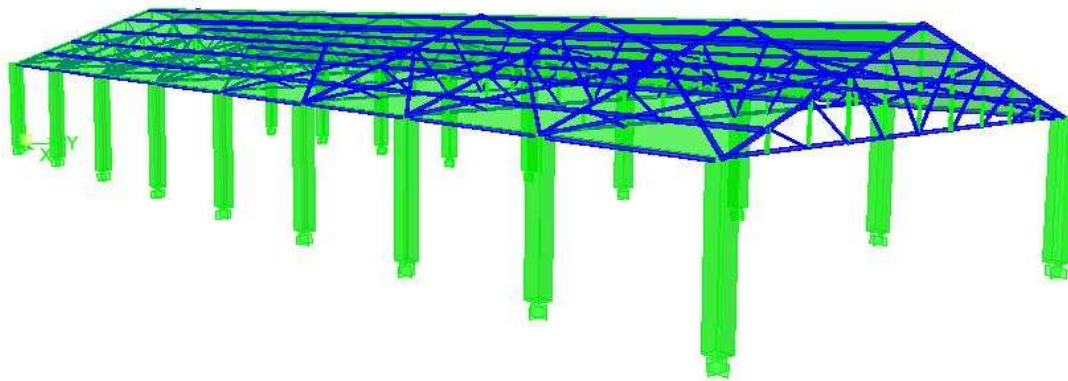
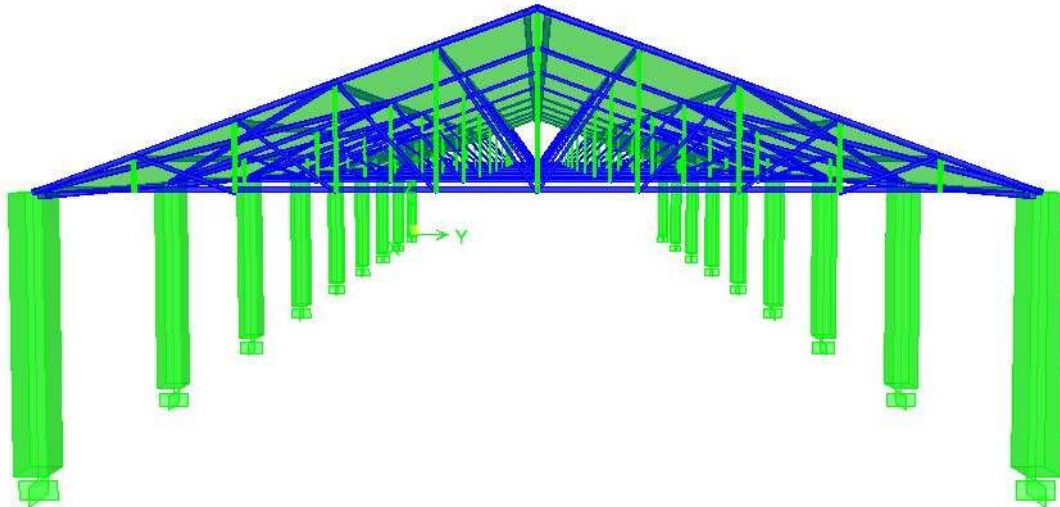
Prepared by
Grupo de Tesis UES-FMO

Model Name: Armadura Software

Agosto 2012

Preferencias de Diseño

Frame Type = SMF
Seismic Design Category = D
System R = 8.
System Omega0 = 3.
Phi(Bending) = 0.9
Phi(Compression) = 0.85
Phi(Tension-Yielding) = 0.9
Phi(Tension-Fracture) = 0.75
Phi(Shear) = 0.9
Phi(Shear-Torsion) = 0.75
Phi(Compression, Angle) = 0.9
Ignore Seismic Code = No
Ignore Special Seismic Load = No
Is Doubler Plate Plug Welded = Yes
Consider Deflection = Yes
Deflection Check Type = Both
DL Limit, L / = 120
Super DL+LL Limit, L / = 120
Live Load Limit, L / = 360
Total Load Limit, L / = 240
Total--Camber Limit, L / = 240
DL Limit, abs = 0.9996
Super DL+LL Limit, abs = 0.9996
Live Load Limit, abs = 0.9996
Total Load Limit, abs = 0.9996
Total--Camber Limit, abs = 0.9996
Pattern Live Load Factor = 0.75
Stress Ratio Limit = 0.95
Maximum Auto Iteration = 1



Propiedades de los Materiales- General

Material Property Data - General

| Name | Type | Dir/Plane | Modulus of Elasticity | Poisson's Ratio | Thermal Coefficient | Shear Modulus |
|------|------|-----------|-----------------------|-----------------|---------------------|---------------|
| A36 | Iso | All | 29000.000 | 0.3000 | 6.5000E-06 | 11153.846 |

Propiedades de los Materiales - Mass & Weight

Material Property Data - Mass & Weight

| Name | Mass per Unit Volume | Weight per Unit Volume |
|------|----------------------|------------------------|
| A36 | 7.3240E-07 | 2.8300E-04 |

Material Property Data – Diseño del Acero

Material Property Data - Steel Design

| Name | Steel F _y | Steel F _u | Cost per Unit Weight |
|------|----------------------|----------------------|----------------------|
| A36 | 36.000 | 58.000 | 1.00 |

Propiedad de la Sección de los Elementos- General

Frame Section Property Data - General

| Frame Section Name | Material Name | Section Shape Name or Name in Properties File |
|--------------------|---------------|---|
| HSS3X3X3/16 | A36 | HSS3X3X3/16 |
| HSS4X4X1/8 | A36 | HSS4X4X1/8 |
| HSS2X2X1/8 | A36 | HSS2X2X1/8 |
| HSS3X3X1/8 | A36 | HSS3X3X1/8 |

Propiedad de la Sección de los Elementos - Dimensiones

Frame Section Property Data - Dimensions

| Frame Section Name | Section Depth | Top Flange Width | Top Flange Thickness | Web Thickness | Bot Flange Width | Bot Flange Thickness |
|--------------------|---------------|------------------|----------------------|---------------|------------------|----------------------|
| HSS3X3X3/16 | 3.0000 | 3.0000 | 0.1740 | 0.1740 | 0.0000 | 0.0000 |
| HSS4X4X1/8 | 4.0000 | 4.0000 | 0.1160 | 0.1160 | 0.0000 | 0.0000 |
| HSS2X2X1/8 | 2.0000 | 2.0000 | 0.1160 | 0.1160 | 0.0000 | 0.0000 |
| HSS3X3X1/8 | 3.0000 | 3.0000 | 0.1160 | 0.1160 | 0.0000 | 0.0000 |

Propiedad de la Sección de los Elementos - Propiedades Part 1 of 2

Frame Section Property Data - Properties Part 1 of 2

| Frame Section Name | Section Area | Torsional Constant | Moment of Inertia I33 | Moment of Inertia I22 | Shear Area A2 | Shear Area A3 |
|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| HSS3X3X3/16 | 1.8900 | 4.0300 | 2.4600 | 2.4600 | 1.0440 | 1.0440 |
| HSS4X4X1/8 | 1.7700 | 6.9100 | 4.4000 | 4.4000 | 0.9280 | 0.9280 |
| HSS2X2X1/8 | 0.8400 | 0.7960 | 0.4860 | 0.4860 | 0.4640 | 0.4640 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

Frame Section Property Data - Properties Part 1 of 2

| Frame Section Name | Section Area | Torsional Constant | Moment of Inertia I33 | Moment of Inertia I22 | Shear Area A2 | Shear Area A3 |
|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| HSS3X3X1/8 | 1.3000 | 2.8400 | 1.7800 | 1.7800 | 0.6960 | 0.6960 |

Propiedad de la Sección de los Elementos – Propiedades Part 2 of 2

FRAME SECTION PROPERTY DATA - PROPERTIES PART 2 OF 2

| Frame Section Name | Section Modulus S33 | Section Modulus S22 | Plastic Modulus Z33 | Plastic Modulus Z22 | Radius of Gyration r33 | Radius of Gyration r22 |
|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| HSS3X3X3/16 | 1.6400 | 1.6400 | 1.9700 | 1.9700 | 1.1409 | 1.1409 |
| HSS4X4X1/8 | 2.2000 | 2.2000 | 2.5600 | 2.5600 | 1.5767 | 1.5767 |
| HSS2X2X1/8 | 0.4860 | 0.4860 | 0.5840 | 0.5840 | 0.7606 | 0.7606 |
| HSS3X3X1/8 | 1.1867 | 1.1867 | 1.4000 | 1.4000 | 1.1701 | 1.1701 |

INFORMACION DEL PROYECTO

STORY DATA

| STORY | SIMILAR TO | HEIGHT | ELEVATION |
|--------|------------|---------|-----------|
| STORY2 | None | 109.191 | 277.191 |
| STORY1 | None | 168 | 168 |
| BASE | None | | 0 |

CASOS ESTATICOS DE CARGA

STATIC LOAD CASES

| STATIC CASE | CASE TYPE | AUTO LAT LOAD | SELF WT MULTIPLIER | NOTIONAL FACTOR | NOTIONAL DIRECTION |
|-------------|------------|---------------|--------------------|-----------------|--------------------|
| SOBRECARGA | SUPER DEAD | N/A | 1 | | |
| VIVA | LIVE | N/A | 0 | | |
| MUERTA | DEAD | N/A | 1 | | |
| SX1 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SX2 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SY1 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SY2 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| LIVEROOF | LIVE | N/A | 1 | | |
| WIND | WIND | UBC97 | 0 | | |

Combinaciones de Carga

LOAD COMBINATIONS

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|---------------------------------|
| DSTLS32 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

LOAD COMBINATIONS

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|--|
| DSTLS33 | 1.200*SOBRECARGA + 1.600*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.600*LIVEROOF |
| DSTLS34 | 1.200*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.600*WIND |
| DSTLS35 | 1.200*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.600*WIND |
| DSTLS36 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 0.800*WIND |
| DSTLS37 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA - 0.800*WIND |
| DSTLS38 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.600*WIND |
| DSTLS39 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.600*WIND |
| DSTLS40 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SX1 |
| DSTLS41 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SX1 |
| DSTLS42 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SX2 |
| DSTLS43 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SX2 |
| DSTLS44 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SY1 |
| DSTLS45 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SY1 |
| DSTLS46 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SY2 |
| DSTLS47 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SY2 |
| DSTLS48 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SX1 |
| DSTLS49 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SX1 |
| DSTLS50 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SX2 |
| DSTLS51 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SX2 |
| DSTLS52 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SY1 |
| DSTLS53 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SY1 |
| DSTLS54 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SY2 |
| DSTLS55 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SY2 |
| DSTLS56 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SX1 |
| DSTLS57 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SX1 |
| DSTLS58 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SX2 |
| DSTLS59 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SX2 |
| DSTLS60 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SY1 |
| DSTLS61 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SY1 |
| DSTLS62 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SY2 |
| DSTLS63 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SY2 |
| DSTLD1 | 1.000*SOBRECARGA + 1.000*MUERTA |
| DSTLD2 | 1.000*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.000*MUERTA + 1.000*LIVEROOF |

Masa Participativa (M A S S S O U R C E L O A D S)

| Material Property Data - Mass & Weight | |
|--|------------|
| LOAD | MULTIPLIER |
| MUERTA | 1 |

Masa Participativa (M A S S S O U R C E D A T A)

Material Property Data - Steel Design

| MASS FROM | LATERAL MASS ONLY | LIMP MASS |
|---------------|-------------------|-----------|
| Masses & Load | LoaYes | YES |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SY2

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: Y - EccX
 Typical Eccentricity = 5%
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY1
 Bottom Story: BASE

C = 0.12
 K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$V = C W$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 139.51

V Used = 0.1200W = 16.74

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|--------|------|-------|------|------|------|-----------|
| STORY2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| STORY1 | 0.00 | 16.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 13615.917 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SX1

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

Typical Eccentricity = 5%
Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY1
Bottom Story: BASE

C = 0.12
K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$$V = C W$$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 139.51

V Used = 0.1200W = 16.74

AUTO SEISMIC STORY

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|--------|-------|----|----|----|----|----------|
| STORY2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | 16.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | -5444.81 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SX2

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
Typical Eccentricity = 5%
Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY1
Bottom Story: BASE

C = 0.12
K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$$V = C W$$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

$$W \text{ Used} = 139.51$$

$$V \text{ Used} = 0.1200W = 16.74$$

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|--------|-------|----|----|----|----|----------|
| STORY2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | 16.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | -5444.81 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SY1

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
 Typical Eccentricity = 5%
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY1
 Bottom Story: BASE

$$C = 0.12$$

$$K = 1$$

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$$V = C W$$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

$$W \text{ Used} = 139.51$$

$$V \text{ Used} = 0.1200W = 16.74$$

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|--------|-------|----|----|----|----|----------|
| STORY2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | 16.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | -5444.81 |

Restricciones en los Apoyos

Support (Restraint) Data

/-----RESTRAINED DOF's-----/

| STORY | POINT | UX | UY | UZ | RX | RY | RZ |
|-------|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| BASE | 11 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 12 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 13 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 14 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 15 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 16 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 17 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 18 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 26 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 27 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 28 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 29 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 30 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 31 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 32 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 33 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 126 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 127 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |

Cargas de Viento

AUTO WIND UBC97

Case: WIND

AUTO WIND INPUT DATA

Exposure From: Rigid diaphragm extents

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

Direction Angle = 0 degrees
 Windward Cq = 0.8
 Leeward Cq = 0.5

Top Story: STORY1
 Bottom Story: BASE

No parapet is included

Basic Wind Speed, V = 50 mph
 Exposure Type = B
 Importance Factor, Iw = 1.2

AUTO WIND CALCULATION FORMULAS

P = wind pressure = SUM(Ce Cq qs Iw) -- Method 1

Ce, the combined height, exposure and gust factor coefficient, is from UBC97 Table 16-G

qs is the wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet
 $qs = 0.00256 V^2 \geq 10 \text{ psf}$

AUTO WIND CALCULATION RESULTS

qs = 10.0000 psf

Fuerzas del Viento en cada nivel

AUTO WIND EXPOSURE WIDTH INFORMATION

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|--------|------|----|----|----|----|----------|
| STORY2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | 3.39 | 0 | 0 | 0 | 0 | -1015.56 |

4.2.2.2 Resultados de análisis estructural

Fuerzas unión viga columna

AISC-LRFD99

Units: Kips-in

Uniones Viga Columna (Maximas y mínimas)

| Story | Point | Load | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|--------|-------|---------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|
| STORY1 | 17 | DSTLS40 | -0.42 | 21.8 | 11.09 | 45.864 | 1.277 | 6.407 |
| STORY1 | 17 | DSTLS42 | -0.42 | 21.8 | 11.09 | 45.864 | 1.277 | 6.407 |
| STORY1 | 17 | DSTLS44 | -0.42 | 21.8 | 11.09 | 45.864 | 1.277 | 6.407 |
| STORY1 | 16 | DSTLS40 | -0.15 | 21.75 | 11.08 | 45.967 | 1.394 | 6.409 |
| STORY1 | 16 | DSTLS42 | -0.15 | 21.75 | 11.08 | 45.967 | 1.394 | 6.409 |
| STORY1 | 16 | DSTLS44 | -0.15 | 21.75 | 11.08 | 45.967 | 1.394 | 6.409 |
| STORY1 | 18 | DSTLS40 | -0.68 | 21.75 | 11.08 | 45.961 | 1.168 | 6.41 |
| STORY1 | 18 | DSTLS42 | -0.68 | 21.75 | 11.08 | 45.961 | 1.168 | 6.41 |
| STORY1 | 18 | DSTLS44 | -0.68 | 21.75 | 11.08 | 45.961 | 1.168 | 6.41 |
| STORY1 | 14 | DSTLS40 | 1.12 | 21.72 | 11.09 | 46.912 | 3.866 | 7.821 |
| STORY1 | 14 | DSTLS42 | 1.12 | 21.72 | 11.09 | 46.912 | 3.866 | 7.821 |
| STORY1 | 14 | DSTLS44 | 1.12 | 21.72 | 11.09 | 46.912 | 3.866 | 7.821 |
| STORY1 | 15 | DSTLS40 | 0.07 | 21.58 | 11 | 45.541 | 0.799 | 6.004 |
| STORY1 | 15 | DSTLS42 | 0.07 | 21.58 | 11 | 45.541 | 0.799 | 6.004 |
| STORY1 | 15 | DSTLS44 | 0.07 | 21.58 | 11 | 45.541 | 0.799 | 6.004 |
| STORY1 | 12 | DSTLS40 | -0.91 | 21.57 | 11 | 45.551 | 1.744 | 6.804 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|-------|--------|-------|---------|---------|--------|
| STORY1 | 12 | DSTLS42 | -0.91 | 21.57 | 11 | 45.551 | 1.744 | 6.804 |
| STORY1 | 12 | DSTLS44 | -0.91 | 21.57 | 11 | 45.551 | 1.744 | 6.804 |
| STORY1 | 11 | DSTLS40 | -1.98 | 21.53 | 11.06 | 47.542 | -1.392 | 4.95 |
| STORY1 | 11 | DSTLS42 | -1.98 | 21.53 | 11.06 | 47.542 | -1.392 | 4.95 |
| STORY1 | 11 | DSTLS44 | -1.98 | 21.53 | 11.06 | 47.542 | -1.392 | 4.95 |
| STORY1 | 17 | DSTLS46 | 0 | 21.38 | 11.09 | 46.092 | -0.002 | 14.855 |
| STORY1 | 16 | DSTLS46 | 0.27 | 21.34 | 11.08 | 46.196 | 0.118 | 14.859 |
| STORY1 | 18 | DSTLS46 | -0.27 | 21.34 | 11.08 | 46.188 | -0.108 | 14.86 |
| STORY1 | 14 | DSTLS46 | 1.55 | 21.3 | 11.09 | 47.165 | 2.622 | 16.288 |
| STORY1 | 12 | DSTLS46 | -0.5 | 21.16 | 11 | 45.784 | 0.457 | 15.247 |
| STORY1 | 15 | DSTLS46 | 0.48 | 21.16 | 11 | 45.764 | -0.486 | 14.448 |
| STORY1 | 11 | DSTLS46 | -1.55 | 21.12 | 11.07 | 47.742 | -2.631 | 13.42 |
| STORY1 | 17 | DSTLS33 | 0 | 20.27 | 10.26 | 42.629 | -0.002 | -0.001 |
| STORY1 | 16 | DSTLS33 | 0.26 | 20.23 | 10.25 | 42.71 | 0.094 | -0.009 |
| STORY1 | 18 | DSTLS33 | -0.26 | 20.22 | 10.25 | 42.702 | -0.086 | 0.014 |
| STORY1 | 14 | DSTLS33 | 1.35 | 20.19 | 10.24 | 43.332 | 1.969 | 1.047 |
| STORY1 | 12 | DSTLS33 | -0.52 | 20.05 | 10.17 | 42.393 | 0.34 | 0.316 |
| STORY1 | 15 | DSTLS33 | 0.51 | 20.05 | 10.17 | 42.374 | -0.367 | -0.333 |
| STORY1 | 11 | DSTLS33 | -1.35 | 20.04 | 10.23 | 43.865 | -1.977 | -1.052 |
| STORY1 | 127 | DSTLS40 | -4.93 | 18.64 | 9.14 | 38.432 | 25.224 | 12.141 |
| STORY1 | 127 | DSTLS42 | -4.93 | 18.64 | 9.14 | 38.432 | 25.224 | 12.141 |
| STORY1 | 127 | DSTLS44 | -4.93 | 18.64 | 9.14 | 38.432 | 25.224 | 12.141 |
| STORY1 | 13 | DSTLS40 | 4.43 | 18.57 | 9.13 | 38.435 | -23.295 | -2.282 |
| STORY1 | 13 | DSTLS42 | 4.43 | 18.57 | 9.13 | 38.435 | -23.295 | -2.282 |
| STORY1 | 13 | DSTLS44 | 4.43 | 18.57 | 9.13 | 38.435 | -23.295 | -2.282 |
| STORY1 | 127 | DSTLS46 | -4.67 | 18.33 | 9.13 | 38.573 | 24.292 | 18.586 |
| STORY1 | 13 | DSTLS46 | 4.68 | 18.33 | 9.14 | 38.55 | -24.245 | 4.157 |
| STORY1 | 13 | DSTLS33 | 4.34 | 18.11 | 8.87 | 37.172 | -18.585 | -5.372 |
| STORY1 | 127 | DSTLS33 | -4.32 | 18.1 | 8.87 | 37.193 | 18.628 | 5.4 |
| STORY1 | 17 | DSTLS34 | 0 | 16.27 | 8.25 | 34.228 | -0.001 | -0.001 |
| STORY1 | 17 | DSTLS35 | 0 | 16.27 | 8.25 | 34.228 | -0.001 | -0.001 |
| STORY1 | 16 | DSTLS34 | 0.21 | 16.24 | 8.24 | 34.296 | 0.079 | -0.005 |
| STORY1 | 16 | DSTLS35 | 0.21 | 16.24 | 8.24 | 34.296 | 0.079 | -0.005 |
| STORY1 | 18 | DSTLS34 | -0.2 | 16.24 | 8.24 | 34.29 | -0.072 | 0.009 |
| STORY1 | 18 | DSTLS35 | -0.2 | 16.24 | 8.24 | 34.29 | -0.072 | 0.009 |
| STORY1 | 14 | DSTLS34 | 1.1 | 16.21 | 8.24 | 34.852 | 1.676 | 0.899 |
| STORY1 | 14 | DSTLS35 | 1.1 | 16.21 | 8.24 | 34.852 | 1.676 | 0.899 |
| STORY1 | 12 | DSTLS34 | -0.41 | 16.1 | 8.18 | 34.028 | 0.291 | 0.263 |
| STORY1 | 12 | DSTLS35 | -0.41 | 16.1 | 8.18 | 34.028 | 0.291 | 0.263 |
| STORY1 | 15 | DSTLS34 | 0.39 | 16.1 | 8.18 | 34.013 | -0.312 | -0.277 |
| STORY1 | 15 | DSTLS35 | 0.39 | 16.1 | 8.18 | 34.013 | -0.312 | -0.277 |
| STORY1 | 11 | DSTLS34 | -1.1 | 16.09 | 8.22 | 35.281 | -1.683 | -0.903 |
| STORY1 | 11 | DSTLS35 | -1.1 | 16.09 | 8.22 | 35.281 | -1.683 | -0.903 |
| STORY1 | 17 | DSTLS48 | -0.42 | 15.13 | 7.74 | 31.862 | 1.278 | 6.407 |
| STORY1 | 17 | DSTLS50 | -0.42 | 15.13 | 7.74 | 31.862 | 1.278 | 6.407 |
| STORY1 | 26 | DSTLS33 | 3.64 | -17.52 | 8.66 | -37.11 | -18.479 | 5.258 |
| STORY1 | 26 | DSTLS40 | 3.68 | -17.94 | 8.9 | -38.368 | -23.181 | 9.835 |
| STORY1 | 26 | DSTLS42 | 3.68 | -17.94 | 8.9 | -38.368 | -23.181 | 9.835 |
| STORY1 | 26 | DSTLS44 | 3.68 | -17.94 | 8.9 | -38.368 | -23.181 | 9.835 |
| STORY1 | 126 | DSTLS33 | -4.32 | -18.1 | 8.87 | -37.193 | 18.629 | -5.398 |
| STORY1 | 26 | DSTLS46 | 3.94 | -18.26 | 8.9 | -38.228 | -24.115 | 18.429 |
| STORY1 | 126 | DSTLS40 | -4.92 | -18.64 | 9.14 | -38.432 | 25.225 | -4.466 |
| STORY1 | 126 | DSTLS42 | -4.92 | -18.64 | 9.14 | -38.432 | 25.225 | -4.466 |
| STORY1 | 126 | DSTLS44 | -4.92 | -18.64 | 9.14 | -38.432 | 25.225 | -4.466 |
| STORY1 | 126 | DSTLS46 | -4.67 | -18.88 | 9.13 | -38.317 | 24.275 | 4.134 |
| STORY1 | 28 | DSTLS33 | 1.2 | -19.46 | 9.95 | -42.33 | -0.458 | 0.363 |
| STORY1 | 33 | DSTLS33 | -1.35 | -20.04 | 10.23 | -43.865 | -1.976 | 1.055 |
| STORY1 | 32 | DSTLS33 | -0.52 | -20.05 | 10.17 | -42.393 | 0.341 | -0.313 |
| STORY1 | 31 | DSTLS33 | -0.26 | -20.22 | 10.25 | -42.702 | -0.084 | -0.01 |
| STORY1 | 29 | DSTLS33 | 0.26 | -20.22 | 10.25 | -42.718 | 0.113 | 0.01 |
| STORY1 | 30 | DSTLS33 | 0 | -20.27 | 10.26 | -42.628 | -0.002 | 0.009 |
| STORY1 | 28 | DSTLS40 | 0.81 | -20.95 | 10.77 | -45.496 | 0.707 | 4.066 |
| STORY1 | 28 | DSTLS42 | 0.81 | -20.95 | 10.77 | -45.496 | 0.707 | 4.066 |
| STORY1 | 28 | DSTLS44 | 0.81 | -20.95 | 10.77 | -45.496 | 0.707 | 4.066 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | |
|--------|----|---------|-------|--------|-------|---------|--------|--------|
| STORY1 | 28 | DSTLS46 | 1.23 | -21.36 | 10.77 | -45.262 | -0.581 | 15.297 |
| STORY1 | 27 | DSTLS33 | 1.35 | -21.37 | 10.79 | -42.994 | 2.024 | -1.052 |
| STORY1 | 33 | DSTLS40 | -1.98 | -21.53 | 11.06 | -47.542 | -1.391 | 5.091 |
| STORY1 | 33 | DSTLS42 | -1.98 | -21.53 | 11.06 | -47.542 | -1.391 | 5.091 |
| STORY1 | 33 | DSTLS44 | -1.98 | -21.53 | 11.06 | -47.542 | -1.391 | 5.091 |
| STORY1 | 32 | DSTLS40 | -0.91 | -21.57 | 11 | -45.551 | 1.745 | 3.238 |
| STORY1 | 32 | DSTLS42 | -0.91 | -21.57 | 11 | -45.551 | 1.745 | 3.238 |
| STORY1 | 32 | DSTLS44 | -0.91 | -21.57 | 11 | -45.551 | 1.745 | 3.238 |
| STORY1 | 31 | DSTLS40 | -0.68 | -21.75 | 11.08 | -45.961 | 1.171 | 3.634 |
| STORY1 | 31 | DSTLS42 | -0.68 | -21.75 | 11.08 | -45.961 | 1.171 | 3.634 |
| STORY1 | 31 | DSTLS44 | -0.68 | -21.75 | 11.08 | -45.961 | 1.171 | 3.634 |
| STORY1 | 29 | DSTLS40 | -0.14 | -21.75 | 11.08 | -45.975 | 1.415 | 3.632 |
| STORY1 | 29 | DSTLS42 | -0.14 | -21.75 | 11.08 | -45.975 | 1.415 | 3.632 |
| STORY1 | 29 | DSTLS44 | -0.14 | -21.75 | 11.08 | -45.975 | 1.415 | 3.632 |
| STORY1 | 30 | DSTLS40 | -0.42 | -21.8 | 11.09 | -45.863 | 1.277 | 3.641 |
| STORY1 | 30 | DSTLS42 | -0.42 | -21.8 | 11.09 | -45.863 | 1.277 | 3.641 |
| STORY1 | 30 | DSTLS44 | -0.42 | -21.8 | 11.09 | -45.863 | 1.277 | 3.641 |
| STORY1 | 33 | DSTLS46 | -1.55 | -21.95 | 11.06 | -47.288 | -2.635 | 16.299 |
| STORY1 | 32 | DSTLS46 | -0.5 | -21.99 | 11 | -45.328 | 0.46 | 14.469 |
| STORY1 | 31 | DSTLS46 | -0.27 | -22.16 | 11.08 | -45.732 | -0.106 | 14.858 |
| STORY1 | 29 | DSTLS46 | 0.27 | -22.16 | 11.08 | -45.749 | 0.138 | 14.855 |
| STORY1 | 30 | DSTLS46 | 0 | -22.21 | 11.09 | -45.635 | -0.002 | 14.866 |
| STORY1 | 27 | DSTLS40 | 1.11 | -22.98 | 11.7 | -46.737 | 3.962 | 2.379 |
| STORY1 | 27 | DSTLS42 | 1.11 | -22.98 | 11.7 | -46.737 | 3.962 | 2.379 |
| STORY1 | 27 | DSTLS44 | 1.11 | -22.98 | 11.7 | -46.737 | 3.962 | 2.379 |
| STORY1 | 27 | DSTLS46 | 1.55 | -23.4 | 11.7 | -46.518 | 2.704 | 14.019 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

Fuerzas en los miembros

AISC-LRFD99

Units: Kips-in

FRAME FORCES
Máximos en celosías

| Story | Brace | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|-------|---------|---------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY2 | D279 | DSTLS44 | 0 | -3.69 | -0.03 | 0.01 | -0.068 | 0.065 | -0.461 |
| STORY2 | D279 | DSTLS44 | 52.987 | -3.63 | 0 | 0.01 | -0.068 | -0.477 | 0.306 |
| STORY2 | D279 | DSTLS44 | 105.974 | -3.58 | 0.04 | 0.01 | -0.068 | -0.93 | -0.926 |
| STORY2 | D279 | DSTLS46 | 0 | -3.67 | -0.03 | 0.01 | 0.067 | -0.11 | -0.461 |
| STORY2 | D279 | DSTLS46 | 52.987 | -3.61 | 0 | 0.01 | 0.067 | -0.223 | 0.306 |
| STORY2 | D279 | DSTLS46 | 105.974 | -3.56 | 0.04 | 0.01 | 0.067 | -0.294 | -0.925 |
| STORY2 | D280 | DSTLS44 | 0 | -3.68 | -0.03 | -0.01 | 0.069 | -0.069 | -0.461 |
| STORY2 | D280 | DSTLS44 | 52.987 | -3.63 | 0 | -0.01 | 0.069 | 0.47 | 0.306 |
| STORY2 | D280 | DSTLS44 | 105.974 | -3.57 | 0.04 | -0.01 | 0.069 | 0.922 | -0.925 |
| STORY2 | D280 | DSTLS46 | 0 | -3.64 | -0.03 | -0.01 | -0.067 | 0.107 | -0.464 |
| STORY2 | D280 | DSTLS46 | 52.987 | -3.58 | 0 | -0.01 | -0.067 | 0.216 | 0.306 |
| STORY2 | D280 | DSTLS46 | 105.974 | -3.53 | 0.04 | -0.01 | -0.067 | 0.285 | -0.923 |
| STORY2 | D281 | DSTLS44 | 0 | -4.81 | -0.03 | 0.01 | -0.229 | 0.261 | -0.41 |
| STORY2 | D281 | DSTLS44 | 52.987 | -4.76 | 0.01 | 0.01 | -0.229 | -0.368 | 0.303 |
| STORY2 | D281 | DSTLS44 | 105.974 | -4.7 | 0.04 | 0.01 | -0.229 | -0.915 | -0.979 |
| STORY2 | D281 | DSTLS46 | 0 | -4.83 | -0.03 | 0 | -0.028 | -0.009 | -0.409 |
| STORY2 | D281 | DSTLS46 | 52.987 | -4.78 | 0.01 | 0 | -0.028 | 0.065 | 0.303 |
| STORY2 | D281 | DSTLS46 | 105.974 | -4.72 | 0.04 | 0 | -0.028 | 0.125 | -0.981 |
| STORY2 | D282 | DSTLS44 | 0 | -4.87 | -0.03 | -0.01 | 0.228 | -0.26 | -0.405 |
| STORY2 | D282 | DSTLS44 | 52.987 | -4.82 | 0.01 | -0.01 | 0.228 | 0.37 | 0.303 |
| STORY2 | D282 | DSTLS44 | 105.974 | -4.76 | 0.04 | -0.01 | 0.228 | 0.915 | -0.985 |
| STORY2 | D282 | DSTLS46 | 0 | -4.86 | -0.03 | 0 | 0.027 | 0.013 | -0.406 |
| STORY2 | D282 | DSTLS46 | 52.987 | -4.8 | 0.01 | 0 | 0.027 | -0.064 | 0.303 |
| STORY2 | D282 | DSTLS46 | 105.974 | -4.75 | 0.04 | 0 | 0.027 | -0.126 | -0.985 |
| STORY2 | D283 | DSTLS44 | 0 | -4.59 | -0.03 | 0.01 | -0.203 | 0.256 | -0.42 |
| STORY2 | D283 | DSTLS44 | 52.987 | -4.54 | 0 | 0.01 | -0.203 | -0.44 | 0.304 |
| STORY2 | D283 | DSTLS44 | 105.974 | -4.48 | 0.04 | 0.01 | -0.203 | -1.04 | -0.967 |
| STORY2 | D283 | DSTLS46 | 0 | -4.61 | -0.03 | 0 | -0.002 | -0.013 | -0.419 |
| STORY2 | D283 | DSTLS46 | 52.987 | -4.55 | 0 | 0 | -0.002 | -0.009 | 0.304 |
| STORY2 | D283 | DSTLS46 | 105.974 | -4.5 | 0.04 | 0 | -0.002 | -0.003 | -0.968 |
| STORY2 | D284 | DSTLS44 | 0 | -4.59 | -0.03 | -0.01 | 0.202 | -0.251 | -0.421 |
| STORY2 | D284 | DSTLS44 | 52.987 | -4.53 | 0 | -0.01 | 0.202 | 0.444 | 0.305 |
| STORY2 | D284 | DSTLS44 | 105.974 | -4.48 | 0.04 | -0.01 | 0.202 | 1.043 | -0.966 |
| STORY2 | D284 | DSTLS46 | 0 | -4.57 | -0.03 | 0 | 0 | 0.02 | -0.422 |
| STORY2 | D284 | DSTLS46 | 52.987 | -4.52 | 0 | 0 | 0 | 0.013 | 0.304 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|------|---------|---------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY2 | D284 | DSTLS46 | 105.974 | -4.46 | 0.04 | 0 | 0 | 0.004 | -0.965 |
| STORY2 | D285 | DSTLS44 | 0 | -4.64 | -0.03 | 0.01 | -0.205 | 0.265 | -0.418 |
| STORY2 | D285 | DSTLS44 | 52.987 | -4.58 | 0 | 0.01 | -0.205 | -0.425 | 0.304 |
| STORY2 | D285 | DSTLS44 | 105.974 | -4.53 | 0.04 | 0.01 | -0.205 | -1.02 | -0.969 |
| STORY2 | D285 | DSTLS46 | 0 | -4.65 | -0.03 | 0 | -0.004 | -0.004 | -0.417 |
| STORY2 | D285 | DSTLS46 | 52.987 | -4.6 | 0 | 0 | -0.004 | 0.007 | 0.304 |
| STORY2 | D285 | DSTLS46 | 105.974 | -4.54 | 0.04 | 0 | -0.004 | 0.017 | -0.97 |
| STORY2 | D286 | DSTLS44 | 0 | -4.64 | -0.03 | -0.01 | 0.205 | -0.263 | -0.418 |
| STORY2 | D286 | DSTLS44 | 52.987 | -4.59 | 0 | -0.01 | 0.205 | 0.424 | 0.304 |
| STORY2 | D286 | DSTLS44 | 105.974 | -4.53 | 0.04 | -0.01 | 0.205 | 1.017 | -0.969 |
| STORY2 | D286 | DSTLS46 | 0 | -4.63 | -0.03 | 0 | 0.003 | 0.008 | -0.419 |
| STORY2 | D286 | DSTLS46 | 52.987 | -4.57 | 0 | 0 | 0.003 | -0.007 | 0.304 |
| STORY2 | D286 | DSTLS46 | 105.974 | -4.52 | 0.04 | 0 | 0.003 | -0.021 | -0.968 |
| STORY2 | D287 | DSTLS44 | 0 | -4.63 | -0.03 | 0.01 | -0.202 | 0.271 | -0.419 |
| STORY2 | D287 | DSTLS44 | 52.987 | -4.57 | 0 | 0.01 | -0.202 | -0.431 | 0.304 |
| STORY2 | D287 | DSTLS44 | 105.974 | -4.52 | 0.04 | 0.01 | -0.202 | -1.038 | -0.969 |
| STORY2 | D287 | DSTLS46 | 0 | -4.64 | -0.03 | 0 | -0.001 | 0.002 | -0.418 |
| STORY2 | D287 | DSTLS46 | 52.987 | -4.59 | 0 | 0 | -0.001 | 0.001 | 0.305 |
| STORY2 | D287 | DSTLS46 | 105.974 | -4.53 | 0.04 | 0 | -0.001 | -0.001 | -0.97 |
| STORY2 | D288 | DSTLS44 | 0 | -4.63 | -0.03 | -0.01 | 0.201 | -0.269 | -0.419 |
| STORY2 | D288 | DSTLS44 | 52.987 | -4.57 | 0 | -0.01 | 0.201 | 0.432 | 0.304 |
| STORY2 | D288 | DSTLS44 | 105.974 | -4.52 | 0.04 | -0.01 | 0.201 | 1.037 | -0.969 |
| STORY2 | D288 | DSTLS46 | 0 | -4.61 | -0.03 | 0 | -0.001 | 0.003 | -0.42 |
| STORY2 | D288 | DSTLS46 | 52.987 | -4.56 | 0 | 0 | -0.001 | 0.001 | 0.304 |
| STORY2 | D288 | DSTLS46 | 105.974 | -4.5 | 0.04 | 0 | -0.001 | -0.001 | -0.968 |
| STORY2 | D289 | DSTLS44 | 0 | -4.64 | -0.03 | 0.01 | -0.198 | 0.277 | -0.418 |
| STORY2 | D289 | DSTLS44 | 52.987 | -4.58 | 0 | 0.01 | -0.198 | -0.438 | 0.304 |
| STORY2 | D289 | DSTLS44 | 105.974 | -4.53 | 0.04 | 0.01 | -0.198 | -1.057 | -0.969 |
| STORY2 | D289 | DSTLS46 | 0 | -4.65 | -0.03 | 0 | 0.003 | 0.009 | -0.417 |
| STORY2 | D289 | DSTLS46 | 52.987 | -4.6 | 0 | 0 | 0.003 | -0.006 | 0.305 |
| STORY2 | D289 | DSTLS46 | 105.974 | -4.54 | 0.04 | 0 | 0.003 | -0.019 | -0.97 |
| STORY2 | D290 | DSTLS44 | 0 | -4.64 | -0.03 | -0.01 | 0.198 | -0.275 | -0.418 |
| STORY2 | D290 | DSTLS44 | 52.987 | -4.58 | 0 | -0.01 | 0.198 | 0.438 | 0.304 |
| STORY2 | D290 | DSTLS44 | 105.974 | -4.53 | 0.04 | -0.01 | 0.198 | 1.056 | -0.969 |
| STORY2 | D290 | DSTLS46 | 0 | -4.62 | -0.03 | 0 | -0.004 | -0.004 | -0.42 |
| STORY2 | D290 | DSTLS46 | 52.987 | -4.57 | 0 | 0 | -0.004 | 0.008 | 0.304 |
| STORY2 | D290 | DSTLS46 | 105.974 | -4.51 | 0.04 | 0 | -0.004 | 0.017 | -0.968 |
| STORY2 | D291 | DSTLS44 | 0 | -4.59 | -0.03 | 0.01 | -0.201 | 0.286 | -0.421 |
| STORY2 | D291 | DSTLS44 | 52.987 | -4.54 | 0 | 0.01 | -0.201 | -0.421 | 0.305 |
| STORY2 | D291 | DSTLS44 | 105.974 | -4.48 | 0.04 | 0.01 | -0.201 | -1.037 | -0.967 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|------|---------|---------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY2 | D291 | DSTLS46 | 0 | -4.61 | -0.03 | 0 | 0 | 0.018 | -0.419 |
| STORY2 | D291 | DSTLS46 | 52.987 | -4.55 | 0 | 0 | 0 | 0.01 | 0.305 |
| STORY2 | D291 | DSTLS46 | 105.974 | -4.5 | 0.04 | 0 | 0 | 0 | -0.968 |
| STORY2 | D292 | DSTLS44 | 0 | -4.59 | -0.03 | -0.01 | 0.2 | -0.284 | -0.421 |
| STORY2 | D292 | DSTLS44 | 52.987 | -4.54 | 0 | -0.01 | 0.2 | 0.422 | 0.305 |
| STORY2 | D292 | DSTLS44 | 105.974 | -4.48 | 0.04 | -0.01 | 0.2 | 1.036 | -0.967 |
| STORY2 | D292 | DSTLS46 | 0 | -4.58 | -0.03 | 0 | -0.002 | -0.013 | -0.422 |
| STORY2 | D292 | DSTLS46 | 52.987 | -4.52 | 0 | 0 | -0.002 | -0.008 | 0.304 |
| STORY2 | D292 | DSTLS46 | 105.974 | -4.47 | 0.04 | 0 | -0.002 | -0.002 | -0.966 |
| STORY2 | D293 | DSTLS44 | 0 | -4.82 | -0.03 | 0.01 | -0.174 | 0.284 | -0.409 |
| STORY2 | D293 | DSTLS44 | 52.987 | -4.76 | 0.01 | 0.01 | -0.174 | -0.499 | 0.303 |
| STORY2 | D293 | DSTLS44 | 105.974 | -4.71 | 0.04 | 0.01 | -0.174 | -1.168 | -0.981 |
| STORY2 | D293 | DSTLS46 | 0 | -4.83 | -0.03 | 0 | 0.027 | 0.014 | -0.408 |
| STORY2 | D293 | DSTLS46 | 52.987 | -4.78 | 0.01 | 0 | 0.027 | -0.064 | 0.303 |
| STORY2 | D293 | DSTLS46 | 105.974 | -4.72 | 0.04 | 0 | 0.027 | -0.127 | -0.981 |
| STORY2 | D294 | DSTLS44 | 0 | -4.82 | -0.03 | -0.01 | 0.173 | -0.282 | -0.409 |
| STORY2 | D294 | DSTLS44 | 52.987 | -4.76 | 0.01 | -0.01 | 0.173 | 0.499 | 0.303 |
| STORY2 | D294 | DSTLS44 | 105.974 | -4.71 | 0.04 | -0.01 | 0.173 | 1.167 | -0.981 |
| STORY2 | D294 | DSTLS46 | 0 | -4.8 | -0.03 | 0 | -0.028 | -0.008 | -0.41 |
| STORY2 | D294 | DSTLS46 | 52.987 | -4.75 | 0.01 | 0 | -0.028 | 0.066 | 0.303 |
| STORY2 | D294 | DSTLS46 | 105.974 | -4.69 | 0.04 | 0 | -0.028 | 0.126 | -0.98 |
| STORY2 | D295 | DSTLS44 | 0 | -3.62 | -0.03 | 0 | -0.204 | 0.287 | -0.464 |
| STORY2 | D295 | DSTLS44 | 52.987 | -3.56 | 0 | 0 | -0.204 | -0.03 | 0.306 |
| STORY2 | D295 | DSTLS44 | 105.974 | -3.51 | 0.04 | 0 | -0.204 | -0.341 | -0.922 |
| STORY2 | D295 | DSTLS46 | 0 | -3.66 | -0.03 | -0.01 | -0.069 | 0.116 | -0.462 |
| STORY2 | D295 | DSTLS46 | 52.987 | -3.61 | 0 | -0.01 | -0.069 | 0.226 | 0.306 |
| STORY2 | D295 | DSTLS46 | 105.974 | -3.55 | 0.04 | -0.01 | -0.069 | 0.295 | -0.924 |
| STORY2 | D296 | DSTLS44 | 0 | -3.62 | -0.03 | 0 | 0.203 | -0.284 | -0.464 |
| STORY2 | D296 | DSTLS44 | 52.987 | -3.56 | 0 | 0 | 0.203 | 0.031 | 0.306 |
| STORY2 | D296 | DSTLS44 | 105.974 | -3.51 | 0.04 | 0 | 0.203 | 0.34 | -0.922 |
| STORY2 | D296 | DSTLS46 | 0 | -3.64 | -0.03 | 0.01 | 0.067 | -0.104 | -0.463 |
| STORY2 | D296 | DSTLS46 | 52.987 | -3.59 | 0 | 0.01 | 0.067 | -0.22 | 0.306 |
| STORY2 | D296 | DSTLS46 | 105.974 | -3.53 | 0.04 | 0.01 | 0.067 | -0.296 | -0.923 |

Máximos en cuerdas

| Story | Beam | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|------|---------|-------|-------|------|------|------|-------|---------|
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 9.84 | 14.98 | 0.72 | 0.03 | 1.17 | 2.052 | 19.04 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 26.56 | 14.98 | 0.67 | 0.03 | 1.17 | 1.548 | 7.708 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 43.28 | 14.98 | 0.62 | 0.03 | 1.17 | 1.068 | -2.706 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 60 | 14.98 | 0.58 | 0.03 | 1.17 | 0.604 | -12.366 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 60 | 15.44 | -0.05 | 0.02 | 0.104 | 0.637 | -7.326 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 80 | 15.44 | -0.11 | 0.02 | 0.104 | 0.289 | -5.461 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 100 | 15.44 | -0.16 | 0.02 | 0.104 | -0.052 | -2.581 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 120 | 15.44 | -0.22 | 0.02 | 0.104 | -0.394 | 1.381 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 120 | 15.32 | 0.11 | 0 | -0.206 | -0.697 | 0.966 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 140 | 15.32 | 0.05 | 0 | -0.206 | -0.655 | -0.544 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 160 | 15.32 | 0 | 0 | -0.206 | -0.627 | -0.926 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 180 | 15.32 | -0.06 | 0 | -0.206 | -0.614 | -0.189 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 180 | 13.46 | 0.08 | 0 | -0.055 | -0.457 | -0.247 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 200 | 13.46 | 0.03 | 0 | -0.055 | -0.42 | -1.303 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 220 | 13.46 | -0.03 | 0 | -0.055 | -0.391 | -1.246 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 240 | 13.46 | -0.09 | 0 | -0.055 | -0.371 | -0.074 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 240 | 11.36 | 0.04 | 0.01 | -0.044 | -0.172 | -0.411 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 260 | 11.36 | -0.01 | 0.01 | -0.044 | -0.298 | -0.708 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 280 | 11.36 | -0.07 | 0.01 | -0.044 | -0.429 | 0.122 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 300 | 11.36 | -0.13 | 0.01 | -0.044 | -0.567 | 2.092 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 300 | 11.36 | 0.13 | -0.01 | 0.044 | -0.57 | 2.091 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 320 | 11.36 | 0.07 | -0.01 | 0.044 | -0.42 | 0.122 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 340 | 11.36 | 0.01 | -0.01 | 0.044 | -0.277 | -0.706 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 360 | 11.36 | -0.04 | -0.01 | 0.044 | -0.139 | -0.408 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 360 | 13.46 | 0.09 | 0 | 0.067 | -0.336 | -0.074 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 380 | 13.46 | 0.03 | 0 | 0.067 | -0.348 | -1.247 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 400 | 13.46 | -0.03 | 0 | 0.067 | -0.368 | -1.305 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 420 | 13.46 | -0.08 | 0 | 0.067 | -0.395 | -0.25 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 420 | 15.31 | 0.06 | 0 | 0.219 | -0.545 | -0.195 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 440 | 15.31 | 0 | 0 | 0.219 | -0.571 | -0.932 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 460 | 15.31 | -0.05 | 0 | 0.219 | -0.61 | -0.549 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 480 | 15.31 | -0.11 | 0 | 0.219 | -0.662 | 0.961 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 480 | 15.42 | 0.22 | -0.02 | -0.07 | -0.37 | 1.374 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 500 | 15.42 | 0.16 | -0.02 | -0.07 | -0.048 | -2.587 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 520 | 15.42 | 0.11 | -0.02 | -0.07 | 0.273 | -5.467 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 540 | 15.42 | 0.05 | -0.02 | -0.07 | 0.6 | -7.332 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 540 | 14.97 | -0.58 | -0.02 | -1.216 | 0.596 | -12.375 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 556.72 | 14.97 | -0.62 | -0.02 | -1.216 | 0.807 | -2.718 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 573.44 | 14.97 | -0.67 | -0.02 | -1.216 | 1.03 | 7.693 |
| STORY1 | B2 | DSTLS44 | 590.16 | 14.97 | -0.72 | -0.02 | -1.216 | 1.27 | 19.022 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 9.84 | 15.31 | 0.68 | 0.05 | 1.929 | 3.456 | 17.8 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 26.56 | 15.31 | 0.64 | 0.05 | 1.929 | 2.709 | 7.035 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 43.28 | 15.31 | 0.59 | 0.05 | 1.929 | 2.005 | -2.821 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 60 | 15.31 | 0.54 | 0.05 | 1.929 | 1.332 | -11.926 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 60 | 15.72 | -0.05 | 0.04 | 0.879 | 1.552 | -7.133 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 80 | 15.72 | -0.1 | 0.04 | 0.879 | 0.987 | -5.351 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 100 | 15.72 | -0.16 | 0.04 | 0.879 | 0.443 | -2.55 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 120 | 15.72 | -0.22 | 0.04 | 0.879 | -0.09 | 1.333 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 120 | 15.49 | 0.11 | 0.02 | 0.408 | -0.086 | 0.921 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 140 | 15.49 | 0.05 | 0.02 | 0.408 | -0.388 | -0.569 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 160 | 15.49 | -0.01 | 0.02 | 0.408 | -0.7 | -0.932 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 180 | 15.49 | -0.06 | 0.02 | 0.408 | -1.027 | -0.176 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 180 | 13.58 | 0.08 | 0.01 | 0.197 | -0.902 | -0.233 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 200 | 13.58 | 0.03 | 0.01 | 0.197 | -0.944 | -1.294 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 220 | 13.58 | -0.03 | 0.01 | 0.197 | -1.004 | -1.242 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 240 | 13.58 | -0.09 | 0.01 | 0.197 | -1.084 | -0.075 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 240 | 11.45 | 0.04 | 0 | -0.031 | -1.153 | -0.404 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 260 | 11.45 | -0.01 | 0 | -0.031 | -1.187 | -0.707 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 280 | 11.45 | -0.07 | 0 | -0.031 | -1.241 | 0.117 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 300 | 11.45 | -0.13 | 0 | -0.031 | -1.315 | 2.082 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 300 | 11.42 | 0.13 | -0.01 | 0.05 | -1.319 | 2.077 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 320 | 11.42 | 0.07 | -0.01 | 0.05 | -1.228 | 0.118 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 340 | 11.42 | 0.01 | -0.01 | 0.05 | -1.158 | -0.701 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 360 | 11.42 | -0.04 | -0.01 | 0.05 | -1.107 | -0.393 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 360 | 13.45 | 0.09 | -0.01 | -0.155 | -1.032 | -0.071 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 380 | 13.45 | 0.03 | -0.01 | -0.155 | -0.938 | -1.245 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 400 | 13.45 | -0.03 | -0.01 | -0.155 | -0.863 | -1.304 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 420 | 13.45 | -0.08 | -0.01 | -0.155 | -0.804 | -0.249 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 420 | 15.2 | 0.06 | -0.02 | -0.348 | -0.909 | -0.21 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 440 | 15.2 | 0 | -0.02 | -0.348 | -0.594 | -0.925 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 460 | 15.2 | -0.05 | -0.02 | -0.348 | -0.291 | -0.52 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 480 | 15.2 | -0.11 | -0.02 | -0.348 | 0.005 | 1.013 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 480 | 15.18 | 0.22 | -0.03 | -0.781 | 0.011 | 1.418 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 500 | 15.18 | 0.17 | -0.03 | -0.781 | 0.499 | -2.608 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 520 | 15.18 | 0.11 | -0.03 | -0.781 | 0.998 | -5.553 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 540 | 15.18 | 0.05 | -0.03 | -0.781 | 1.52 | -7.484 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 540 | 14.68 | -0.61 | 0 | -2.137 | 1.356 | -12.764 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 556.72 | 14.68 | -0.65 | 0 | -2.137 | 1.253 | -2.592 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 573.44 | 14.68 | -0.7 | 0 | -2.137 | 1.169 | 8.334 |
| STORY1 | B2 | DSTLS46 | 590.16 | 14.68 | -0.75 | 0 | -2.137 | 1.103 | 20.189 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 9.84 | 18.5 | 0.85 | -0.01 | -1.393 | -1.42 | 22.606 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 26.56 | 18.5 | 0.8 | -0.01 | -1.393 | -1.296 | 9.227 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 43.28 | 18.5 | 0.75 | -0.01 | -1.393 | -1.196 | -3.184 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 60 | 18.5 | 0.71 | -0.01 | -1.393 | -1.118 | -14.857 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 60 | 19.02 | -0.08 | -0.03 | -1.269 | -1.368 | -9.05 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 80 | 19.02 | -0.14 | -0.03 | -1.269 | -1.003 | -6.516 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 100 | 19.02 | -0.19 | -0.03 | -1.269 | -0.664 | -3.014 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 120 | 19.02 | -0.25 | -0.03 | -1.269 | -0.343 | 1.549 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 120 | 18.68 | 0.11 | -0.04 | -0.983 | -0.87 | 0.885 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 140 | 18.68 | 0.05 | -0.04 | -0.983 | -0.316 | -0.618 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 160 | 18.68 | 0 | -0.04 | -0.983 | 0.229 | -0.997 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 180 | 18.68 | -0.06 | -0.04 | -0.983 | 0.781 | -0.26 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 180 | 16.1 | 0.08 | -0.01 | -0.303 | 0.906 | -0.564 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 200 | 16.1 | 0.02 | -0.01 | -0.303 | 0.963 | -1.56 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 220 | 16.1 | -0.03 | -0.01 | -0.303 | 1.042 | -1.451 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 240 | 16.1 | -0.09 | -0.01 | -0.303 | 1.144 | -0.235 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 240 | 13.24 | 0.03 | 0.01 | 0.078 | 1.653 | -0.874 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 260 | 13.24 | -0.03 | 0.01 | 0.078 | 1.471 | -0.873 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 280 | 13.24 | -0.09 | 0.01 | 0.078 | 1.317 | 0.251 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 300 | 13.24 | -0.14 | 0.01 | 0.078 | 1.187 | 2.519 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 300 | 13.27 | 0.14 | -0.01 | -0.063 | 1.188 | 2.528 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 320 | 13.27 | 0.09 | -0.01 | -0.063 | 1.318 | 0.252 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 340 | 13.27 | 0.03 | -0.01 | -0.063 | 1.473 | -0.881 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 360 | 13.27 | -0.03 | -0.01 | -0.063 | 1.654 | -0.891 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 360 | 16.19 | 0.09 | 0.01 | 0.323 | 1.15 | -0.239 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 380 | 16.19 | 0.03 | 0.01 | 0.323 | 1.049 | -1.447 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 400 | 16.19 | -0.03 | 0.01 | 0.323 | 0.971 | -1.549 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 420 | 16.19 | -0.08 | 0.01 | 0.323 | 0.915 | -0.545 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 420 | 18.88 | 0.06 | 0.04 | 1.008 | 0.8 | -0.214 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 440 | 18.88 | 0 | 0.04 | 1.008 | 0.246 | -0.941 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 460 | 18.88 | -0.05 | 0.04 | 1.008 | -0.301 | -0.553 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 480 | 18.88 | -0.11 | 0.04 | 1.008 | -0.856 | 0.963 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 480 | 19.23 | 0.24 | 0.03 | 1.301 | -0.328 | 1.653 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 500 | 19.23 | 0.19 | 0.03 | 1.301 | -0.655 | -2.775 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 520 | 19.23 | 0.13 | 0.03 | 1.301 | -1.001 | -6.136 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 540 | 19.23 | 0.07 | 0.03 | 1.301 | -1.373 | -8.521 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 540 | 18.75 | -0.66 | 0.03 | 1.306 | -1.094 | -13.853 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 556.72 | 18.75 | -0.71 | 0.03 | 1.306 | -1.433 | -2.847 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 573.44 | 18.75 | -0.76 | 0.03 | 1.306 | -1.797 | 8.904 |
| STORY1 | B3 | DSTLS44 | 590.16 | 18.75 | -0.81 | 0.03 | 1.306 | -2.194 | 21.617 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 9.84 | 18.91 | 0.82 | 0 | -0.294 | 0.198 | 21.401 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 26.56 | 18.91 | 0.77 | 0 | -0.294 | 0.122 | 8.564 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 43.28 | 18.91 | 0.72 | 0 | -0.294 | 0.048 | -3.318 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 60 | 18.91 | 0.67 | 0 | -0.294 | -0.025 | -14.465 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 60 | 19.36 | -0.08 | 0 | -0.151 | 0.02 | -8.898 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 80 | 19.36 | -0.13 | 0 | -0.151 | 0.064 | -6.43 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 100 | 19.36 | -0.19 | 0 | -0.151 | 0.109 | -2.993 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 120 | 19.36 | -0.25 | 0 | -0.151 | 0.158 | 1.506 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 120 | 18.88 | 0.11 | 0 | -0.095 | 0.071 | 0.836 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 140 | 18.88 | 0.05 | 0 | -0.095 | 0.054 | -0.646 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 160 | 18.88 | 0 | 0 | -0.095 | 0.038 | -1.004 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 180 | 18.88 | -0.06 | 0 | -0.095 | 0.023 | -0.247 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 180 | 16.18 | 0.08 | 0 | 0.051 | 0.041 | -0.56 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 200 | 16.18 | 0.02 | 0 | 0.051 | 0.079 | -1.558 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 220 | 16.18 | -0.03 | 0 | 0.051 | 0.119 | -1.451 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 240 | 16.18 | -0.09 | 0 | 0.051 | 0.162 | -0.236 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 240 | 13.24 | 0.03 | 0 | 0.077 | 0.243 | -0.879 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 260 | 13.24 | -0.03 | 0 | 0.077 | 0.276 | -0.875 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 280 | 13.24 | -0.09 | 0 | 0.077 | 0.315 | 0.251 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 300 | 13.24 | -0.14 | 0 | 0.077 | 0.36 | 2.522 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 300 | 13.25 | 0.14 | 0 | -0.041 | 0.363 | 2.527 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 320 | 13.25 | 0.09 | 0 | -0.041 | 0.321 | 0.252 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 340 | 13.25 | 0.03 | 0 | -0.041 | 0.285 | -0.879 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 360 | 13.25 | -0.03 | 0 | -0.041 | 0.255 | -0.888 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 360 | 16.09 | 0.09 | 0 | 0.003 | 0.184 | -0.238 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 380 | 16.09 | 0.03 | 0 | 0.003 | 0.147 | -1.449 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 400 | 16.09 | -0.03 | 0 | 0.003 | 0.114 | -1.551 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 420 | 16.09 | -0.08 | 0 | 0.003 | 0.082 | -0.549 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 420 | 18.66 | 0.06 | 0 | 0.17 | 0.09 | -0.226 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 440 | 18.66 | 0 | 0 | 0.17 | 0.102 | -0.934 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 460 | 18.66 | -0.06 | 0 | 0.17 | 0.116 | -0.525 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 480 | 18.66 | -0.11 | 0 | 0.17 | 0.134 | 1.011 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 480 | 18.86 | 0.25 | 0.01 | 0.248 | 0.235 | 1.692 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 500 | 18.86 | 0.19 | 0.01 | 0.248 | 0.16 | -2.796 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 520 | 18.86 | 0.13 | 0.01 | 0.248 | 0.089 | -6.218 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 540 | 18.86 | 0.08 | 0.01 | 0.248 | 0.021 | -8.665 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 540 | 18.31 | -0.7 | 0.05 | 0.036 | 0.05 | -14.245 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 556.72 | 18.31 | -0.74 | 0.05 | 0.036 | -0.669 | -2.713 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 573.44 | 18.31 | -0.79 | 0.05 | 0.036 | -1.399 | 9.564 |
| STORY1 | B3 | DSTLS46 | 590.16 | 18.31 | -0.84 | 0.05 | 0.036 | -2.156 | 22.817 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 9.84 | 18.48 | 0.84 | 0.01 | -1.084 | -0.51 | 22.483 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 26.56 | 18.48 | 0.79 | 0.01 | -1.084 | -0.663 | 9.208 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 43.28 | 18.48 | 0.75 | 0.01 | -1.084 | -0.828 | -3.101 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 60 | 18.48 | 0.7 | 0.01 | -1.084 | -1.008 | -14.67 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 60 | 18.99 | -0.08 | -0.02 | -1.036 | -1.244 | -8.951 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 80 | 18.99 | -0.13 | -0.02 | -1.036 | -0.959 | -6.444 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 100 | 18.99 | -0.19 | -0.02 | -1.036 | -0.699 | -2.966 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 120 | 18.99 | -0.25 | -0.02 | -1.036 | -0.458 | 1.575 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 120 | 18.74 | 0.11 | -0.03 | -0.85 | -0.909 | 0.911 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 140 | 18.74 | 0.05 | -0.03 | -0.85 | -0.382 | -0.599 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 160 | 18.74 | 0 | -0.03 | -0.85 | 0.135 | -0.983 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 180 | 18.74 | -0.06 | -0.03 | -0.85 | 0.655 | -0.251 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 180 | 16.29 | 0.08 | -0.01 | -0.289 | 0.782 | -0.522 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 200 | 16.29 | 0.03 | -0.01 | -0.289 | 0.804 | -1.524 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 220 | 16.29 | -0.03 | -0.01 | -0.289 | 0.845 | -1.421 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 240 | 16.29 | -0.09 | -0.01 | -0.289 | 0.905 | -0.209 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 240 | 13.57 | 0.03 | 0.01 | 0.043 | 1.362 | -0.798 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 260 | 13.57 | -0.03 | 0.01 | 0.043 | 1.152 | -0.85 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 280 | 13.57 | -0.08 | 0.01 | 0.043 | 0.963 | 0.222 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 300 | 13.57 | -0.14 | 0.01 | 0.043 | 0.792 | 2.437 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 300 | 13.57 | 0.14 | -0.01 | -0.025 | 0.796 | 2.436 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 320 | 13.57 | 0.08 | -0.01 | -0.025 | 0.962 | 0.222 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 340 | 13.57 | 0.03 | -0.01 | -0.025 | 1.146 | -0.848 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 360 | 13.57 | -0.03 | -0.01 | -0.025 | 1.351 | -0.795 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 360 | 16.28 | 0.09 | 0.01 | 0.31 | 0.897 | -0.209 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 380 | 16.28 | 0.03 | 0.01 | 0.31 | 0.836 | -1.422 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 400 | 16.28 | -0.03 | 0.01 | 0.31 | 0.794 | -1.526 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 420 | 16.28 | -0.08 | 0.01 | 0.31 | 0.769 | -0.525 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 420 | 18.72 | 0.06 | 0.03 | 0.884 | 0.652 | -0.258 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 440 | 18.72 | 0 | 0.03 | 0.884 | 0.139 | -0.989 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 460 | 18.72 | -0.05 | 0.03 | 0.884 | -0.372 | -0.604 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 480 | 18.72 | -0.11 | 0.03 | 0.884 | -0.892 | 0.906 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 480 | 18.97 | 0.25 | 0.02 | 1.067 | -0.423 | 1.568 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 500 | 18.97 | 0.19 | 0.02 | 1.067 | -0.673 | -2.973 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 520 | 18.97 | 0.13 | 0.02 | 1.067 | -0.94 | -6.451 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 540 | 18.97 | 0.08 | 0.02 | 1.067 | -1.232 | -8.958 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 540 | 18.46 | -0.7 | 0.01 | 0.977 | -0.979 | -14.687 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 556.72 | 18.46 | -0.75 | 0.01 | 0.977 | -1.066 | -3.115 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 573.44 | 18.46 | -0.79 | 0.01 | 0.977 | -1.172 | 9.198 |
| STORY1 | B4 | DSTLS44 | 590.16 | 18.46 | -0.84 | 0.01 | 0.977 | -1.3 | 22.476 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 9.84 | 18.89 | 0.81 | 0.02 | 0.023 | 1.109 | 21.249 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 26.56 | 18.89 | 0.76 | 0.02 | 0.023 | 0.759 | 8.53 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 43.28 | 18.89 | 0.71 | 0.02 | 0.023 | 0.423 | -3.235 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 60 | 18.89 | 0.67 | 0.02 | 0.023 | 0.094 | -14.263 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 60 | 19.33 | -0.07 | 0 | 0.086 | 0.153 | -8.793 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 80 | 19.33 | -0.13 | 0 | 0.086 | 0.114 | -6.355 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 100 | 19.33 | -0.19 | 0 | 0.086 | 0.078 | -2.943 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 120 | 19.33 | -0.25 | 0 | 0.086 | 0.045 | 1.532 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 120 | 18.93 | 0.11 | 0 | 0.04 | 0.036 | 0.861 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 140 | 18.93 | 0.05 | 0 | 0.04 | -0.01 | -0.627 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 160 | 18.93 | 0 | 0 | 0.04 | -0.056 | -0.99 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 180 | 18.93 | -0.06 | 0 | 0.04 | -0.103 | -0.237 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 180 | 16.36 | 0.08 | 0 | 0.066 | -0.084 | -0.516 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 200 | 16.36 | 0.03 | 0 | 0.066 | -0.081 | -1.521 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 220 | 16.36 | -0.03 | 0 | 0.066 | -0.08 | -1.42 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 240 | 16.36 | -0.09 | 0 | 0.066 | -0.081 | -0.21 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 240 | 13.58 | 0.03 | 0 | 0.042 | -0.052 | -0.802 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 260 | 13.58 | -0.03 | 0 | 0.042 | -0.047 | -0.852 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 280 | 13.58 | -0.08 | 0 | 0.042 | -0.044 | 0.222 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 300 | 13.58 | -0.14 | 0 | 0.042 | -0.041 | 2.439 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 300 | 13.54 | 0.14 | 0 | -0.003 | -0.035 | 2.434 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 320 | 13.54 | 0.08 | 0 | -0.003 | -0.041 | 0.222 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 340 | 13.54 | 0.03 | 0 | -0.003 | -0.048 | -0.846 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 360 | 13.54 | -0.03 | 0 | -0.003 | -0.056 | -0.791 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 360 | 16.19 | 0.09 | 0 | -0.012 | -0.076 | -0.207 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 380 | 16.19 | 0.03 | 0 | -0.012 | -0.073 | -1.422 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 400 | 16.19 | -0.03 | 0 | -0.012 | -0.071 | -1.529 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 420 | 16.19 | -0.08 | 0 | -0.012 | -0.071 | -0.53 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 420 | 18.51 | 0.06 | 0 | 0.045 | -0.065 | -0.271 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 440 | 18.51 | 0 | 0 | 0.045 | -0.01 | -0.981 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 460 | 18.51 | -0.05 | 0 | 0.045 | 0.044 | -0.576 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 480 | 18.51 | -0.11 | 0 | 0.045 | 0.1 | 0.956 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 480 | 18.61 | 0.25 | 0 | 0.012 | 0.137 | 1.611 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 500 | 18.61 | 0.19 | 0 | 0.012 | 0.145 | -2.994 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 520 | 18.61 | 0.14 | 0 | 0.012 | 0.156 | -6.536 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 540 | 18.61 | 0.08 | 0 | 0.012 | 0.172 | -9.11 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 540 | 18.03 | -0.73 | 0.03 | -0.301 | 0.179 | -15.082 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 556.72 | 18.03 | -0.78 | 0.03 | -0.301 | -0.29 | -2.978 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 573.44 | 18.03 | -0.83 | 0.03 | -0.301 | -0.765 | 9.868 |
| STORY1 | B4 | DSTLS46 | 590.16 | 18.03 | -0.87 | 0.03 | -0.301 | -1.253 | 23.692 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 9.84 | 18.59 | 0.85 | 0.01 | -1.216 | -0.522 | 22.611 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 26.56 | 18.59 | 0.8 | 0.01 | -1.216 | -0.708 | 9.26 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 43.28 | 18.59 | 0.75 | 0.01 | -1.216 | -0.907 | -3.122 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 60 | 18.59 | 0.7 | 0.01 | -1.216 | -1.123 | -14.765 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 60 | 19.11 | -0.08 | -0.02 | -1.079 | -1.377 | -9.009 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 80 | 19.11 | -0.14 | -0.02 | -1.079 | -1.065 | -6.48 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 100 | 19.11 | -0.19 | -0.02 | -1.079 | -0.781 | -2.983 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 120 | 19.11 | -0.25 | -0.02 | -1.079 | -0.518 | 1.576 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 120 | 18.85 | 0.11 | -0.04 | -0.866 | -0.964 | 0.909 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 140 | 18.85 | 0.05 | -0.04 | -0.866 | -0.401 | -0.602 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 160 | 18.85 | 0 | -0.04 | -0.866 | 0.152 | -0.987 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 180 | 18.85 | -0.06 | -0.04 | -0.866 | 0.708 | -0.257 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 180 | 16.38 | 0.08 | -0.01 | -0.316 | 0.828 | -0.534 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 200 | 16.38 | 0.03 | -0.01 | -0.316 | 0.858 | -1.535 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 220 | 16.38 | -0.03 | -0.01 | -0.316 | 0.908 | -1.43 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 240 | 16.38 | -0.09 | -0.01 | -0.316 | 0.978 | -0.217 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 240 | 13.63 | 0.03 | 0.01 | 0.03 | 1.426 | -0.817 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 260 | 13.63 | -0.03 | 0.01 | 0.03 | 1.22 | -0.856 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 280 | 13.63 | -0.08 | 0.01 | 0.03 | 1.037 | 0.227 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 300 | 13.63 | -0.14 | 0.01 | 0.03 | 0.873 | 2.454 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 300 | 13.63 | 0.14 | -0.01 | -0.022 | 0.874 | 2.455 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 320 | 13.63 | 0.08 | -0.01 | -0.022 | 1.04 | 0.227 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 340 | 13.63 | 0.03 | -0.01 | -0.022 | 1.225 | -0.857 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 360 | 13.63 | -0.03 | -0.01 | -0.022 | 1.434 | -0.817 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 360 | 16.38 | 0.09 | 0.01 | 0.33 | 0.986 | -0.217 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 380 | 16.38 | 0.03 | 0.01 | 0.33 | 0.918 | -1.43 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 400 | 16.38 | -0.03 | 0.01 | 0.33 | 0.871 | -1.535 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 420 | 16.38 | -0.08 | 0.01 | 0.33 | 0.844 | -0.535 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 420 | 18.85 | 0.06 | 0.04 | 0.893 | 0.731 | -0.256 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 440 | 18.85 | 0 | 0.04 | 0.893 | 0.177 | -0.987 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 460 | 18.85 | -0.05 | 0.04 | 0.893 | -0.373 | -0.602 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 480 | 18.85 | -0.11 | 0.04 | 0.893 | -0.933 | 0.909 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 480 | 19.11 | 0.25 | 0.02 | 1.115 | -0.481 | 1.576 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 500 | 19.11 | 0.19 | 0.02 | 1.115 | -0.754 | -2.983 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 520 | 19.11 | 0.14 | 0.02 | 1.115 | -1.048 | -6.479 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 540 | 19.11 | 0.08 | 0.02 | 1.115 | -1.369 | -9.007 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 540 | 18.6 | -0.7 | 0.01 | 1.129 | -1.091 | -14.76 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 556.72 | 18.6 | -0.75 | 0.01 | 1.129 | -1.153 | -3.124 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 573.44 | 18.6 | -0.8 | 0.01 | 1.129 | -1.236 | 9.252 |
| STORY1 | B5 | DSTLS44 | 590.16 | 18.6 | -0.84 | 0.01 | 1.129 | -1.341 | 22.596 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 9.84 | 19.01 | 0.81 | 0.02 | -0.109 | 1.091 | 21.372 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 26.56 | 19.01 | 0.77 | 0.02 | -0.109 | 0.71 | 8.579 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 43.28 | 19.01 | 0.72 | 0.02 | -0.109 | 0.341 | -3.258 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 60 | 19.01 | 0.67 | 0.02 | -0.109 | -0.022 | -14.359 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 60 | 19.46 | -0.08 | 0 | 0.041 | 0.019 | -8.851 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 80 | 19.46 | -0.13 | 0 | 0.041 | 0.008 | -6.391 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 100 | 19.46 | -0.19 | 0 | 0.041 | -0.003 | -2.961 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 120 | 19.46 | -0.25 | 0 | 0.041 | -0.014 | 1.533 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 120 | 19.05 | 0.11 | 0 | 0.024 | -0.019 | 0.859 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 140 | 19.05 | 0.05 | 0 | 0.024 | -0.028 | -0.63 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 160 | 19.05 | 0 | 0 | 0.024 | -0.038 | -0.994 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 180 | 19.05 | -0.06 | 0 | 0.024 | -0.049 | -0.243 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 180 | 16.46 | 0.08 | 0 | 0.038 | -0.036 | -0.529 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 200 | 16.46 | 0.03 | 0 | 0.038 | -0.025 | -1.532 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 220 | 16.46 | -0.03 | 0 | 0.038 | -0.015 | -1.429 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 240 | 16.46 | -0.09 | 0 | 0.038 | -0.005 | -0.218 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 240 | 13.64 | 0.03 | 0 | 0.028 | 0.014 | -0.821 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 260 | 13.64 | -0.03 | 0 | 0.028 | 0.023 | -0.859 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 280 | 13.64 | -0.08 | 0 | 0.028 | 0.032 | 0.227 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 300 | 13.64 | -0.14 | 0 | 0.028 | 0.042 | 2.456 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 300 | 13.61 | 0.14 | 0 | 0 | 0.045 | 2.453 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 320 | 13.61 | 0.08 | 0 | 0 | 0.038 | 0.227 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 340 | 13.61 | 0.03 | 0 | 0 | 0.033 | -0.854 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 360 | 13.61 | -0.03 | 0 | 0 | 0.028 | -0.813 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 360 | 16.29 | 0.09 | 0 | 0.009 | 0.013 | -0.216 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 380 | 16.29 | 0.03 | 0 | 0.009 | 0.009 | -1.431 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 400 | 16.29 | -0.03 | 0 | 0.009 | 0.006 | -1.538 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 420 | 16.29 | -0.08 | 0 | 0.009 | 0.002 | -0.54 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 420 | 18.65 | 0.06 | 0 | 0.054 | 0.013 | -0.27 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 440 | 18.65 | 0 | 0 | 0.054 | 0.027 | -0.979 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 460 | 18.65 | -0.06 | 0 | 0.054 | 0.042 | -0.573 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 480 | 18.65 | -0.11 | 0 | 0.054 | 0.057 | 0.959 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 480 | 18.75 | 0.25 | 0 | 0.061 | 0.081 | 1.619 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 500 | 18.75 | 0.2 | 0 | 0.061 | 0.064 | -3.005 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 520 | 18.75 | 0.14 | 0 | 0.061 | 0.049 | -6.567 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 540 | 18.75 | 0.08 | 0 | 0.061 | 0.035 | -9.163 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 540 | 18.17 | -0.74 | 0.03 | -0.147 | 0.066 | -15.163 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 556.72 | 18.17 | -0.78 | 0.03 | -0.147 | -0.378 | -2.987 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 573.44 | 18.17 | -0.83 | 0.03 | -0.147 | -0.83 | 9.931 |
| STORY1 | B5 | DSTLS46 | 590.16 | 18.17 | -0.88 | 0.03 | -0.147 | -1.296 | 23.829 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 9.84 | 18.58 | 0.84 | 0.01 | -1.235 | -0.428 | 22.566 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 26.56 | 18.58 | 0.8 | 0.01 | -1.235 | -0.654 | 9.241 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 43.28 | 18.58 | 0.75 | 0.01 | -1.235 | -0.891 | -3.117 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 60 | 18.58 | 0.7 | 0.01 | -1.235 | -1.144 | -14.735 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 60 | 19.1 | -0.08 | -0.02 | -1.07 | -1.402 | -8.993 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 80 | 19.1 | -0.14 | -0.02 | -1.07 | -1.091 | -6.47 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 100 | 19.1 | -0.19 | -0.02 | -1.07 | -0.808 | -2.978 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 120 | 19.1 | -0.25 | -0.02 | -1.07 | -0.547 | 1.577 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 120 | 18.84 | 0.11 | -0.04 | -0.85 | -0.979 | 0.91 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 140 | 18.84 | 0.05 | -0.04 | -0.85 | -0.404 | -0.6 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 160 | 18.84 | 0 | -0.04 | -0.85 | 0.16 | -0.985 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 180 | 18.84 | -0.06 | -0.04 | -0.85 | 0.728 | -0.254 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 180 | 16.37 | 0.08 | -0.01 | -0.329 | 0.848 | -0.531 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 200 | 16.37 | 0.03 | -0.01 | -0.329 | 0.871 | -1.532 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 220 | 16.37 | -0.03 | -0.01 | -0.329 | 0.913 | -1.428 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 240 | 16.37 | -0.09 | -0.01 | -0.329 | 0.976 | -0.215 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 240 | 13.63 | 0.03 | 0.01 | 0.017 | 1.408 | -0.813 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 260 | 13.63 | -0.03 | 0.01 | 0.017 | 1.194 | -0.855 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 280 | 13.63 | -0.08 | 0.01 | 0.017 | 1.002 | 0.226 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 300 | 13.63 | -0.14 | 0.01 | 0.017 | 0.829 | 2.45 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 300 | 13.63 | 0.14 | -0.01 | -0.006 | 0.831 | 2.45 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 320 | 13.63 | 0.08 | -0.01 | -0.006 | 1.004 | 0.226 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 340 | 13.63 | 0.03 | -0.01 | -0.006 | 1.196 | -0.855 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 360 | 13.63 | -0.03 | -0.01 | -0.006 | 1.41 | -0.813 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 360 | 16.37 | 0.09 | 0.01 | 0.345 | 0.98 | -0.215 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 380 | 16.37 | 0.03 | 0.01 | 0.345 | 0.918 | -1.428 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 400 | 16.37 | -0.03 | 0.01 | 0.345 | 0.877 | -1.532 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 420 | 16.37 | -0.08 | 0.01 | 0.345 | 0.857 | -0.531 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 420 | 18.84 | 0.06 | 0.04 | 0.878 | 0.746 | -0.254 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 440 | 18.84 | 0 | 0.04 | 0.878 | 0.179 | -0.985 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 460 | 18.84 | -0.05 | 0.04 | 0.878 | -0.383 | -0.6 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 480 | 18.84 | -0.11 | 0.04 | 0.878 | -0.954 | 0.91 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 480 | 19.1 | 0.25 | 0.02 | 1.104 | -0.516 | 1.577 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 500 | 19.1 | 0.19 | 0.02 | 1.104 | -0.786 | -2.977 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 520 | 19.1 | 0.14 | 0.02 | 1.104 | -1.077 | -6.469 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 540 | 19.1 | 0.08 | 0.02 | 1.104 | -1.396 | -8.992 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 540 | 18.58 | -0.7 | 0 | 1.146 | -1.113 | -14.734 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 556.72 | 18.58 | -0.75 | 0 | 1.146 | -1.132 | -3.117 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 573.44 | 18.58 | -0.8 | 0 | 1.146 | -1.172 | 9.238 |
| STORY1 | B6 | DSTLS44 | 590.16 | 18.58 | -0.84 | 0 | 1.146 | -1.232 | 22.561 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 9.84 | 19 | 0.81 | 0.02 | -0.127 | 1.182 | 21.327 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 26.56 | 19 | 0.76 | 0.02 | -0.127 | 0.763 | 8.559 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 43.28 | 19 | 0.72 | 0.02 | -0.127 | 0.357 | -3.254 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 60 | 19 | 0.67 | 0.02 | -0.127 | -0.041 | -14.329 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 60 | 19.45 | -0.08 | 0 | 0.051 | -0.005 | -8.836 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 80 | 19.45 | -0.13 | 0 | 0.051 | -0.017 | -6.381 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 100 | 19.45 | -0.19 | 0 | 0.051 | -0.03 | -2.955 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 120 | 19.45 | -0.25 | 0 | 0.051 | -0.043 | 1.533 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 120 | 19.04 | 0.11 | 0 | 0.04 | -0.034 | 0.86 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 140 | 19.04 | 0.05 | 0 | 0.04 | -0.031 | -0.629 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 160 | 19.04 | 0 | 0 | 0.04 | -0.029 | -0.992 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 180 | 19.04 | -0.06 | 0 | 0.04 | -0.027 | -0.241 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 180 | 16.46 | 0.08 | 0 | 0.024 | -0.014 | -0.525 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 200 | 16.46 | 0.03 | 0 | 0.024 | -0.011 | -1.529 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 220 | 16.46 | -0.03 | 0 | 0.024 | -0.009 | -1.427 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 240 | 16.46 | -0.09 | 0 | 0.024 | -0.006 | -0.217 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 240 | 13.65 | 0.03 | 0 | 0.015 | -0.004 | -0.817 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 260 | 13.65 | -0.03 | 0 | 0.015 | -0.003 | -0.857 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 280 | 13.65 | -0.08 | 0 | 0.015 | -0.003 | 0.226 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 300 | 13.65 | -0.14 | 0 | 0.015 | -0.002 | 2.452 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 300 | 13.62 | 0.14 | 0 | 0.015 | 0.002 | 2.448 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 320 | 13.62 | 0.08 | 0 | 0.015 | 0.002 | 0.226 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 340 | 13.62 | 0.03 | 0 | 0.015 | 0.003 | -0.853 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 360 | 13.62 | -0.03 | 0 | 0.015 | 0.003 | -0.808 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 360 | 16.29 | 0.09 | 0 | 0.024 | 0.005 | -0.214 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 380 | 16.29 | 0.03 | 0 | 0.024 | 0.008 | -1.428 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 400 | 16.29 | -0.03 | 0 | 0.024 | 0.01 | -1.535 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 420 | 16.29 | -0.08 | 0 | 0.024 | 0.013 | -0.536 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 420 | 18.64 | 0.06 | 0 | 0.04 | 0.026 | -0.268 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 440 | 18.64 | 0 | 0 | 0.04 | 0.028 | -0.978 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 460 | 18.64 | -0.06 | 0 | 0.04 | 0.032 | -0.572 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 480 | 18.64 | -0.11 | 0 | 0.04 | 0.036 | 0.96 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 480 | 18.74 | 0.25 | 0 | 0.05 | 0.046 | 1.62 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 500 | 18.74 | 0.2 | 0 | 0.05 | 0.032 | -3 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 520 | 18.74 | 0.14 | 0 | 0.05 | 0.02 | -6.558 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 540 | 18.74 | 0.08 | 0 | 0.05 | 0.008 | -9.15 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 540 | 18.16 | -0.73 | 0.02 | -0.13 | 0.044 | -15.14 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 556.72 | 18.16 | -0.78 | 0.02 | -0.13 | -0.357 | -2.981 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 573.44 | 18.16 | -0.83 | 0.02 | -0.13 | -0.764 | 9.92 |
| STORY1 | B6 | DSTLS46 | 590.16 | 18.16 | -0.88 | 0.02 | -0.13 | -1.186 | 23.8 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 9.84 | 18.55 | 0.84 | 0.02 | -1.382 | -0.357 | 22.512 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 26.56 | 18.55 | 0.79 | 0.02 | -1.382 | -0.648 | 9.218 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 43.28 | 18.55 | 0.75 | 0.02 | -1.382 | -0.951 | -3.11 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 60 | 18.55 | 0.7 | 0.02 | -1.382 | -1.271 | -14.698 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 60 | 19.06 | -0.08 | -0.02 | -1.104 | -1.551 | -8.972 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 80 | 19.06 | -0.14 | -0.02 | -1.104 | -1.214 | -6.456 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 100 | 19.06 | -0.19 | -0.02 | -1.104 | -0.909 | -2.971 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 120 | 19.06 | -0.25 | -0.02 | -1.104 | -0.629 | 1.576 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 120 | 18.82 | 0.11 | -0.04 | -0.847 | -1.041 | 0.91 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 140 | 18.82 | 0.05 | -0.04 | -0.847 | -0.42 | -0.6 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 160 | 18.82 | 0 | -0.04 | -0.847 | 0.191 | -0.985 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 180 | 18.82 | -0.06 | -0.04 | -0.847 | 0.806 | -0.254 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 180 | 16.37 | 0.08 | -0.01 | -0.367 | 0.922 | -0.525 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 200 | 16.37 | 0.03 | -0.01 | -0.367 | 0.942 | -1.527 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 220 | 16.37 | -0.03 | -0.01 | -0.367 | 0.984 | -1.423 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 240 | 16.37 | -0.09 | -0.01 | -0.367 | 1.048 | -0.211 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 240 | 13.65 | 0.03 | 0.01 | -0.005 | 1.454 | -0.8 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 260 | 13.65 | -0.03 | 0.01 | -0.005 | 1.233 | -0.85 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 280 | 13.65 | -0.08 | 0.01 | -0.005 | 1.036 | 0.222 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 300 | 13.65 | -0.14 | 0.01 | -0.005 | 0.858 | 2.438 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 300 | 13.65 | 0.14 | -0.01 | 0.016 | 0.859 | 2.438 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 320 | 13.65 | 0.08 | -0.01 | 0.016 | 1.038 | 0.222 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 340 | 13.65 | 0.03 | -0.01 | 0.016 | 1.235 | -0.85 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 360 | 13.65 | -0.03 | -0.01 | 0.016 | 1.457 | -0.8 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 360 | 16.37 | 0.09 | 0.01 | 0.383 | 1.052 | -0.211 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 380 | 16.37 | 0.03 | 0.01 | 0.383 | 0.989 | -1.423 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 400 | 16.37 | -0.03 | 0.01 | 0.383 | 0.949 | -1.527 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 420 | 16.37 | -0.08 | 0.01 | 0.383 | 0.93 | -0.525 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 420 | 18.82 | 0.06 | 0.04 | 0.874 | 0.824 | -0.254 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 440 | 18.82 | 0 | 0.04 | 0.874 | 0.21 | -0.985 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 460 | 18.82 | -0.05 | 0.04 | 0.874 | -0.399 | -0.6 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 480 | 18.82 | -0.11 | 0.04 | 0.874 | -1.018 | 0.91 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 480 | 19.06 | 0.25 | 0.02 | 1.137 | -0.6 | 1.576 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 500 | 19.06 | 0.19 | 0.02 | 1.137 | -0.889 | -2.971 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 520 | 19.06 | 0.14 | 0.02 | 1.137 | -1.203 | -6.456 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 540 | 19.06 | 0.08 | 0.02 | 1.137 | -1.549 | -8.972 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 540 | 18.55 | -0.7 | 0 | 1.296 | -1.244 | -14.698 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 556.72 | 18.55 | -0.75 | 0 | 1.296 | -1.192 | -3.11 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 573.44 | 18.55 | -0.79 | 0 | 1.296 | -1.162 | 9.217 |
| STORY1 | B8 | DSTLS44 | 590.16 | 18.55 | -0.84 | 0 | 1.296 | -1.153 | 22.512 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 9.84 | 18.97 | 0.81 | 0.03 | -0.272 | 1.248 | 21.301 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 26.56 | 18.97 | 0.76 | 0.03 | -0.272 | 0.766 | 8.55 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 43.28 | 18.97 | 0.72 | 0.03 | -0.272 | 0.297 | -3.247 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 60 | 18.97 | 0.67 | 0.03 | -0.272 | -0.166 | -14.306 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 60 | 19.42 | -0.08 | 0 | 0.018 | -0.151 | -8.821 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 80 | 19.42 | -0.13 | 0 | 0.018 | -0.139 | -6.372 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 100 | 19.42 | -0.19 | 0 | 0.018 | -0.13 | -2.951 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 120 | 19.42 | -0.25 | 0 | 0.018 | -0.125 | 1.533 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 120 | 19.03 | 0.11 | 0 | 0.045 | -0.095 | 0.861 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 140 | 19.03 | 0.05 | 0 | 0.045 | -0.044 | -0.628 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 160 | 19.03 | 0 | 0 | 0.045 | 0.005 | -0.993 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 180 | 19.03 | -0.06 | 0 | 0.045 | 0.055 | -0.241 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 180 | 16.46 | 0.08 | 0 | -0.014 | 0.064 | -0.52 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 200 | 16.46 | 0.03 | 0 | -0.014 | 0.064 | -1.524 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 220 | 16.46 | -0.03 | 0 | -0.014 | 0.065 | -1.422 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 240 | 16.46 | -0.09 | 0 | -0.014 | 0.067 | -0.212 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 240 | 13.67 | 0.03 | 0 | -0.008 | 0.044 | -0.804 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 260 | 13.67 | -0.03 | 0 | -0.008 | 0.037 | -0.853 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 280 | 13.67 | -0.08 | 0 | -0.008 | 0.03 | 0.222 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 300 | 13.67 | -0.14 | 0 | -0.008 | 0.024 | 2.44 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 300 | 13.64 | 0.14 | 0 | 0.037 | 0.03 | 2.437 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 320 | 13.64 | 0.08 | 0 | 0.037 | 0.035 | 0.222 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 340 | 13.64 | 0.03 | 0 | 0.037 | 0.04 | -0.848 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 360 | 13.64 | -0.03 | 0 | 0.037 | 0.047 | -0.796 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 360 | 16.29 | 0.09 | 0 | 0.06 | 0.073 | -0.21 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 380 | 16.29 | 0.03 | 0 | 0.06 | 0.074 | -1.424 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 400 | 16.29 | -0.03 | 0 | 0.06 | 0.077 | -1.53 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 420 | 16.29 | -0.08 | 0 | 0.06 | 0.081 | -0.531 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 420 | 18.62 | 0.06 | 0 | 0.037 | 0.1 | -0.268 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 440 | 18.62 | 0 | 0 | 0.037 | 0.056 | -0.978 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 460 | 18.62 | -0.06 | 0 | 0.037 | 0.013 | -0.572 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 480 | 18.62 | -0.11 | 0 | 0.037 | -0.03 | 0.96 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 480 | 18.71 | 0.25 | 0 | 0.081 | -0.041 | 1.619 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 500 | 18.71 | 0.2 | 0 | 0.081 | -0.074 | -2.994 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 520 | 18.71 | 0.14 | 0 | 0.081 | -0.109 | -6.545 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 540 | 18.71 | 0.08 | 0 | 0.081 | -0.147 | -9.129 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 540 | 18.14 | -0.73 | 0.02 | 0.021 | -0.09 | -15.103 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 556.72 | 18.14 | -0.78 | 0.02 | 0.021 | -0.415 | -2.976 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 573.44 | 18.14 | -0.83 | 0.02 | 0.021 | -0.747 | 9.892 |
| STORY1 | B8 | DSTLS46 | 590.16 | 18.14 | -0.87 | 0.02 | 0.021 | -1.092 | 23.74 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 9.84 | 18.26 | 0.85 | 0.03 | -1.061 | 0.559 | 22.646 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 26.56 | 18.26 | 0.8 | 0.03 | -1.061 | -0.007 | 9.269 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 43.28 | 18.26 | 0.75 | 0.03 | -1.061 | -0.573 | -3.141 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 60 | 18.26 | 0.7 | 0.03 | -1.061 | -1.149 | -14.812 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 60 | 18.78 | -0.08 | -0.01 | -0.868 | -1.415 | -9.006 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 80 | 18.78 | -0.14 | -0.01 | -0.868 | -1.163 | -6.488 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 100 | 18.78 | -0.19 | -0.01 | -0.868 | -0.942 | -2.999 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 120 | 18.78 | -0.25 | -0.01 | -0.868 | -0.745 | 1.553 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 120 | 18.44 | 0.11 | -0.04 | -0.717 | -1.083 | 0.894 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 140 | 18.44 | 0.05 | -0.04 | -0.717 | -0.492 | -0.61 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 160 | 18.44 | 0 | -0.04 | -0.717 | 0.088 | -0.989 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 180 | 18.44 | -0.06 | -0.04 | -0.717 | 0.669 | -0.252 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 180 | 15.86 | 0.08 | 0 | -0.355 | 0.783 | -0.556 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 200 | 15.86 | 0.02 | 0 | -0.355 | 0.771 | -1.553 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 220 | 15.86 | -0.03 | 0 | -0.355 | 0.776 | -1.445 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 240 | 15.86 | -0.09 | 0 | -0.355 | 0.799 | -0.229 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 240 | 12.99 | 0.03 | 0.01 | -0.043 | 1.154 | -0.867 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 260 | 12.99 | -0.03 | 0.01 | -0.043 | 0.908 | -0.871 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 280 | 12.99 | -0.09 | 0.01 | -0.043 | 0.679 | 0.247 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 300 | 12.99 | -0.14 | 0.01 | -0.043 | 0.462 | 2.51 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 300 | 12.99 | 0.14 | -0.01 | 0.053 | 0.464 | 2.51 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 320 | 12.99 | 0.09 | -0.01 | 0.053 | 0.681 | 0.247 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 340 | 12.99 | 0.03 | -0.01 | 0.053 | 0.91 | -0.871 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 360 | 12.99 | -0.03 | -0.01 | 0.053 | 1.157 | -0.867 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 360 | 15.86 | 0.09 | 0 | 0.37 | 0.803 | -0.229 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 380 | 15.86 | 0.03 | 0 | 0.37 | 0.782 | -1.445 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 400 | 15.86 | -0.02 | 0 | 0.37 | 0.778 | -1.553 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 420 | 15.86 | -0.08 | 0 | 0.37 | 0.792 | -0.556 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 420 | 18.44 | 0.06 | 0.04 | 0.744 | 0.687 | -0.252 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 440 | 18.44 | 0 | 0.04 | 0.744 | 0.107 | -0.989 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 460 | 18.44 | -0.05 | 0.04 | 0.744 | -0.47 | -0.61 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 480 | 18.44 | -0.11 | 0.04 | 0.744 | -1.059 | 0.894 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 480 | 18.78 | 0.25 | 0.02 | 0.901 | -0.716 | 1.552 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 500 | 18.78 | 0.19 | 0.02 | 0.901 | -0.922 | -2.998 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 520 | 18.78 | 0.14 | 0.02 | 0.901 | -1.153 | -6.487 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 540 | 18.78 | 0.08 | 0.02 | 0.901 | -1.414 | -9.004 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 540 | 18.26 | -0.7 | -0.02 | 0.976 | -1.125 | -14.809 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 556.72 | 18.26 | -0.75 | -0.02 | 0.976 | -0.815 | -3.141 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 573.44 | 18.26 | -0.8 | -0.02 | 0.976 | -0.521 | 9.266 |
| STORY1 | B9 | DSTLS44 | 590.16 | 18.26 | -0.85 | -0.02 | 0.976 | -0.236 | 22.639 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 9.84 | 18.69 | 0.82 | 0.05 | 0.045 | 2.157 | 21.465 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 26.56 | 18.69 | 0.77 | 0.05 | 0.045 | 1.401 | 8.617 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 43.28 | 18.69 | 0.72 | 0.05 | 0.045 | 0.669 | -3.276 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 60 | 18.69 | 0.67 | 0.05 | 0.045 | -0.05 | -14.432 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 60 | 19.14 | -0.08 | 0.01 | 0.251 | -0.022 | -8.861 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 80 | 19.14 | -0.13 | 0.01 | 0.251 | -0.093 | -6.407 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 100 | 19.14 | -0.19 | 0.01 | 0.251 | -0.166 | -2.979 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 120 | 19.14 | -0.25 | 0.01 | 0.251 | -0.244 | 1.511 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 120 | 18.65 | 0.11 | 0 | 0.175 | -0.14 | 0.845 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 140 | 18.65 | 0.05 | 0 | 0.175 | -0.116 | -0.638 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 160 | 18.65 | 0 | 0 | 0.175 | -0.096 | -0.997 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 180 | 18.65 | -0.06 | 0 | 0.175 | -0.078 | -0.24 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 180 | 15.95 | 0.08 | 0 | -0.003 | -0.069 | -0.552 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 200 | 15.95 | 0.02 | 0 | -0.003 | -0.102 | -1.551 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 220 | 15.95 | -0.03 | 0 | -0.003 | -0.137 | -1.444 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 240 | 15.95 | -0.09 | 0 | -0.003 | -0.175 | -0.229 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 240 | 13.02 | 0.03 | 0 | -0.046 | -0.251 | -0.87 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 260 | 13.02 | -0.03 | 0 | -0.046 | -0.284 | -0.873 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 280 | 13.02 | -0.09 | 0 | -0.046 | -0.323 | 0.247 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 300 | 13.02 | -0.14 | 0 | -0.046 | -0.367 | 2.51 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 300 | 12.99 | 0.14 | 0 | 0.073 | -0.362 | 2.507 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 320 | 12.99 | 0.09 | 0 | 0.073 | -0.319 | 0.247 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 340 | 12.99 | 0.03 | 0 | 0.073 | -0.282 | -0.869 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 360 | 12.99 | -0.03 | 0 | 0.073 | -0.25 | -0.862 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 360 | 15.78 | 0.09 | 0 | 0.047 | -0.172 | -0.227 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 380 | 15.78 | 0.03 | 0 | 0.047 | -0.13 | -1.445 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 400 | 15.78 | -0.02 | 0 | 0.047 | -0.091 | -1.555 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 420 | 15.78 | -0.08 | 0 | 0.047 | -0.054 | -0.56 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 420 | 18.24 | 0.06 | 0 | -0.093 | -0.034 | -0.265 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 440 | 18.24 | 0 | 0 | -0.093 | -0.045 | -0.982 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 460 | 18.24 | -0.05 | 0 | -0.093 | -0.057 | -0.583 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 480 | 18.24 | -0.11 | 0 | -0.093 | -0.071 | 0.942 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 480 | 18.44 | 0.25 | 0 | -0.153 | -0.156 | 1.595 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 500 | 18.44 | 0.2 | 0 | -0.153 | -0.11 | -3.018 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 520 | 18.44 | 0.14 | 0 | -0.153 | -0.066 | -6.569 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 540 | 18.44 | 0.08 | 0 | -0.153 | -0.024 | -9.152 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 540 | 17.85 | -0.74 | 0 | -0.288 | 0.02 | -15.193 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 556.72 | 17.85 | -0.78 | 0 | -0.288 | -0.044 | -3.007 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 573.44 | 17.85 | -0.83 | 0 | -0.288 | -0.109 | 9.92 |
| STORY1 | B9 | DSTLS46 | 590.16 | 17.85 | -0.88 | 0 | -0.288 | -0.175 | 23.826 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 9.84 | 15.09 | 0.72 | -0.01 | -2.948 | -2.525 | 19.006 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 26.56 | 15.09 | 0.67 | -0.01 | -2.948 | -2.351 | 7.691 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 43.28 | 15.09 | 0.62 | -0.01 | -2.948 | -2.213 | -2.704 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 60 | 15.09 | 0.57 | -0.01 | -2.948 | -2.109 | -12.347 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 60 | 15.55 | -0.05 | -0.05 | -1.566 | -2.474 | -7.308 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 80 | 15.55 | -0.11 | -0.05 | -1.566 | -1.727 | -5.45 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 100 | 15.55 | -0.16 | -0.05 | -1.566 | -1.018 | -2.577 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 120 | 15.55 | -0.22 | -0.05 | -1.566 | -0.334 | 1.378 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 120 | 15.47 | 0.11 | -0.05 | -0.956 | -0.617 | 0.973 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 140 | 15.47 | 0.05 | -0.05 | -0.956 | 0.038 | -0.541 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 160 | 15.47 | 0 | -0.05 | -0.956 | 0.693 | -0.928 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 180 | 15.47 | -0.06 | -0.05 | -0.956 | 1.363 | -0.195 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 180 | 13.66 | 0.08 | -0.02 | -0.407 | 1.29 | -0.235 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 200 | 13.66 | 0.03 | -0.02 | -0.407 | 1.423 | -1.295 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 220 | 13.66 | -0.03 | -0.02 | -0.407 | 1.585 | -1.242 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 240 | 13.66 | -0.09 | -0.02 | -0.407 | 1.778 | -0.074 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 240 | 11.6 | 0.04 | 0 | 0.044 | 2.121 | -0.391 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 260 | 11.6 | -0.01 | 0 | 0.044 | 2.074 | -0.703 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 280 | 11.6 | -0.07 | 0 | 0.044 | 2.061 | 0.113 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 300 | 11.6 | -0.13 | 0 | 0.044 | 2.084 | 2.069 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 300 | 11.6 | 0.13 | 0 | -0.031 | 2.086 | 2.069 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 320 | 11.6 | 0.07 | 0 | -0.031 | 2.063 | 0.113 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 340 | 11.6 | 0.01 | 0 | -0.031 | 2.075 | -0.703 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 360 | 11.6 | -0.04 | 0 | -0.031 | 2.121 | -0.391 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 360 | 13.66 | 0.09 | 0.02 | 0.426 | 1.781 | -0.074 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 380 | 13.66 | 0.03 | 0.02 | 0.426 | 1.589 | -1.242 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 400 | 13.66 | -0.03 | 0.02 | 0.426 | 1.428 | -1.296 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 420 | 13.66 | -0.08 | 0.02 | 0.426 | 1.295 | -0.235 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 420 | 15.47 | 0.06 | 0.05 | 0.985 | 1.379 | -0.195 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 440 | 15.47 | 0 | 0.05 | 0.985 | 0.709 | -0.928 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 460 | 15.47 | -0.05 | 0.05 | 0.985 | 0.054 | -0.542 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 480 | 15.47 | -0.11 | 0.05 | 0.985 | -0.598 | 0.973 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 480 | 15.56 | 0.22 | 0.05 | 1.595 | -0.303 | 1.378 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 500 | 15.56 | 0.16 | 0.05 | 1.595 | -1.004 | -2.577 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 520 | 15.56 | 0.11 | 0.05 | 1.595 | -1.727 | -5.451 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 540 | 15.56 | 0.05 | 0.05 | 1.595 | -2.489 | -7.309 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 540 | 15.1 | -0.57 | 0.03 | 2.859 | -2.108 | -12.348 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 556.72 | 15.1 | -0.62 | 0.03 | 2.859 | -2.46 | -2.708 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 573.44 | 15.1 | -0.67 | 0.03 | 2.859 | -2.85 | 7.684 |
| STORY1 | B36 | DSTLS44 | 590.16 | 15.1 | -0.72 | 0.03 | 2.859 | -3.285 | 18.995 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 9.84 | 15.38 | 0.69 | 0 | -2.202 | -1.203 | 17.861 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 26.56 | 15.38 | 0.64 | 0 | -2.202 | -1.233 | 7.065 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 43.28 | 15.38 | 0.59 | 0 | -2.202 | -1.283 | -2.822 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 60 | 15.38 | 0.54 | 0 | -2.202 | -1.353 | -11.957 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 60 | 15.79 | -0.05 | -0.03 | -0.797 | -1.528 | -7.154 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 80 | 15.79 | -0.1 | -0.03 | -0.797 | -1.003 | -5.363 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 100 | 15.79 | -0.16 | -0.03 | -0.797 | -0.501 | -2.555 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 120 | 15.79 | -0.22 | -0.03 | -0.797 | -0.011 | 1.334 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 120 | 15.57 | 0.11 | -0.02 | -0.332 | 0.014 | 0.921 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 140 | 15.57 | 0.05 | -0.02 | -0.332 | 0.323 | -0.57 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 160 | 15.57 | -0.01 | -0.02 | -0.332 | 0.639 | -0.934 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 180 | 15.57 | -0.06 | -0.02 | -0.332 | 0.969 | -0.179 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 180 | 13.67 | 0.08 | -0.01 | -0.149 | 0.87 | -0.236 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 200 | 13.67 | 0.03 | -0.01 | -0.149 | 0.92 | -1.297 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 220 | 13.67 | -0.03 | -0.01 | -0.149 | 0.988 | -1.244 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 240 | 13.67 | -0.09 | -0.01 | -0.149 | 1.076 | -0.076 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 240 | 11.54 | 0.04 | 0 | 0.063 | 1.152 | -0.406 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 260 | 11.54 | -0.01 | 0 | 0.063 | 1.192 | -0.708 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 280 | 11.54 | -0.07 | 0 | 0.063 | 1.251 | 0.117 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 300 | 11.54 | -0.13 | 0 | 0.063 | 1.331 | 2.083 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 300 | 11.51 | 0.13 | 0.01 | -0.018 | 1.342 | 2.079 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 320 | 11.51 | 0.07 | 0.01 | -0.018 | 1.255 | 0.118 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 340 | 11.51 | 0.01 | 0.01 | -0.018 | 1.188 | -0.703 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 360 | 11.51 | -0.04 | 0.01 | -0.018 | 1.141 | -0.398 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 360 | 13.55 | 0.09 | 0.01 | 0.21 | 1.074 | -0.073 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 380 | 13.55 | 0.03 | 0.01 | 0.21 | 0.983 | -1.246 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 400 | 13.55 | -0.03 | 0.01 | 0.21 | 0.912 | -1.305 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 420 | 13.55 | -0.08 | 0.01 | 0.21 | 0.86 | -0.249 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 420 | 15.3 | 0.06 | 0.02 | 0.429 | 0.996 | -0.208 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 440 | 15.3 | 0 | 0.02 | 0.429 | 0.667 | -0.922 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 460 | 15.3 | -0.05 | 0.02 | 0.429 | 0.354 | -0.517 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 480 | 15.3 | -0.11 | 0.02 | 0.429 | 0.048 | 1.017 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 480 | 15.28 | 0.22 | 0.04 | 0.88 | 0.059 | 1.425 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 500 | 15.28 | 0.17 | 0.04 | 0.88 | -0.479 | -2.609 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 520 | 15.28 | 0.11 | 0.04 | 0.88 | -1.029 | -5.563 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 540 | 15.28 | 0.05 | 0.04 | 0.88 | -1.602 | -7.503 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 540 | 14.78 | -0.61 | 0.04 | 1.925 | -1.376 | -12.788 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 556.72 | 14.78 | -0.66 | 0.04 | 1.925 | -2.006 | -2.601 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 573.44 | 14.78 | -0.7 | 0.04 | 1.925 | -2.668 | 8.341 |
| STORY1 | B36 | DSTLS46 | 590.16 | 14.78 | -0.75 | 0.04 | 1.925 | -3.371 | 20.212 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

Desplazamiento del Diafragma Semi - Rígido

AISC-LRFD99

Units: Kips-in

DIAPRAGM CM DISPLACEMENTS

| Story | Diaph | Load | UX | UY | UZ | RX | RY | RZ | Point | X | Y | Z |
|--------|-------|--------|---------|---------|----|----|----|----------|-------|----------|---------|--------|
| STORY1 | D1 | DCON1 | -0.0003 | 0.1237 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON10 | 0.0059 | 0.1536 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON11 | -0.007 | 0.2404 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON12 | 0.0059 | 0.1536 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON13 | -0.007 | 0.2404 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON14 | 0.0059 | 0.1536 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON15 | -0.3892 | 0.3667 | 0 | 0 | 0 | -0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON16 | 0.3881 | 0.0273 | 0 | 0 | 0 | 0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON17 | -0.0068 | 0.1671 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON18 | 0.0061 | 0.0802 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON19 | -0.0068 | 0.1671 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON2 | -0.0006 | 0.2234 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON20 | 0.0061 | 0.0802 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON21 | -0.0068 | 0.1671 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON22 | 0.0061 | 0.0802 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON23 | -0.389 | 0.2934 | 0 | 0 | 0 | -0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON24 | 0.3883 | -0.046 | 0 | 0 | 0 | 0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON25 | -0.0066 | 0.1052 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON26 | 0.0063 | 0.0184 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON27 | -0.0066 | 0.1052 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON28 | 0.0063 | 0.0184 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON29 | -0.0066 | 0.1052 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON3 | 0.0214 | 0.1793 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON30 | 0.0063 | 0.0184 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON31 | -0.3888 | 0.2315 | 0 | 0 | 0 | -0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON32 | 0.3885 | -0.1079 | 0 | 0 | 0 | 0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON4 | -0.0224 | 0.1794 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON5 | 0.0107 | 0.106 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON6 | -0.0112 | 0.106 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON7 | 0.0217 | 0.0794 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON8 | -0.0221 | 0.0796 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DCON9 | -0.007 | 0.2404 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLD1 | -0.0002 | 0.0883 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLD2 | -0.0004 | 0.1617 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Estructura de techo con Armadura Metálica por software

| | | | | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|---------|---------|---|---|---|----------|-----|----------|---------|--------|
| STORY1 | D1 | DSTLS32 | -0.0003 | 0.1237 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS33 | -0.0006 | 0.2234 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS34 | 0.0214 | 0.1793 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS35 | -0.0224 | 0.1794 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS36 | 0.0107 | 0.106 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS37 | -0.0112 | 0.106 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS38 | 0.0217 | 0.0794 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS39 | -0.0221 | 0.0796 | 0 | 0 | 0 | 0 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS40 | -0.007 | 0.2404 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS41 | 0.0059 | 0.1536 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS42 | -0.007 | 0.2404 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS43 | 0.0059 | 0.1536 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS44 | -0.007 | 0.2404 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS45 | 0.0059 | 0.1536 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS46 | -0.3892 | 0.3667 | 0 | 0 | 0 | -0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS47 | 0.3881 | 0.0273 | 0 | 0 | 0 | 0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS48 | -0.0068 | 0.1671 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS49 | 0.0061 | 0.0802 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS50 | -0.0068 | 0.1671 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS51 | 0.0061 | 0.0802 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS52 | -0.0068 | 0.1671 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS53 | 0.0061 | 0.0802 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS54 | -0.389 | 0.2934 | 0 | 0 | 0 | -0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS55 | 0.3883 | -0.046 | 0 | 0 | 0 | 0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS56 | -0.0066 | 0.1052 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS57 | 0.0063 | 0.0184 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS58 | -0.0066 | 0.1052 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS59 | 0.0063 | 0.0184 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS60 | -0.0066 | 0.1052 | 0 | 0 | 0 | -0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS61 | 0.0063 | 0.0184 | 0 | 0 | 0 | 0.00017 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS62 | -0.3888 | 0.2315 | 0 | 0 | 0 | -0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |
| STORY1 | D1 | DSTLS63 | 0.3885 | -0.1079 | 0 | 0 | 0 | 0.00051 | 344 | 2254.972 | 762.247 | 426.72 |

El valor máximo permitido por la NTDS dado en la tabla #8 por la características de ocupación de la estructura es Sin Límites (Nivel de ocupación III, edificio de marcos de acero), por lo tanto es mayor que el desplazamiento máximo obtenido del programa de 0.3892 cms.

4.2.2.3 Período de la estructura T

Se determina el Período de la estructura utilizando la siguiente fórmula de la Norma técnica de Diseño por sismo

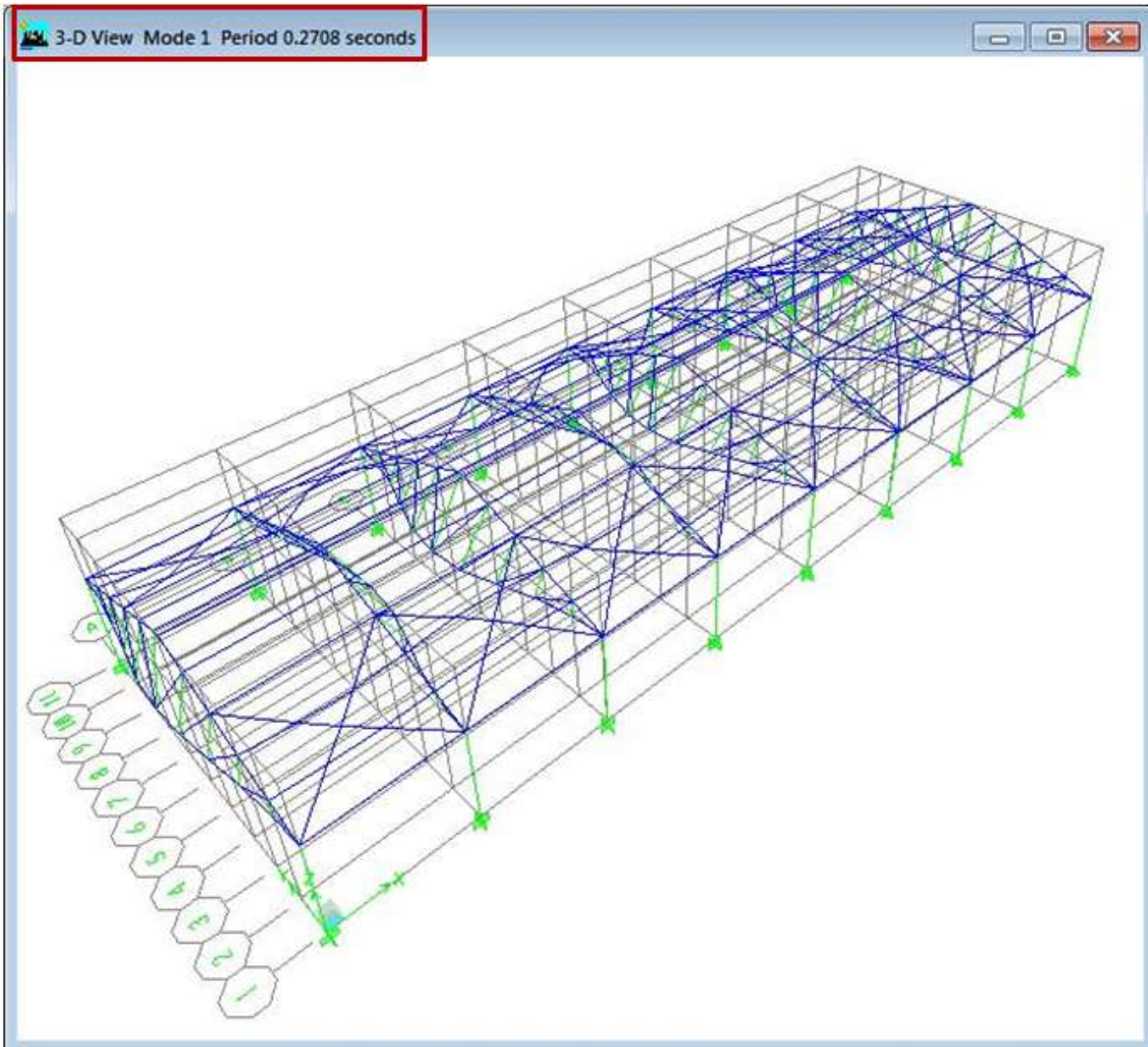
$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}}$$

Como nuestro sistema es una estructura formada por marcos de concreto reforzado $C_t = 0.073$ y $h_n = 5.71\text{m}$

$$T = 0.073(5.71)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.3155$$

Este es el período teórico a comparar con el período obtenido del análisis de la estructura, como se muestra en la figura siguiente:



En esta figura, se resalta el período obtenido de 0.2708, el cual es menor que el teórico de 0.3155s.

4.2.3 Diseño de soldaduras

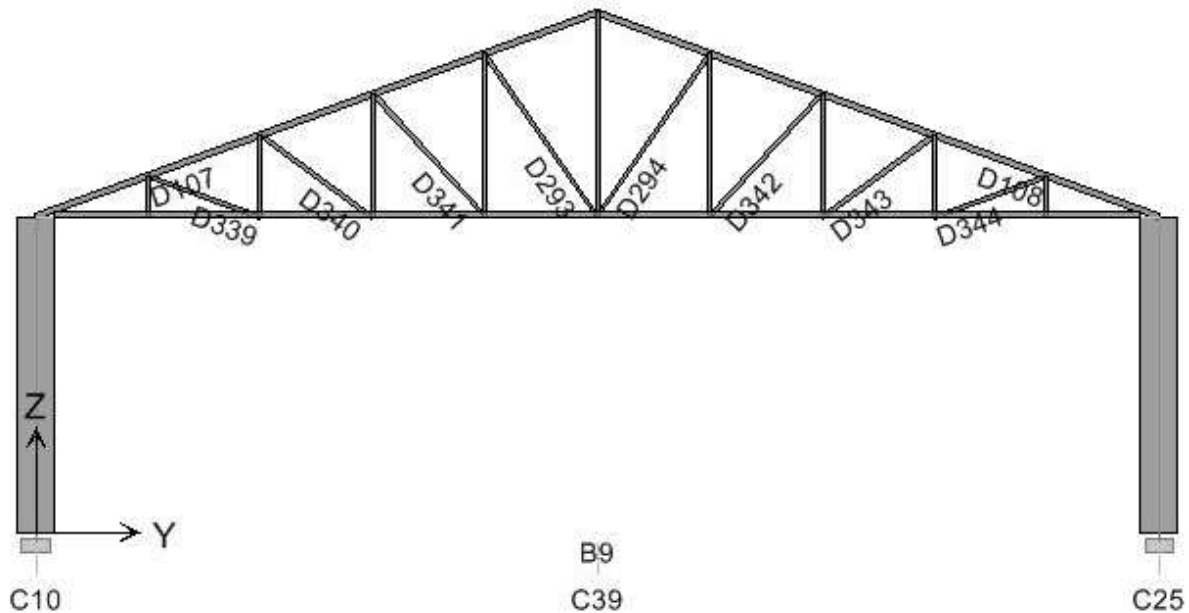
La conexión en estos elementos, será alrededor de toda la sección del elemento sobre las cuerdas. Por lo tanto, verificaremos dicha soldadura, a partir de las mayores solicitaciones, para corroborar que la soldadura soporte dichas solicitaciones.

4.2.3.1 Diseño de soldadura para la celosía de la armadura

Encontrando esfuerzos máximos

El miembro más esforzado, lo encontraremos a partir del miembro mas esforzado de acuerdo al índice de efectividad obtenido de eTabs.

De acuerdo a eTabs, consiste en el miembro D294, con un índice de efectividad de 0.635, y el cual se muestra a continuación:



Para este miembro, revisamos los datos del diseño que nos da el programa, a partir de la tabla que se muestra a continuación:

ETABS Steel Design

Engineer Grupo de Tesis UES-FMO
 Project Diseño de Armadura de Techo
 Subject Detalles celosía

```

AISC-LRPD99 STEEL SECTION CHECK   Units: Kip-in (Summary for Combo and Station)
Level: STORY2 Element: D294 Station Loc: 105.974 Section ID: HSS2X2X1/8
Element Type: Special Moment Frame Classification: Seismic

L=105.974
A=0.840  I22=0.486  I33=0.486  r22=0.584  r33=0.584
s22=0.486  s33=0.486  r22=0.761  r33=0.761
E=29000.000  fy=36.000  Fy=1.300
LLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is  0.635 = 0.510 + 0.068 + 0.058

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
      P          M33          M22          V2          V3
Combo DSTLS44  -4.709        -1.438         1.227         0.043        -0.011

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)
      Pu          phi*Pnc          phi*Pnt
Load          Strength          Strength
Axial          4.709             9.233             27.216

      Mu          phi*Mc          Ca          B1          B2          K          L          Cb
Moment        Capacity          Factor          Factor          Factor          Factor          Factor          Factor
Major Bending  1.438          18.922          1.000          1.613          1.000          1.000          1.000          1.000
Minor Bending  1.227          18.922          1.000          1.613          1.000          1.000          1.000          1.000

SHEAR DESIGN
      Vu          Phi*Vn          Stress
Force          Strength          Ratio
Major Shear    0.043           9.020           0.005
Minor Shear    0.011           9.020           0.001

END REACTION AXIAL FORCES
      Left End          Load          Right End          Load
Reaction          Combo          Reaction          Combo
-4.819          DSTLS63          -4.709          DSTLS63
    
```

A partir de ello, obtenemos la siguiente información:

HSS2X2X1/8

P = -4.709 kips

M3= -1.438

Encontrando reacciones máximas para la soldadura

A partir de ello, obtenemos los siguientes datos:

HSS2X2X1/8

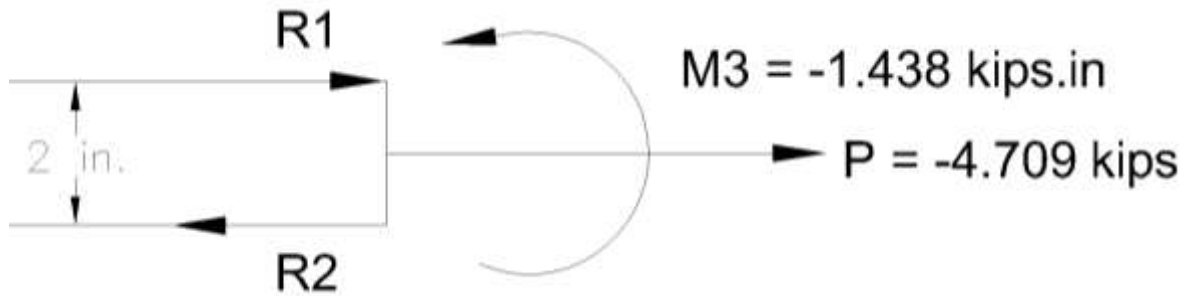
P = - 4.709 kips

M3 = -1.438

D = 2 in

Ȳ = 1 in

DCL



Del DCL obtenemos:

$$R1 = C = \frac{M}{d} - \frac{P\bar{Y}}{d}$$

$$R1 = C = \frac{-1.438}{2} - \frac{-4.709 \times 1}{2} = -2.35 \text{ kips}$$

$$R2 = T = C + P$$

$$R2 = T = -2.35 + (-4.709) = -7.059 \text{ kips}$$

Consideraremos -7.059, debido a que es la más desfavorable

Análisis de soldadura

Miembros a soldar

HSS2X2X1/8

HSS3X3X3/16

Perímetro de la soldadura = 8 in. (Alrededor del miembro de la celosía)

Menor espesor del miembro conectado = 3/16 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 3/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

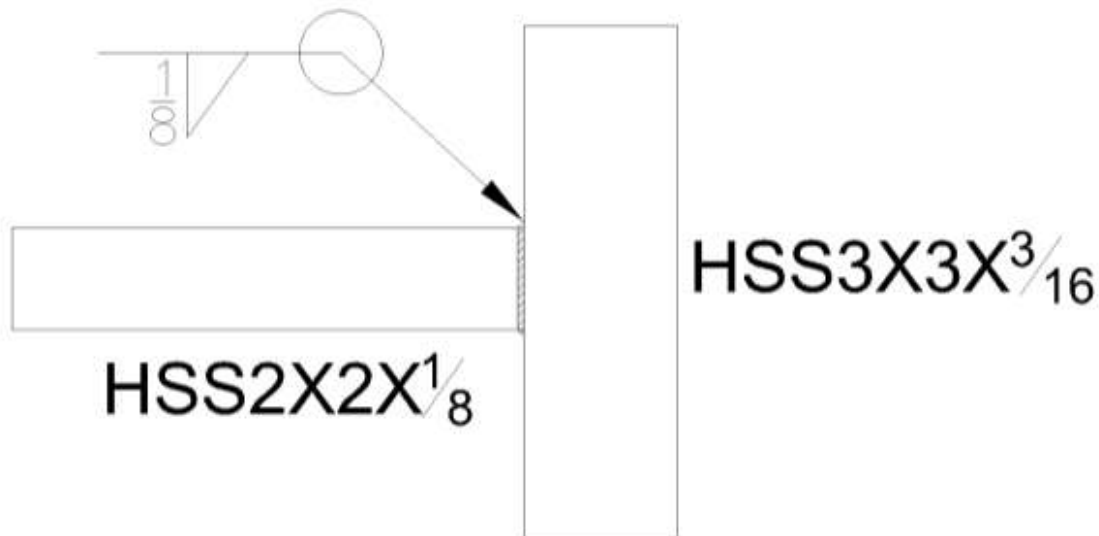
Espesor efectivo de la garganta = (0.707) (1/8 in) = 0.08837 in.

Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

$$= (0.75)(0.60 \times 70)(0.08837)(1 + 0.5\sin^{1.5}90^\circ)(1) = 4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{7.058 \text{ kips}}{4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 1.69 \text{ in} \cong 2 \text{ in}$$

Tomando en cuenta que la soldadura en miembros HSS, es alrededor de todo el perímetro de la sección, tendríamos una soldadura de 8 in por lo tanto, la soldadura cumple para los requerimientos.

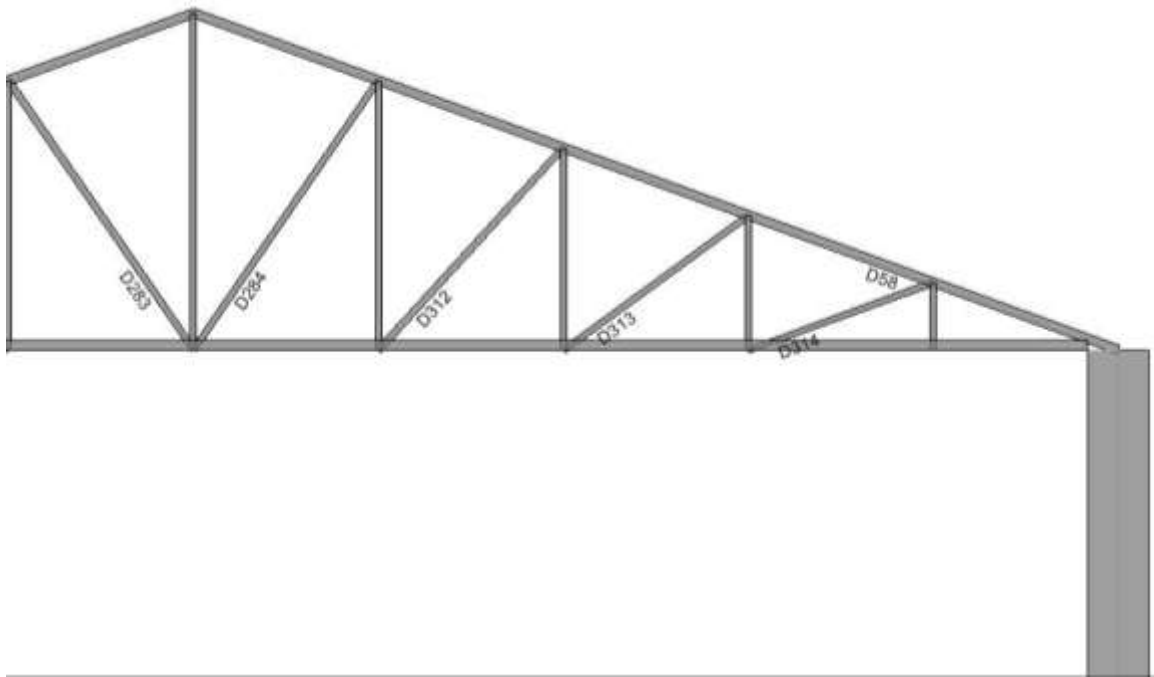


4.2.3.2 Diseño de soldadura entre elementos de la cuerda superior

Encontrando esfuerzos máximos

El miembro más esforzado, lo encontraremos a partir del miembro mas esforzado de acuerdo al índice de efectividad obtenido de eTabs.

De acuerdo a eTabs, consiste en el miembro D58, con un índice de efectividad de 0.864, y el cual se muestra a continuación:



Para este miembro, revisamos los datos del diseño que nos da el programa, a partir de la tabla que se muestra a continuación:

ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK Units: Kip-in (Summary for Combo and Station) | | | | | | | | | |
|---|----------|----------|-----------|---------|--------|--------|--------|--------|--|
| Level: STORY2 Element: D58 Station Loc: 0.000 Section ID: HSS3X3X3/16 | | | | | | | | | |
| Element Type: Special Moment Frame Classification: Seismic | | | | | | | | | |
| L=319.253 | | | | | | | | | |
| A=1.890 I22=2.460 I33=2.460 r22=1.970 r33=1.970 | | | | | | | | | |
| s22=1.640 s33=1.640 r22=1.141 r33=1.141 | | | | | | | | | |
| E=29000.000 Fy=36.000 Ry=1.300 | | | | | | | | | |
| RLFP=1.000 | | | | | | | | | |
| P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.864 = 0.362 + 0.472 + 0.030 | | | | | | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | | | | |
| | P | M33 | M22 | V2 | V3 | | | | |
| Combo DSTLS46 | -17.741 | -33.910 | -2.169 | -1.131 | -0.046 | | | | |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a) | | | | | | | | | |
| | Pu | phi*Pnc | phi*Pnt | | | | | | |
| Axial | Load | Strength | Strength | | | | | | |
| | 17.741 | 49.042 | 61.236 | | | | | | |
| | Mu | phi*Mn | Cm | B1 | B2 | K | L | Cb | |
| Major Bending | Moment | Capacity | Factor | Factor | Factor | Factor | Factor | Factor | |
| Minor Bending | 2.169 | 63.828 | 0.850 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.200 | 2.012 | |
| SHEAR DESIGN | | | | | | | | | |
| | Vu | Phi*Vn | Stress | | | | | | |
| Major Shear | Force | Strength | Ratio | | | | | | |
| Minor Shear | 0.046 | 20.295 | 0.002 | | | | | | |
| END REACTION AXIAL FORCES | | | | | | | | | |
| | Left End | Load | Right End | Load | | | | | |
| | Reaction | Combo | Reaction | Combo | | | | | |
| | -17.905 | DSTLS63 | -14.762 | DSTLS63 | | | | | |

A partir de ello, obtenemos la siguiente información:

HSS3X3X3/16

P = -17.741 kips

M3= -33.910 kips-in

Encontrando reacciones máximas para la soldadura

A partir de ello, obtenemos los siguientes datos:

HSS3X3X3/16

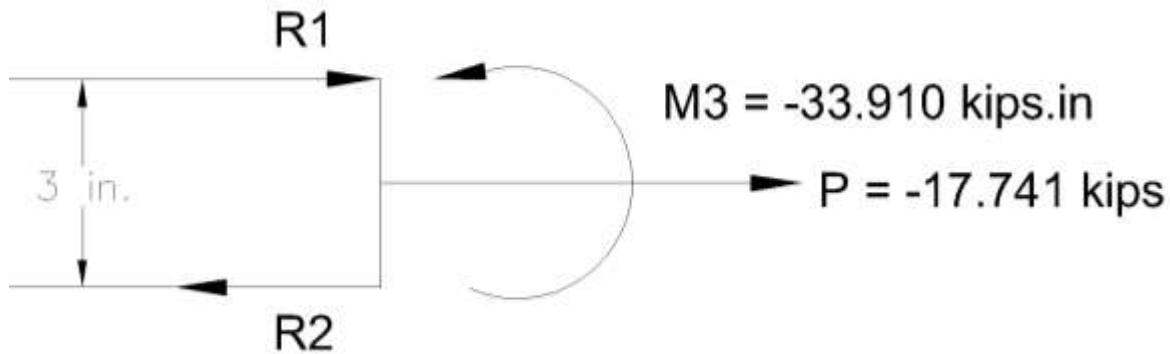
P = -17.741 kips

M3= -33.910 kips-in

D = 3 in

\bar{Y} = 1.5 in

DCL



Del DCL obtenemos:

$$R1 = C = \frac{M}{d} - \frac{P\bar{Y}}{d}$$

$$R1 = C = \frac{-33.91}{3} - \frac{-17.741 \times 1.5}{3} = -2.57 \text{ kips}$$

$$R2 = T = C + P$$

$$R2 = T = -2.57 + (-17.741) = -20.311 \text{ kips}$$

Consideraremos -20.311, debido a que es la más desfavorable

Análisis de soldadura

Miembros a soldar

HSS3X3X3/16

Perímetro de la soldadura = 12 in. (Alrededor del miembro de la celosía)

Menor espesor del miembro conectado = 3/16 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 3/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

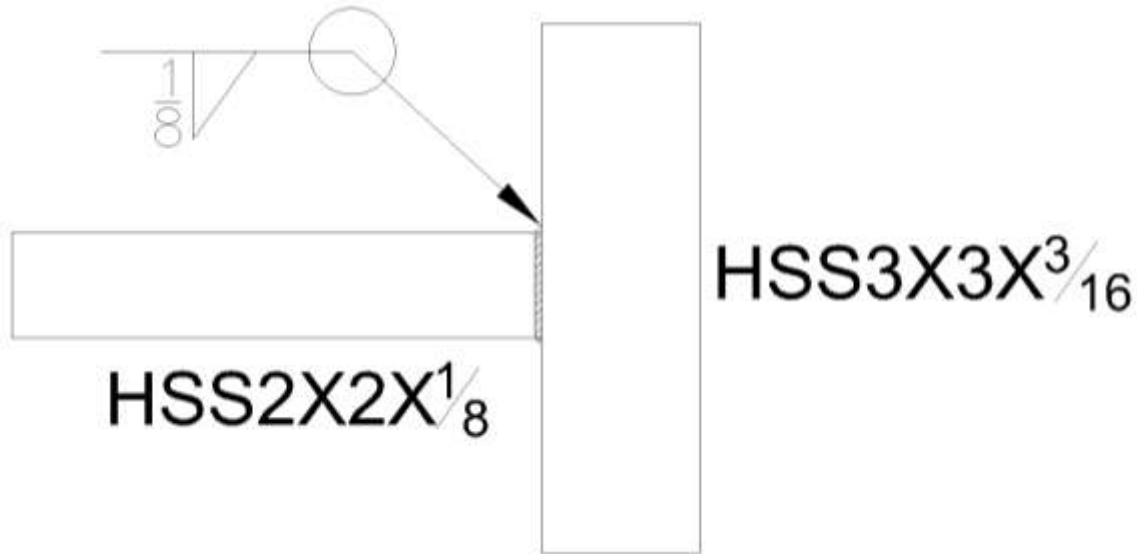
Espesor efectivo de la garganta = $(0.707)(1/8 \text{ in}) = 0.08837 \text{ in}$.

Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

$$= (0.75)(0.60 \times 70)(0.08837)(1 + 0.5\sin^{1.5}90^\circ)(1) = 4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{20.311 \text{ kips}}{4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 4.87 \text{ in} \cong 5 \text{ in}$$

Tomando en cuenta que la soldadura en miembros HSS, es alrededor de todo el perímetro de la sección, tendríamos una soldadura de 12 in por lo tanto, la soldadura cumple para los requerimientos.



4.2.4 Diseño de placa de apoyo

Las placas de apoyo a diseñar, son las que se encuentran en los apoyos, y son las que interactúan con la estructura principal, tomando en cuenta columnas de concreto de dimensiones 0.50 x 0.50, y una altura de 5 m.

Del programa eTabs, tomamos las mayores solicitaciones sobre la columna, que corresponde a la fuerza $FZ = 11.7 \text{ kips}$

4.2.4.1 Diseño por compresión en placa de apoyo

La excentricidad en la placa, la suponemos cero porque estamos considerando solo una carga puntual sobre la placa, la cual será distribuida hacia las columnas. En este punto, solo consideramos compresión en la placa.

Datos:

Columna: 0.50 x 0.50 m \approx 19.69 x 19.69 in.

FZ = Pu = 11.7 kips

F'c= 3 ksi

Fy = 36 ksi

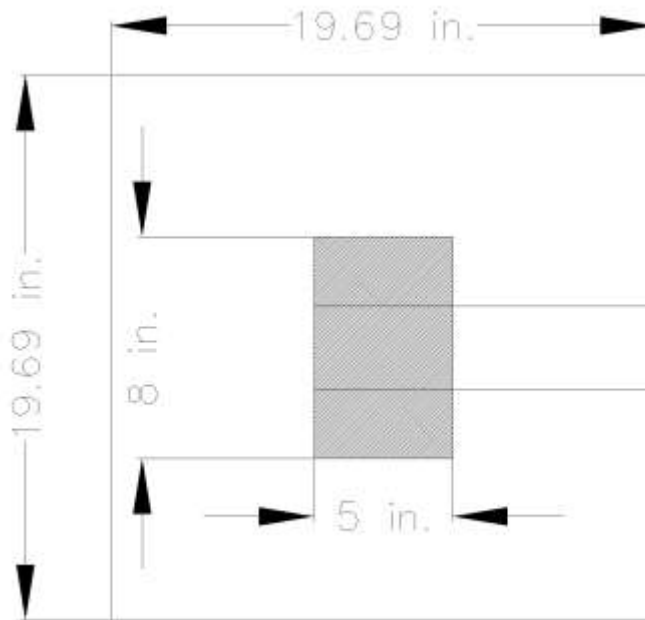
Estableciendo dimensiones de armadura sobre apoyo

Debido a que normalmente, tenemos sobre la placa, otra columna de dimensiones fijas, para este caso de la armadura, encontraremos unas medidas que se ajusten a la superficie que cubre la armadura sobre la columna.

El ancho de la armadura, es:

$$\text{Ancho de armadura sobre apoyo } (b_f) = 3 \text{ in.}$$

El largo, d , lo supondremos de 5 in. Y tomaremos como una colocación de la siguiente manera. Tomando en cuenta el espacio para los pernos:



En la dimensión larga de la armadura, d , suponemos solo 5 in., ya que, cuando la armadura cargue, sobre la placa, solo la parte encima de la placa, transmitirá las cargas, y la sección que viene de los bordes quedará separada de la placa, y no transmitirá esfuerzos.

Encontrando el área de soporte de concreto:

Para este caso, se supondrá que toda la columna es área suficiente para soportar los esfuerzos, tomando en cuenta que de antemano sabemos que la placa, resultara en unas dimensiones mucho menores que toda la dimensión de la columna.

$$A_1 = (19.69 \times 19.69)in = 387.69 \text{ in}^2$$

Ahora calculamos las posibles áreas de la placa en base a las siguientes formulas:

$$A_2 = \frac{1}{A_1} \left(\frac{Pu}{\phi_c 0.85 f'_c} \right)^2 = \frac{1}{387.69} \left(\frac{11.7 \text{ kips}}{0.6 \times 0.85 \times 3 \text{ ksi}} \right)^2 = 0.1508 \text{ in}^2$$

$$A_3 = \frac{Pu}{\phi_c 1.7 f'_c} = \frac{11.7 \text{ kips}}{0.6 \times 1.7 \times 3} = 3.82 \text{ in}^2$$

$$A_4 = b_f \times d = 8 \times 5 = 40 \text{ in}^2$$

Donde:

$\phi_c = 0.6$, coeficiente por aplastamiento del concreto

De estas ultimas tres ecuaciones, escogemos la mayor.

Cuando P_u es muy alto, las áreas A_2 y A_3 son mucho mayores que A_4 y cuando P_u es muy pequeño, las áreas A_2 y A_3 son menores que A_4 . En este caso se tomará $A_4 = 40 \text{ in}^2$, debido a que es el área de mayor magnitud, puesto que P_u es muy pequeño.

Optimizando las dimensiones de la placa.

Las dimensiones de la placa base se optimiza cuando $m = n$ y con ella se obtiene el espesor mínimos de la placa.

Primero encontramos Δ

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{(0.95)(5) - (0.8)(8)}{2} = -0.825 \text{ in}$$

Ahora procedemos a encontrar N y B

$$N = \sqrt{A_4} + \Delta = \sqrt{40} + 0.825 = 7.15 \text{ in}$$

$$B = \frac{A_4}{N} = \frac{40}{7.15} = 5.59 \text{ in.}$$

Ahora calculamos n y m

$$m = \frac{7.15 \text{ in} - (0.95 \times 5 \text{ in})}{2} = 1.2 \text{ in}$$

$$n = \frac{5.59 \text{ in} - (0.95 \times 8 \text{ in})}{2} = -1.0 \text{ in}$$

Ahora calculamos el espesor de la placa

$$t_p = m \sqrt{\frac{2Pu}{0.9F_yBN}} = 0.625 \sqrt{\frac{2 \times 11.7}{0.9 \times 36 \times 5.59 \times 7.15}} = 0.13 \text{ in}$$

Según los 0.13 dados, eso equivale a una placa de grosor 3/16".

4.2.4.2 Diseño de Pernos en placa de apoyo

Consideraremos tornillos A325 de 3/4 in

De eTabs, encontramos la fuerza cortante máxima en la unión, correspondiente a $F_y = 23.4 \text{ kips}$.

De acuerdo a la tabla J3-4 AISC, encontramos la distancia mínima al borde.

Según dice que para bordes recortados mecánicamente, la distancia mínima es de $1 \frac{1}{4}$

Resistencia de diseño de tornillos en cortante simple sobre placa de 3/16 in.

$$\text{Resistencia de tornillo en cortante simple} = \phi(0.785)(17) = (1.0)(0.785)(17) = 13.35 \text{ kips}$$

$$\text{Número de tornillos necesarios} = \frac{23.4 \text{ kips}}{13.35 \text{ kips}} = 1.75$$

Por simetría, colocaremos 2 pernos de 3/4" a cada lado. Con una separación entre centro a centro de $2 \frac{1}{2}$ in, la cual es mayor que 3d estipulado por el LRFD.

Los orificios en la placa, serán 1/8 mayores que el diámetro de los pernos.

4.2.4.3 Diseño por tensión en la placa.

Tenemos que considerar los esfuerzos por esfuerzos de tensión en la placa, como ya habíamos diseñado la soldadura para este miembro, solo corroboramos la placa que hemos diseñado para estos esfuerzos.

Placa 3/16"

FY = Pu = 23.4 kips

Encontrando

$$A_{gv} = \left(\frac{3}{16}\right)(10) = 1.88 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = \left(\frac{3}{16}\right)(8) = 1.5 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = \left(\frac{3}{16}\right)(10) = 1.88 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = \left(\frac{3}{16}\right)(8) = 1.5 \text{ in}^2$$

$$F_u A_{nt} = (58)(1.5) = 87 \text{ kips} > 0.6 F_u A_{nv} = (0.6)(58)(1.88) = 65.42 \text{ kips}$$

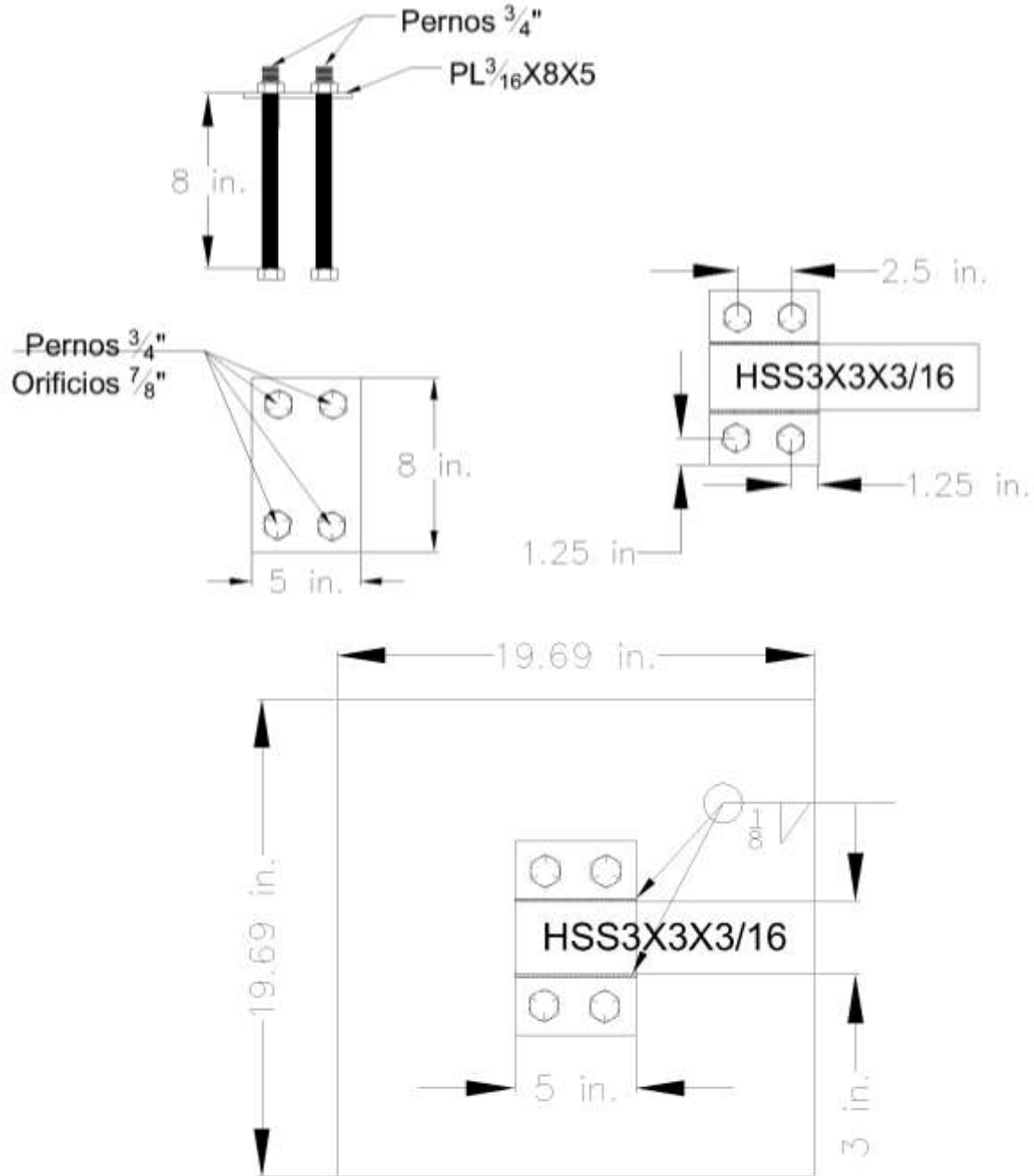
Por lo tanto, usaremos la ecuación J4-3a del LRFD

$$\phi F_y A_g = (0.9)(36) \left(\frac{3}{16} \times 8\right) = 48.6 \text{ kips}$$

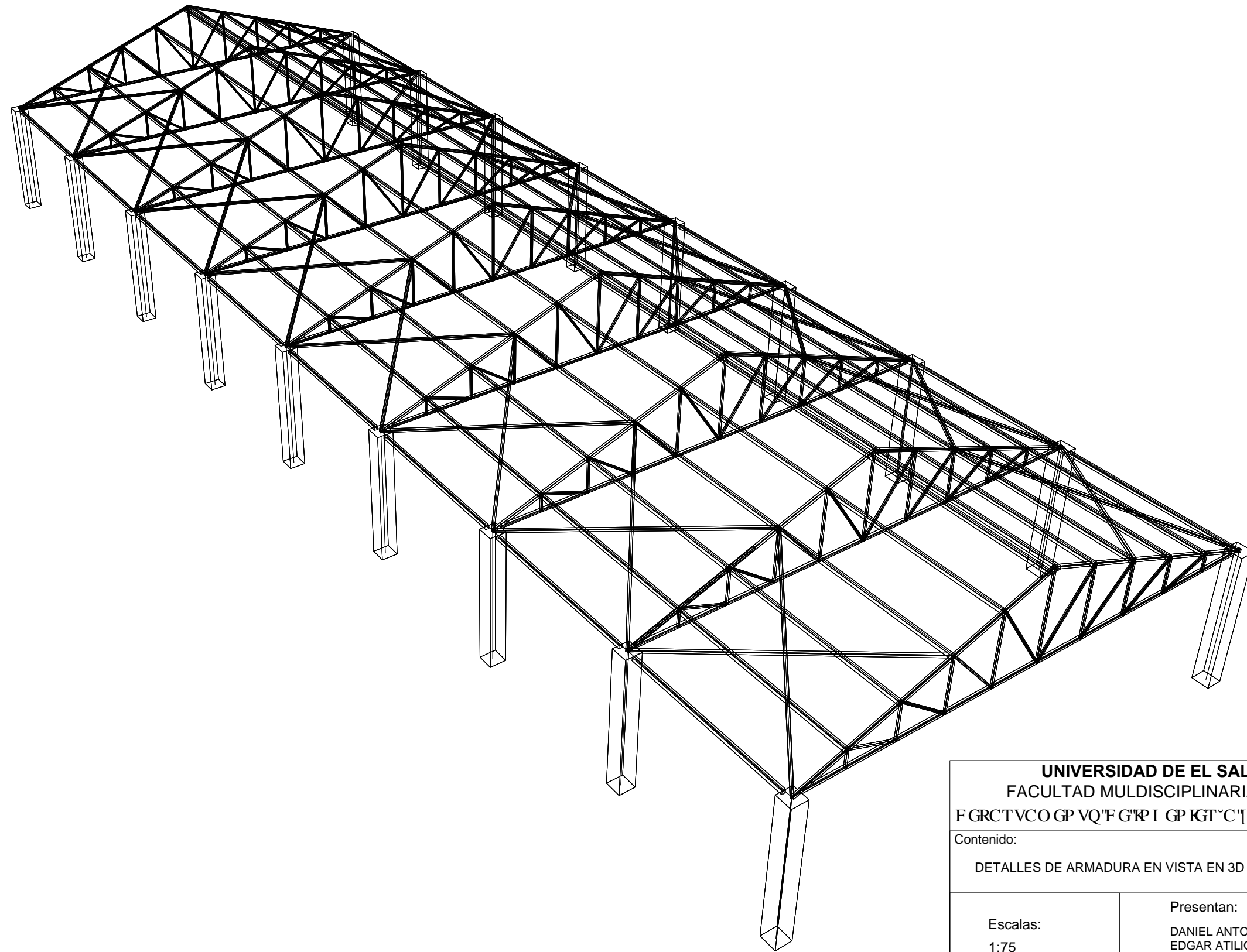
$$48.6 \text{ kips} > 23.4 \text{ kips OK}$$



4.2.4.4 Diseño Final de la placa

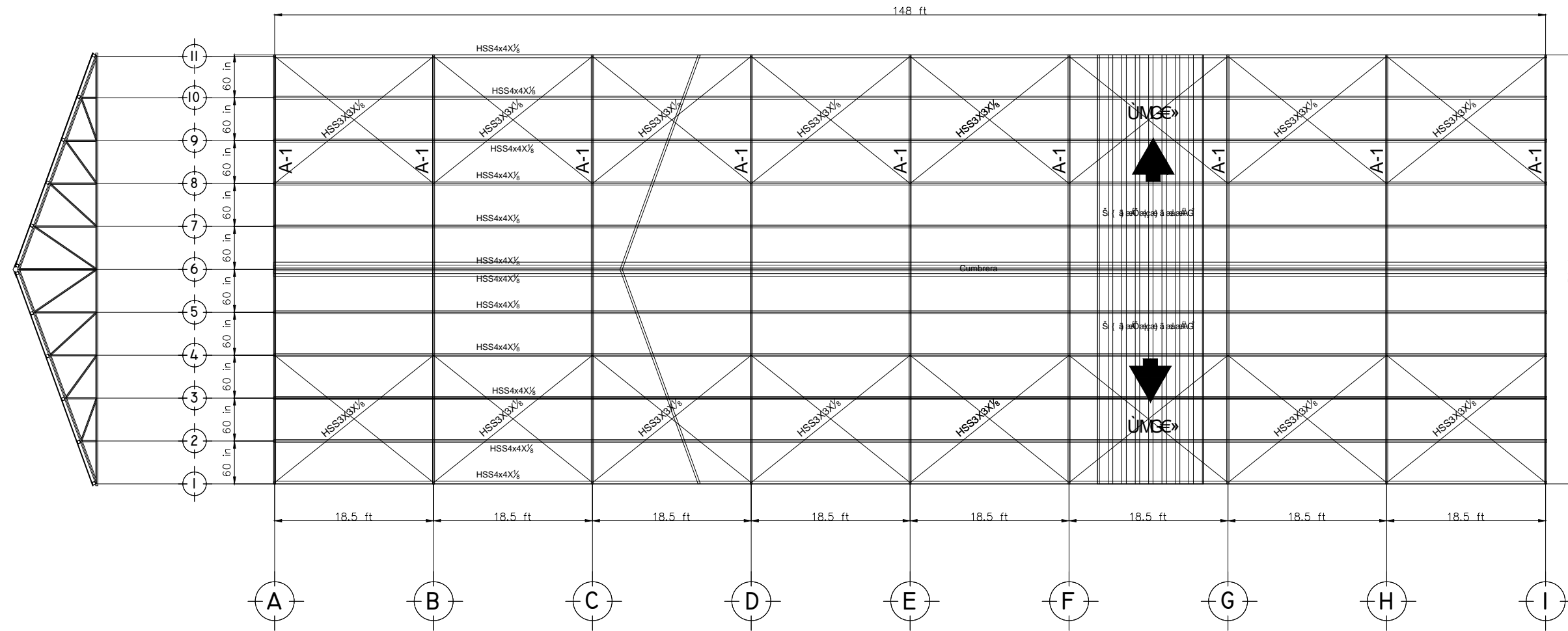
Usaremos placa PL 3/16 X 8 x 5, como se muestra a continuación



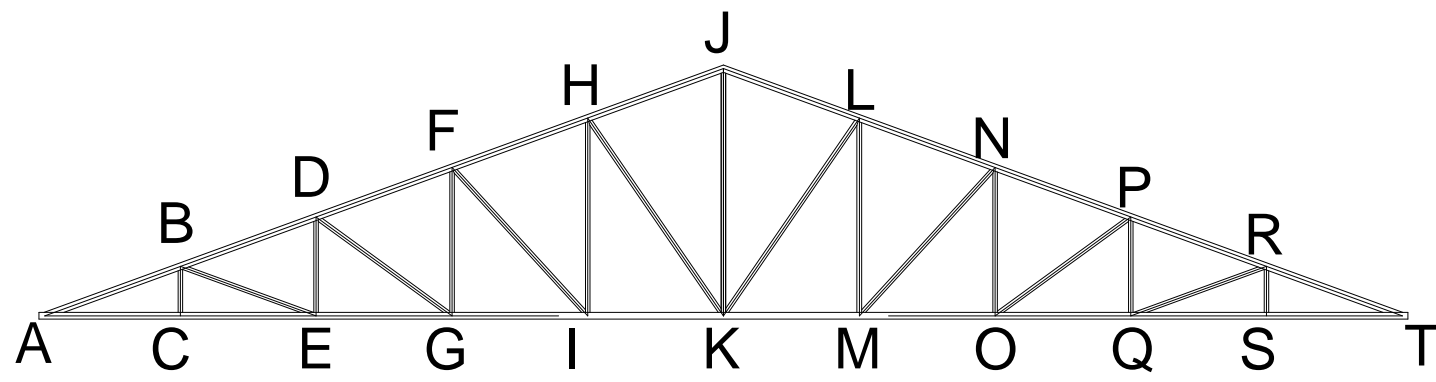
4.2.5 Planos estructurales




| | | |
|---|--|--|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL | |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR |
| F GRCTVCO GP VQ'F G'R'I GP KGT'C'] 'CTS W&GE VWTC | | |
| Contenido: | | |
| DETALLES DE ARMADURA EN VISTA EN 3D | | |
| Escalas: 1:75 | Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ | J qlc'P Å  |

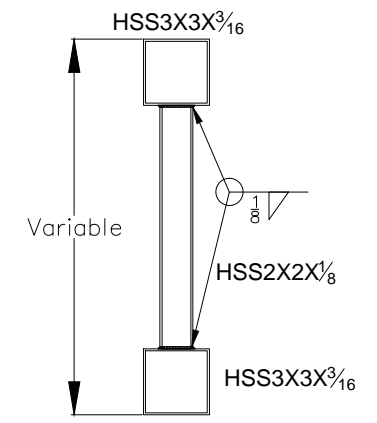
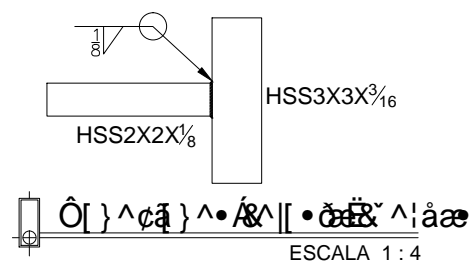


Planta estructural de techo
 ESCALA 1 : 60

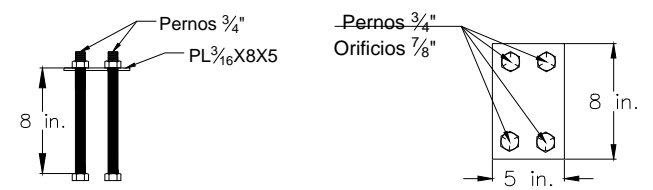
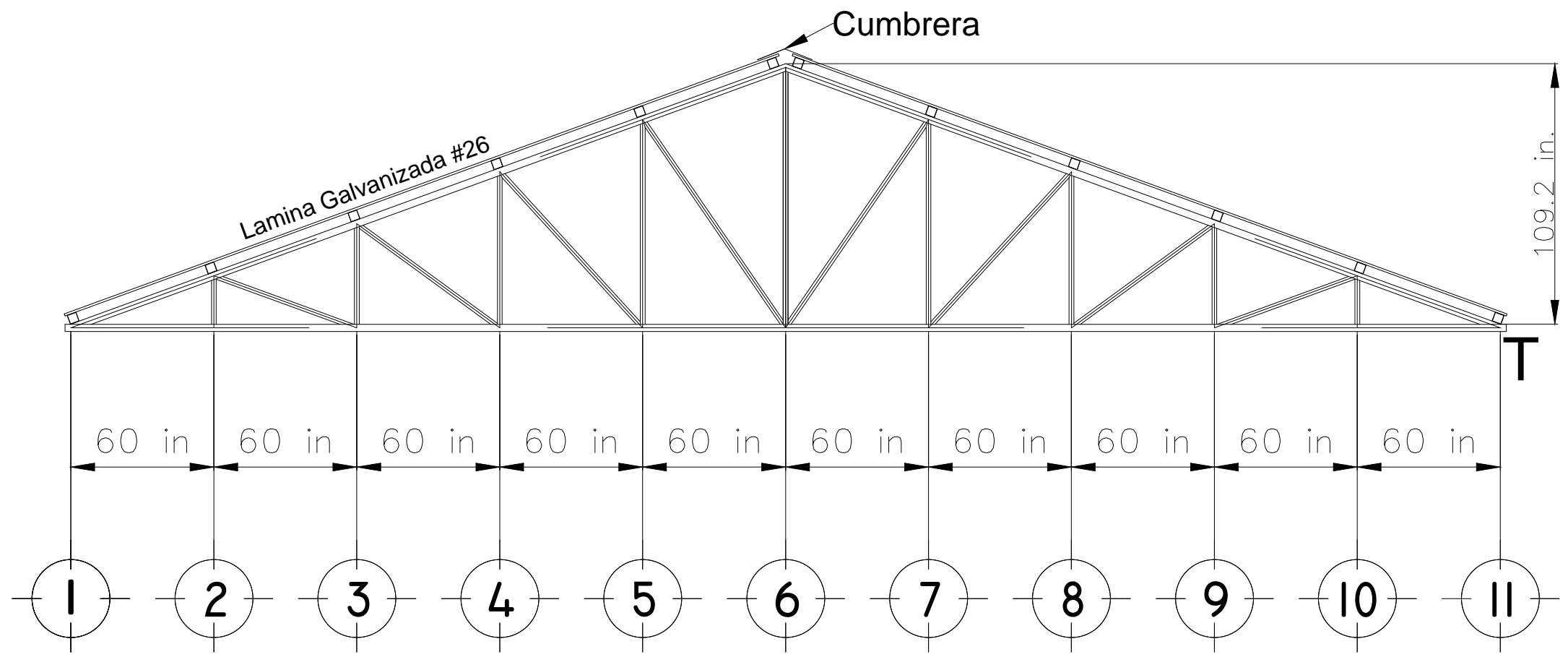


Detalles de Nudos de la Armadura
 ESCALA 1 : 30

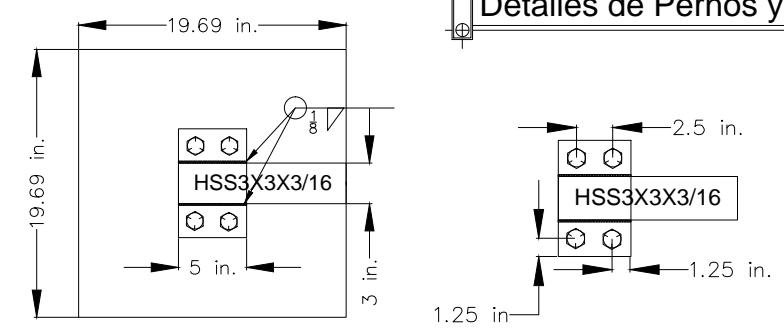
| | | |
|--|--|---|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULDISCIPLINARIA ORIENTAL 00000000 00000000 00000000 00000000 | |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR |
| Contenido: PLANTA ESTRUCTURAL Y DETALLES DE ARMADURA | | |
| Escalas: INDICADAS | Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ | J qic'P A <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; width: 20px; height: 20px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin: 0 auto;"> 2 3 </div> |



Secciones de los marcos
ESCALA 1:4



Detalles de Pernos y placa en apoyos
ESCALA 1:5



Detalles de apoyos de armaduras A y T
ESCALA 1:5

| Cuadro de detalle de soldadura | |
|--------------------------------|--|
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado cercano |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en ambos lados y 2 pulgadas de longitud |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado lejano alrededor del elemento |

- Utilizar acero A-36 para todos los elementos estructurales.
- Electrodo E-70XX en todas las soldaduras
- Welding process: SMAW.
- Todas las dimensiones son en pulgadas.
- Pernos A325

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

Contenido:
 ELEVACION ARMADURA, SECCION DE MARCOS, APOYOS Y CONEXIONES

Escalas:
 INDICADAS

Presentan:
 DANIEL ANTONIO LINARES
 EDGAR ATILIO SORIANO
 ALBERTH LUIS HERNANDEZ



4.3 Diseño de Vigas de Alma Abierta de Forma Manual

Para este diseño se supondrá la siguiente consideración: análisis y diseño de vigas armadas de alma abierta y cuerdas paralelas apoyadas sobre columnas de concreto reforzados.

En el medio, este tipo de estructuras consta, esencialmente, de un sistema de vigas armadas de alma abierta las cuales están inclinadas según la pendiente de techo considerada (elementos AB y BC de la figura). Las cuerdas superior e inferior, de dichas vigas generalmente se componen de dos angulares, los cuales pueden disponerse de diversas formas (véase figura), tanto el tamaño de la sección, así como la disposición de los elementos de las cuerdas depende de las condiciones particulares de diseño y de la consideración es del proyectista.

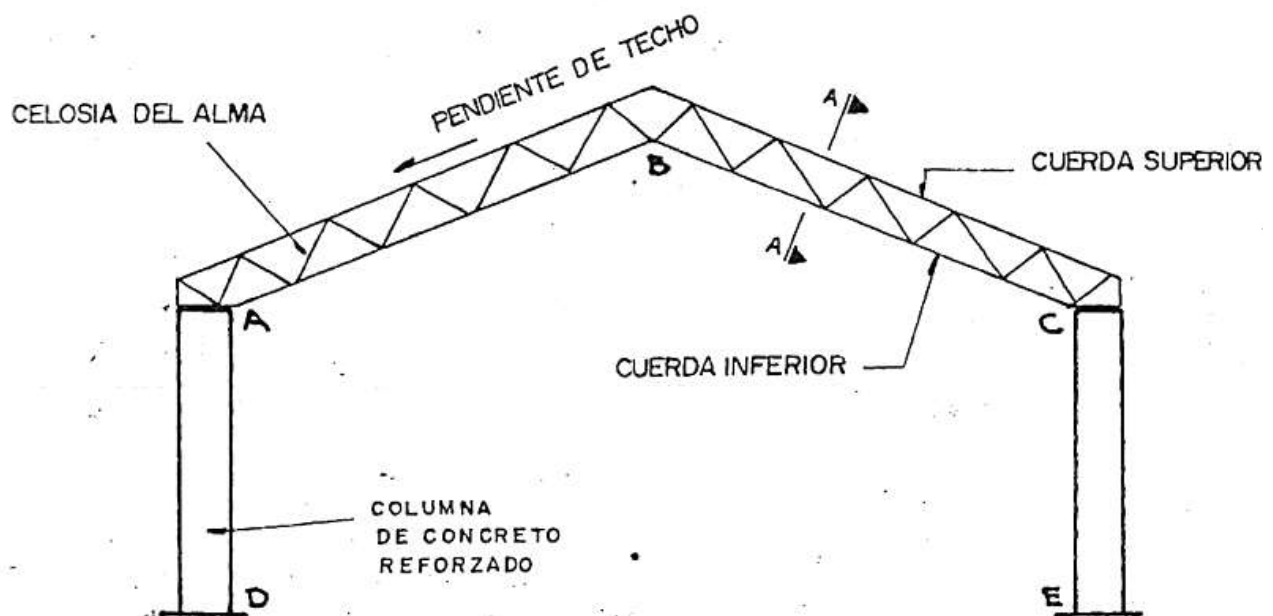
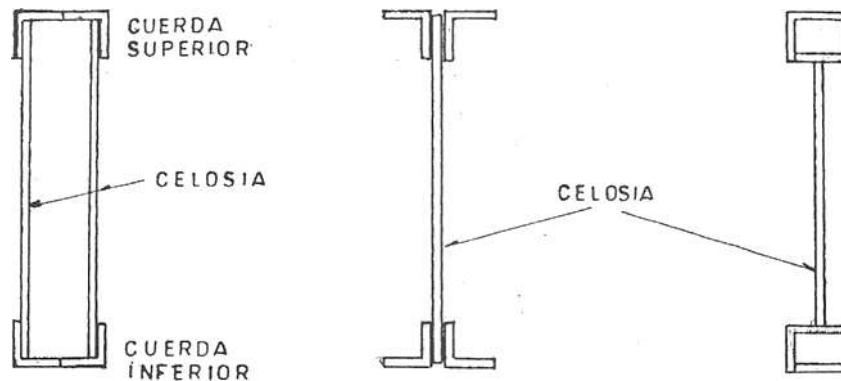


Figura Sistema de vigas armadas de alma abierta sobre columnas de concreto.



Formas más comunes de disponer las cuerdas y celosía de las vigas armadas de alma abierta.

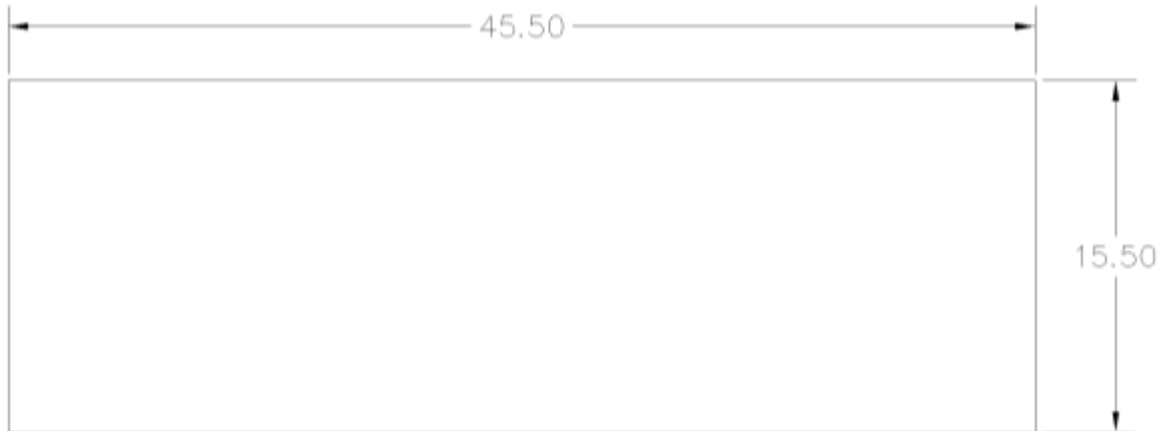
4.3.1 Consideraciones particulares de diseño.

Para el presente estudio se tendrán las siguientes consideraciones de análisis y diseño para este sistema estructural.

- Se considerará a la unión entre viga metálica y columna como un apoyo simple debido a que el comportamiento estructural puede predecirse más razonablemente y de forma conservadora si se proporciona dicha condición de apoyo (libertad al giro), que una consideración en la cual se pretenda dar restricciones al giro (esto en parte se debe a la gran diferencia de inercias entre viga y columna que generalmente, resultan en este tipo de estructuras).
- Se considerará, a la unión entre vigas metálicas en la cumbrera (punto B de la figura) como una articulación, para lo cual se tratará de reproducir constructivamente tal consideración
- La placa de apoyo de las vigas se sujetarán a las columnas de concreto reforzado por medio de pernos, los cuales se dispondrá embebidos en la sección de la columna
- La cimentación se considerará como zapatas aisladas con un adecuado nivel de desplante, Se proporcionarán tensores a fin de restringir el giro en la base de las columnas.
- La carga sísmica lateral será la -correspondiente al área- tributaria de cada columna y según la dirección de análisis.
- Se considerará que la carga muerta de la cubierta de techo se transmite en forma concentrada a través de los polines.

4.3.2 Ejemplo de diseño con vigas de alma abierta

Realizar el diseño para la estructura de techo para un taller en un espacio libre con las dimensiones que se muestra en la figura ubicada en una zona urbana de San Miguel y cuya altura de columnas es de 5 metros. Unidades en metros.



4.3.3 Consideraciones básicas

Como se muestra en la figura, obviamente se diseñara la viga de alma abierta de acero para la dimensión de 15 metros, dejando los marcos espaciados a lo largo de la dimensión de 45 metros (mismas dimensiones que la armadura)

La selección de la estructura de techo, depende de los factores que se vieron en la *sección 3.2* .En el presente ejemplo usaremos una pendiente de 20 grados

4.3.4 Selección de cubierta.

La cubierta, por razones de conveniencia usaremos lámina galvanizada acanalada calibre 26, por ser común en el mercado.

La distancia a la que irán los marcos de la estructura principal (vigas de alma abierta) será determinada por la resistencia de los largueros que conectaran las dichas vigas

4.3.5 Largueros

4.3.5.1 Configuración de largueros

Lo primero que se ve necesario es definir el tipo de configuración de los largueros de acuerdo a las disposiciones establecidas en la sección

Para este caso, elegiremos la disposición de larguero y cubierta como se muestra se muestra a continuación.

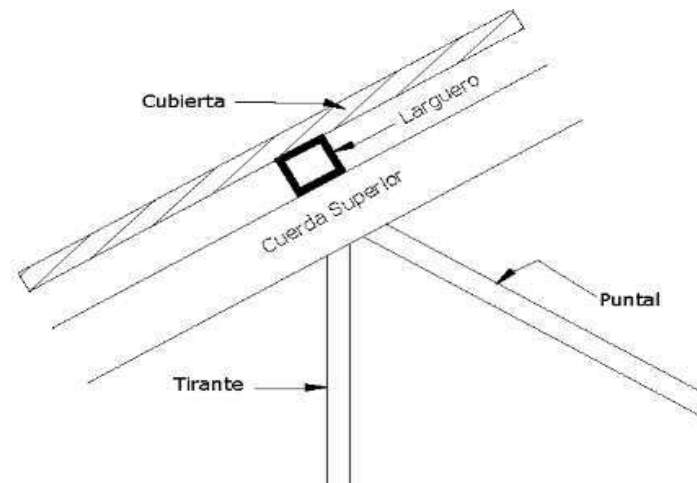


Figura Techo formado por largueros y cubierta.

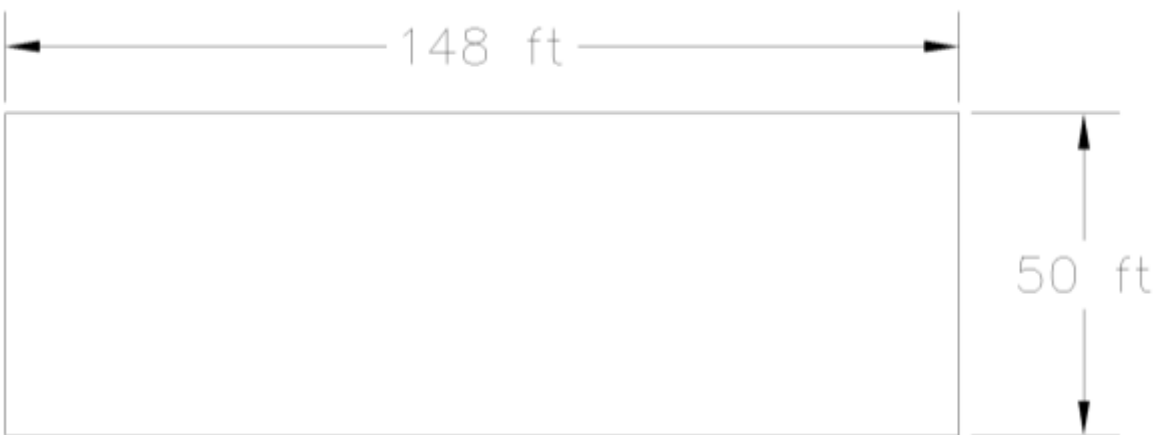
4.3.5.2 Espaciamiento de largueros

Luego tenemos que determinar el espaciamiento de largueros, de acuerdo a las disposiciones de la sección 3.4.4.2

Las distancias por conveniencia no deben ser mayores de 6 metros (19.68 ft). Esto es debido a que esta es la distancia estándar en el mercado local. Esto es así, a menos que se haga pedido

especial o se hagan los elementos soldados, lo que puede hacer más difícil el diseño y se pierde tiempo en obra o se decida cambiar la disposición de largueros a vigas secundaria también de tipo vigas de alma abierta.

Para facilitar el diseño, trabajaremos con unidades del sistema ingles y determinamos las medidas a partir de las dadas en el sistema métrico y obtenemos las medidas siguientes:



Para encontrar la distancia entre marcos, tomamos la distancia a cubrir, en nuestro caso 148 ft, y luego, dividimos entre la máxima distancia disponible, esto nos dará el número de claros entre marcos principales. La distancia disponible, depende de las distancias máximas de largueros, como habíamos mencionado, son de 6 metros, para efectos prácticos, establecemos que esta distancia no debe ser mayor de 19 ft.

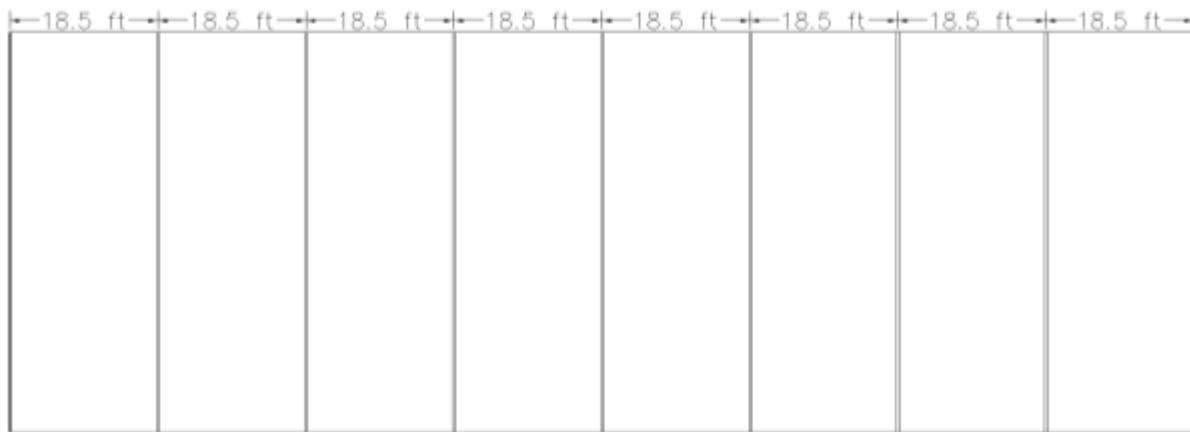
$$\#claros = \frac{l}{l \text{ larguero max}} = \frac{148}{19} = 7.79 \text{ claros}$$

Para obtener un número de claros enteros, modificamos la longitud máxima del largueros, en este caso reduciremos.

$$\#claros = \frac{l}{l \text{ larguero max}} = \frac{148}{18.5} = 8 \text{ claros}$$

Esto nos da 8 claros, espaciados a cada 18.5 ft, lo cual nos daría 9 marcos principales o estructuras principales.

A continuación se muestra el diseño tomando en cuenta las distancias entre los marcos principales.

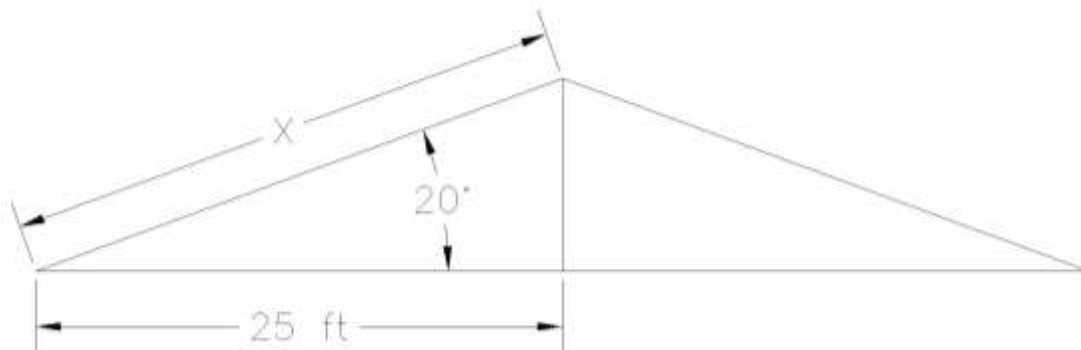
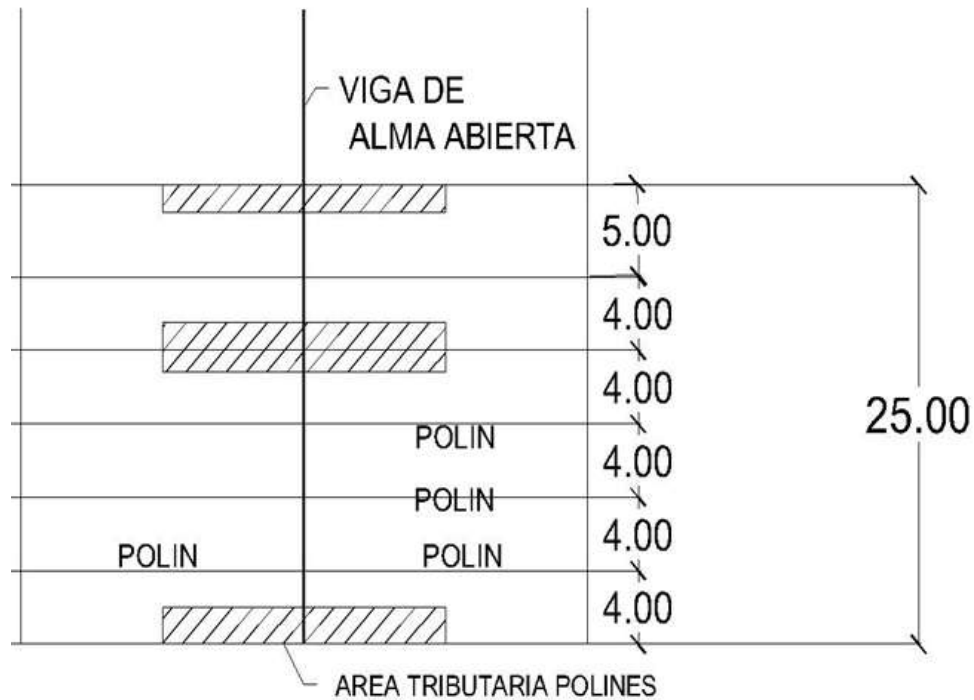


4.3.5.3 Separación entre largueros

Tomando en cuenta que se tendrán 8 paneles en total, o bien 4 paneles comprendidos a cada lado de las cuerdas

$$\# \text{ Largueros} = \frac{l \text{ Cuerda}}{l \text{ separacion}} = \frac{25ft}{4} = 6.25 \text{ ft}$$

Por conveniencia se tomaran 5 largueros a 4 ft y uno a 5 ft para completar los 25 ft desde el borde hasta la cumbrera. Estas distancias serian el cateto adyacente de un triangulo rectángulo formado por la cumbrera hasta el apoyo viga columna



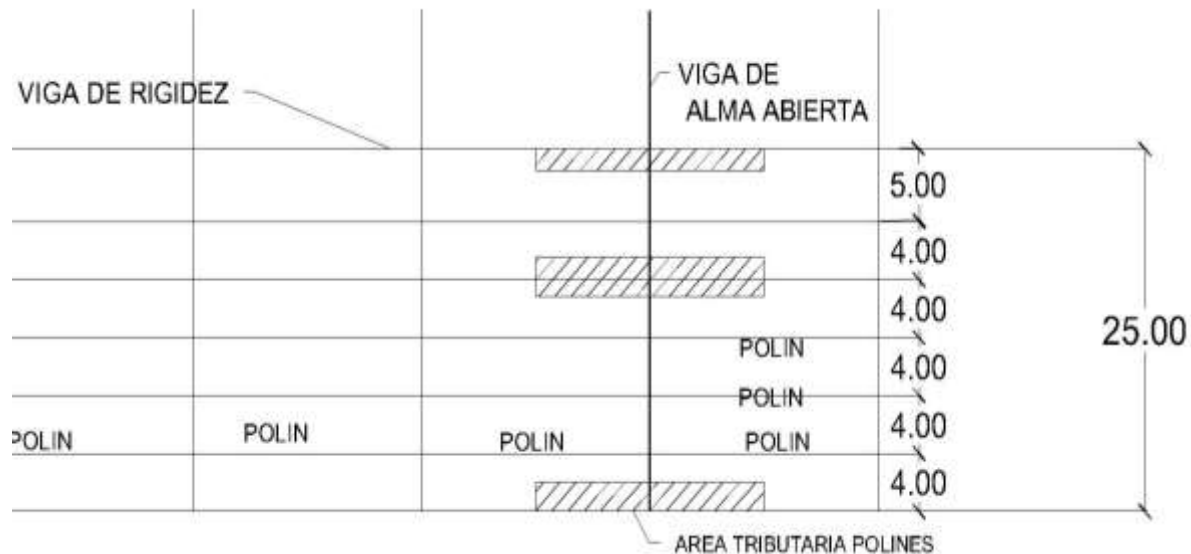
$$\cos 20^\circ = \frac{25}{x}$$

$$x = \frac{25}{\cos 20^\circ} = 26.60 \text{ ft}$$

4.3.5.4 Área Tributaria para largueros

Dependiendo de los largueros, las áreas tributarias difieren. Esto depende mayormente de la ubicación de los largueros, ya que los largueros ubicados en las orillas, tendrán menores áreas

tributarias, aunque esto no quiere decir que sean menores cargas, ya que normalmente es en las orillas donde se colocan cargas. Para ejemplificar, los canales para desagüe se colocan en estos largueros. Como se muestra en la figura, se diseñará para la situación más desfavorable y corresponde a los largueros con mayores áreas tributarias.



$$\text{Área tributaria CENTRO (p2 a P6)} = 4ft \times 18.5ft = 74.0ft^2$$

$$\text{Área tributaria en la orilla (p1)} = \frac{5}{2}ft \times 18.5ft = 46.25ft^2$$

$$\text{Área tributaria en La cumbrera (p7)} = \frac{4}{2}ft \times 18.5ft = 37.0ft^2$$

4.3.5.5 Presión Estática de Diseño

$$P = C_p C_z K P_o$$

$C_p = 2.0$, armadura constituida por elementos planos

$C_z = 1.0$, hcolumnas + altura de techo ≤ 10 m.

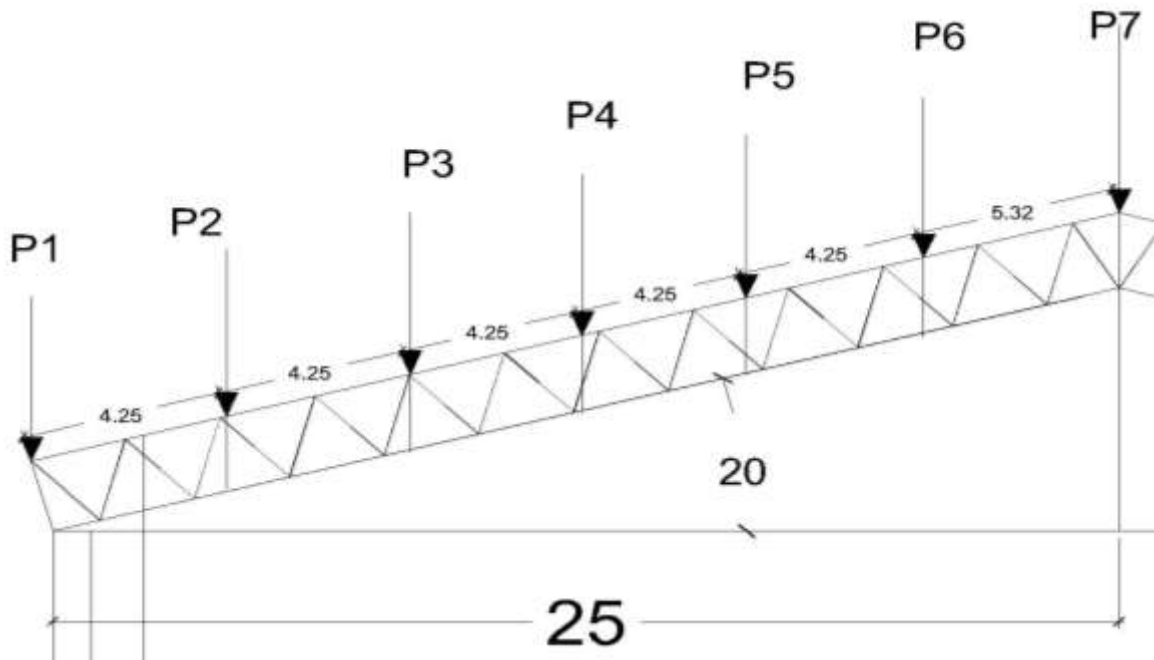
$K = 1.0$, zona urbana, Zona B

$$P_o = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = (2.0)(1.0)(1.0) \left(30 \frac{Kg}{m^2} \right) = 60 \frac{Kg}{m^2}$$
$$P = 60 \frac{Kg}{m^2} \times \frac{2.2 lb}{1Kg} \times \frac{(1m)^2}{(3.28ft)^2} = 12.27 \frac{lb}{ft^2}$$

4.3.5.6 Diseño de largueros

Encontrando combinaciones de carga según LRFD



Peso lamina acanalada galvanizada calibre 26 = 3.75 Kg/m² = 0.77 lb/ft

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
 Diseño de Vigas de Alma Abierta de Forma Manual

Estableciendo cargas muertas

Para p1

| | | |
|--|--|-----------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 26 | $= \text{Peso} * \text{Área tributaria} = 0.77 \text{ lb/ft}^2 * 46.25 \text{ ft}^2$ | 35.61 lb |
| Viento | $= \text{Presión de diseño} * \text{Área tributaria} = 12.27 \text{ lb/ft}^2 * 46.25 \text{ ft}^2$ | 567.48 lb |
| Peso del larguero | $= 10 \text{ lb/ft} * 18.5 \text{ ft}$ | 185 lb |
| p1 = | | 788.09 lb |

Para p2-p6

| | | |
|--|---|-------------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 26 | $= \text{Peso} * \text{Área tributaria} = 0.77 \text{ lb/ft}^2 * 76.0 \text{ ft}^2$ | 56.98 lb |
| Viento | $= \text{Presión de diseño} * \text{Área tributaria} = 12.27 \text{ lb/ft}^2 * 74.0 \text{ ft}^2$ | 907.98 lb |
| Peso del larguero | $= 10 \text{ lb/ft} * 18.5 \text{ ft}$ | 185 lb |
| P2-p6 = | | 1,149.96 lb |

Para p7

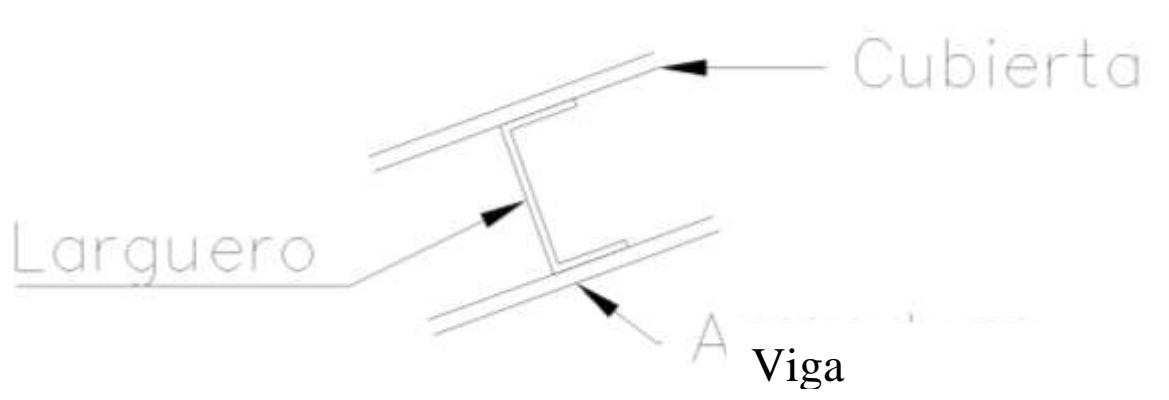
| | | |
|--|---|-----------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 26 | $= \text{Peso} * \text{Área tributaria} = 0.77 \text{ lb/ft}^2 * 37.0 \text{ ft}^2$ | 28.49 lb |
| Viento | $= \text{Presión de diseño} * \text{Área tributaria} = 12.27 \text{ lb/ft}^2 * 453.99 \text{ lb}$ | 453.99 lb |

37.0 ft²

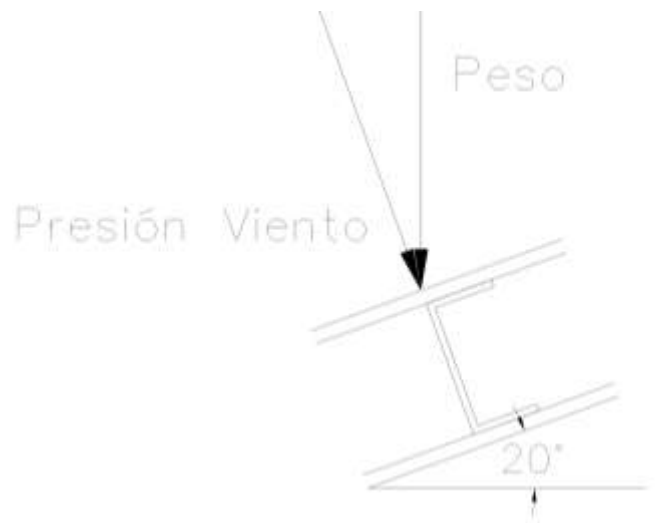
Peso del larguero = 10 lb/ft * 18.5 ft 185 lb

$p_7 = 667.48 \text{ lb}$

A continuación se muestra el diagrama de disposición de los largueros



A continuación se muestran los diagramas de interacción de las fuerzas con los polines



Para el diseño de los polines, solo consideraremos las fuerzas perpendiculares a la superficie, por lo tanto, se tomarán la fuerza de viento y la componente perpendicular de la componente del peso de la cubierta.


Fuerza en largueros

$$= 907.98 + 56.98 \cos 20^\circ + 185 = 907.98 + 53.54 + 185 = 1,146.52lb$$

Encontrando el Momento flexionante

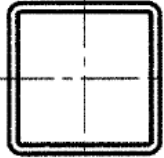
$$M = \frac{Wl}{8} = \frac{1146.52lb (222 in)}{8} = 31,815.93 lb - in$$

$$S = \frac{M}{f} = \frac{31815.93lb - ft}{20000 \frac{lb}{in^2}} = 1.59 in^3$$



HSS4-HSS2

Table 1-12 (continued)
Square HSS
Dimensions and Properties



| Shape | Design Wall Thickness, <i>t</i> | Nominal Wt. | Area, <i>A</i> | <i>b/t</i> | <i>h/t</i> | <i>I</i> | <i>S</i> | <i>r</i> | <i>Z</i> | Workable Flat | Torsion | | Surface Area |
|--------------|---------------------------------|-------------|------------------|------------|------------|------------------|------------------|----------|------------------|---------------------------------|------------------|------------------|---------------------|
| | | | | | | | | | | | <i>J</i> | <i>C</i> | |
| | in. | lb/ft | in. ² | | | in. ⁴ | in. ³ | in. | in. ³ | in. | in. ⁴ | in. ³ | ft ² /ft |
| HSS4×4×1/2 | 0.465 | 21.50 | 6.02 | 5.60 | 5.60 | 11.9 | 5.97 | .41 | 7.70 | — | 21.0 | 11.2 | 1.20 |
| ×3/8 | 0.349 | 17.20 | 4.78 | 8.46 | 8.46 | 10.3 | 5.13 | .47 | 6.39 | 2 ⁵ / ₁₆ | 17.5 | 9.14 | 1.23 |
| ×5/16 | 0.291 | 14.78 | 4.10 | 10.7 | 10.7 | 9.14 | 4.57 | .49 | 5.59 | 2 ⁵ / ₈ | 15.3 | 7.91 | 1.25 |
| ×1/4 | 0.233 | 12.18 | 3.37 | 14.2 | 14.2 | 7.80 | 3.90 | .52 | 4.69 | 2 ⁷ / ₈ | 12.8 | 6.56 | 1.27 |
| ×3/16 | 0.174 | 9.40 | 2.58 | 20.0 | 20.0 | 6.21 | 3.10 | .55 | 3.67 | 3 ³ / ₁₆ | 10.0 | 5.07 | 1.28 |
| ×1/8 | 0.116 | 6.45 | 1.77 | 31.5 | 31.5 | 4.40 | 2.20 | .58 | 2.56 | 3 ⁷ / ₁₆ | 6.91 | 3.49 | 1.30 |
| HSS3½×3½×3/8 | 0.349 | 14.65 | 4.09 | 7.03 | 7.03 | 6.49 | 3.71 | .26 | 4.69 | — | 11.2 | 6.77 | 1.07 |
| ×5/16 | 0.291 | 12.65 | 3.52 | 9.03 | 9.03 | 5.84 | 3.34 | .29 | 4.14 | 2 ¹ / ₈ | 9.89 | 5.90 | 1.08 |
| ×1/4 | 0.233 | 10.48 | 2.91 | 12.0 | 12.0 | 5.04 | 2.88 | .32 | 3.50 | 2 ³ / ₈ | 8.35 | 4.92 | 1.10 |
| ×3/16 | 0.174 | 8.13 | 2.24 | 17.1 | 17.1 | 4.05 | 2.31 | .35 | 2.76 | 2 ¹ / ₁₆ | 6.56 | 3.83 | 1.12 |
| ← ×1/8 | 0.116 | 5.60 | 1.54 | 27.2 | 27.2 | 2.90 | 1.66 | 1.37 | 1.93 | 2 ¹⁵ / ₁₆ | 4.58 | 2.65 | 1.13 |
| HSS3×3×3/8 | 0.349 | 12.09 | 3.39 | 5.60 | 5.60 | 3.78 | 2.52 | 1.06 | 3.25 | — | 6.64 | 4.74 | 0.900 |

De la tabla del AISC 1-12, usaremos perfil HSS 3 ½ x 3 ½ x 1/8

Que tiene medidas de 3 ½ in x 3 ½ in y un peso nominal de 5.60 lb/ft

Para mejorar el diseño, podemos cambiar el peso nominal que hemos obtenido, por el peso que habíamos supuesto anteriormente y obtenemos:

Según Norma Técnica, la carga viva para techo, con pendiente mayor de 5%, es igual a 20 Kg/m²

$$20 \frac{Kg}{m^2} \times \frac{2.2 lb}{1Kg} \times \frac{(1m)^2}{(3.28ft)^2} = 4.09 \frac{lb}{ft^2}$$

Peso Muerto de techo mas Carga viva

Para p7

| | | |
|---|--|-----------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 26 | = Peso * Área tributaria = 0.77 lb/ft ² * 46.25ft ² | 35.61 lb |
| Viento | = Presión de diseño * Área tributaria = 12.27 lb/ft ² * 46.25 ft ² | 567.48 lb |
| Peso del larguero | = 5.60 lb/ft * 18.5 ft | 103.6 lb |
| VIVA (Lr) | = Carga * Área Tributaria = 4.09 lb/ft ² * 46.25 ft ² | 189.16 lb |

$$D = 139.21$$

$$Lr = 189.16$$

$$W = 567.48$$

$$1.4D = 194.89 \text{ lb}$$

$$1.2D + 1.6 Lr = 465.71 \text{ lb}$$

$$1.2D + 1.6W = 1075.02 \text{ lb} \quad (\text{Más desfavorable}) \text{ p7}$$

Para cargas p2-p6

| | | |
|--|---|-----------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 26(D) | = Peso * Área tributaria = 0.77 lb/ft ² * 76.0 ft ² | 56.98 lb |
| Viento(w) | = Presión de diseño * Área tributaria = 12.27 lb/ft ² * 74.0 ft ² | 907.98 lb |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
 Diseño de Vigas de Alma Abierta de Forma Manual

Peso del larguero(D) = $5.60 \text{ lb/ft} * 18.5 \text{ ft}$ 103.6 lb

VIVA (Lr) = $\text{Carga} * \text{Área Tributaria} = 4.09 \text{ lb/ft}^2 * 76 \text{ ft}^2$ 310.84 lb

D = 160.58

Lr = 310.84

W = 907.98

1.4D 224.81 lb

1.2D + 1.6 Lr 690.04 lb

1.2D + 1.6W 1645.46 lb (Más desfavorable) P2-p6 =1645.46 lb

Para carga p1

Lamina galvanizada
(D)acanalada calibre 26 = $\text{Peso} * \text{Área tributaria} = 0.77 \text{ lb/ft}^2 * 37.0 \text{ ft}^2$ 28.49 lb

Viento(Lr) = $\text{Presión de diseño} * \text{Área tributaria} = 12.27 \text{ lb/ft}^2 * 37.0 \text{ ft}^2$ 453.99 lb

Peso del larguero(D) = $5.60 \text{ lb/ft} * 18.5 \text{ ft}$ 103.6 lb

VIVA (Lr) = $\text{Carga} * \text{Área Tributaria} = 4.09 \text{ lb/ft}^2 * 37 \text{ ft}^2$ 151.33 lb

D = 132.09

Lr = 151.33

W = 453.99

1.4D 184.92 lb

1.2D + 1.6 Lr 400.64 lb

1.2D + 1.6W 884.896 lb (Más desfavorable) P1

Entonces el peso propio de la viga será:

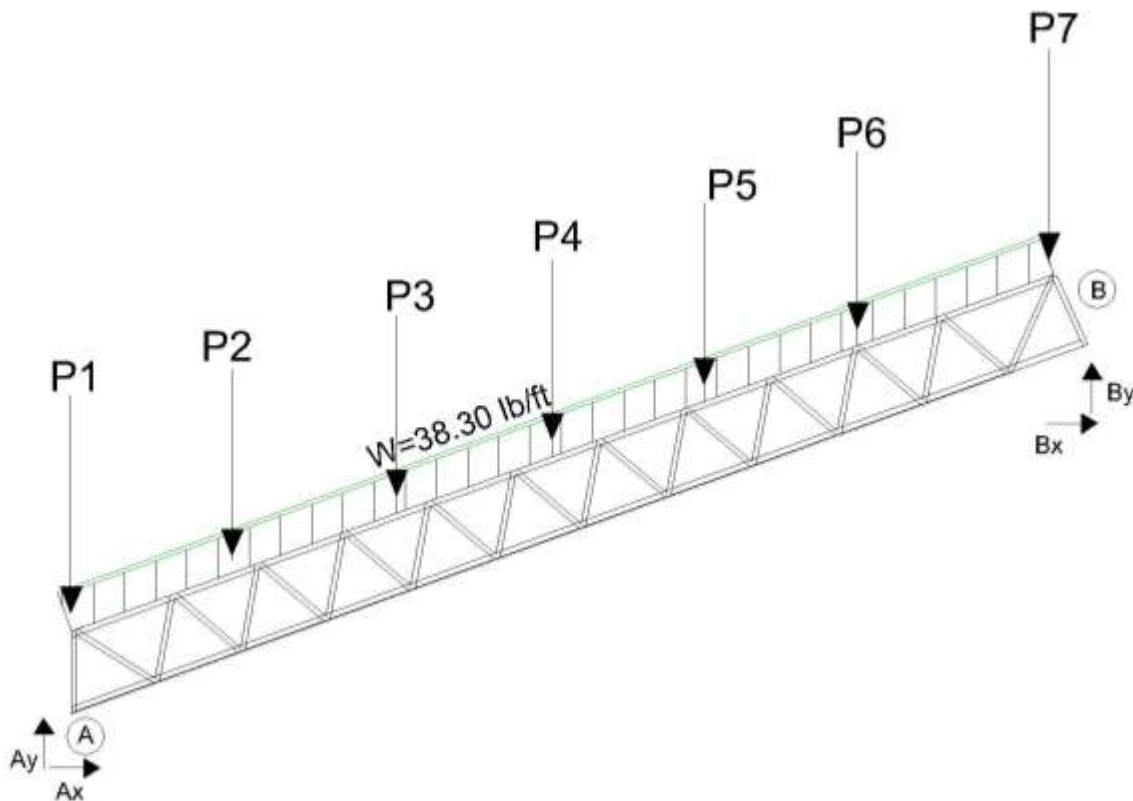
$$W = 0.10 (884.896 \text{ lb} + 1,645.46 \text{ lb}(5) + 1075.02 \text{ lb}) / 26.60 = 38.297 \text{ lb/ft (como}$$

carga distribuida

$$W_x = W \sin 20 = 13.09 \text{ lb/ft}$$

$$W_y = W \cos 20 = 35.988 \text{ lb/ft}$$

| Fuerza | Magnitud (lb) | Componente x (lb) | Componente y (lb) |
|---------|---------------|-------------------|-------------------|
| P1 | 884.896 | 302.65 | 831.53 |
| P2 a P6 | 1645.46 | 562.77 | 1546.23 |
| P7 | 1075.02 | 367.68 | 1010.19 |
| | | | |



Del análisis se obtiene $B_y = 0$

Transformamos la viga inclinada a un sistema equivalente con cargas perpendiculares a esta para facilitar su análisis

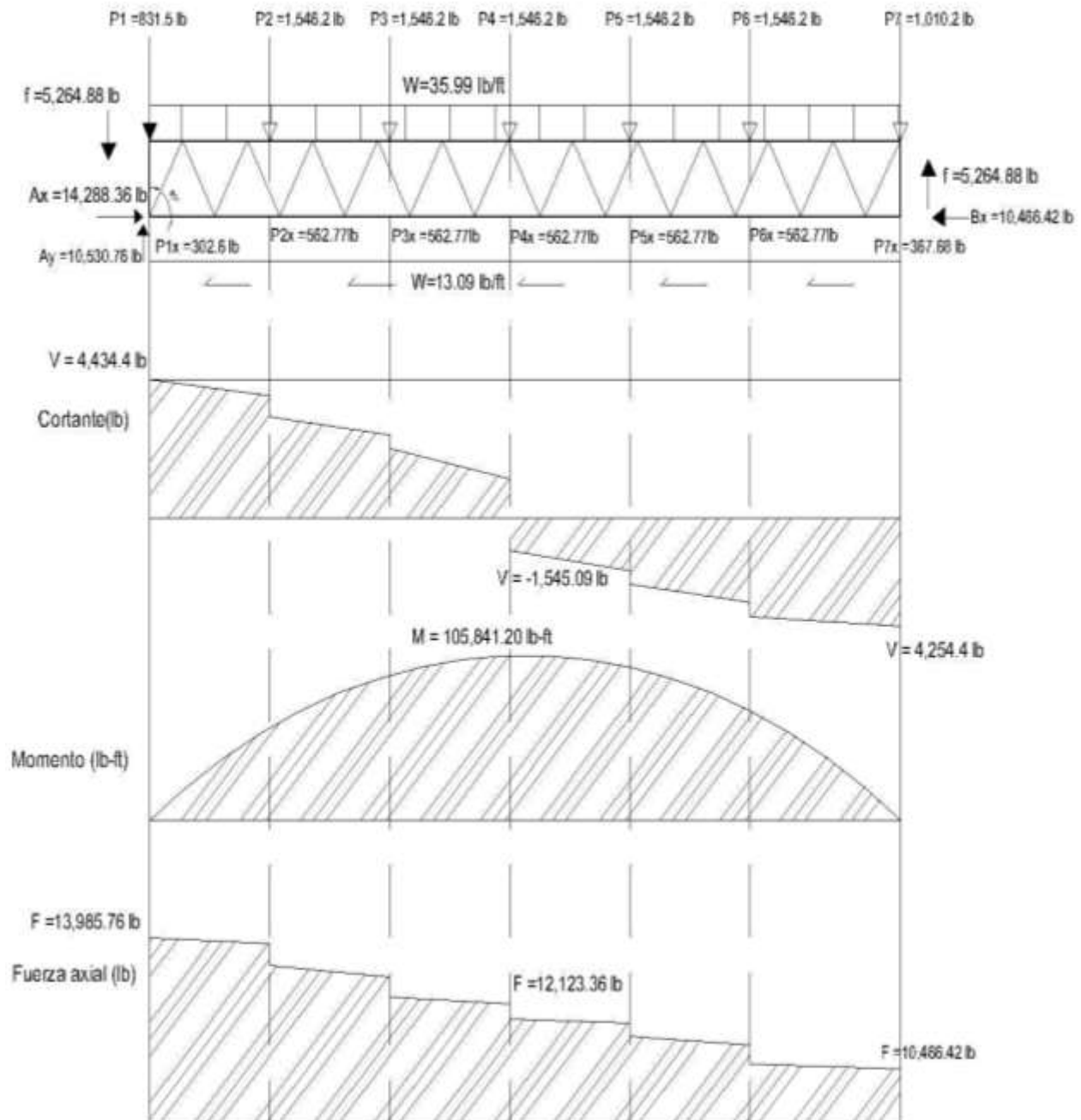


Diagrama de momentos Fuerza Axial Y Fuerza Cortante

De los diagramas de cortante momento y fuerza axial se obtienen los siguientes valores máximos:

Fuerza cortante $V = 4,434.4$ lb

Momento flexionante

$m = 105,841.20$ lb .ft

Fuerza axial = 13,985.76 lb

Del momento se obtiene el par para analizar los miembros a tensión

Peralte de la vigas = $L/24$

Peralte de la viga = $50/24$

$d = 2.08$ ft se usaran 2.0 ft para facilitar el diseño

Fuerza a tensión provocada por el momento

$F_t = 105841.20$ lb. ft/2 ft = 52,920.6 lb

4.3.6 Diseño de soldaduras

4.3.6.1 Miembros a compresión de las cuerdas

- Miembros a compresión en la Cuerda Superior conformada por los miembros, de la cuerda inferior será continua desde el apoyo hasta la cumbrera. El esfuerzo máximo se encuentra en el miembro del apoyo, y es igual a 13.99 kips, cada uno con una longitud de 1.15 ft.
- A continuación establecemos las relaciones de carga y resistencia. $\phi_c = 0.9$, esto debido al factor de reducción de resistencia, establecido en la sección.

$$\phi_c F_n = f_u$$

$$0.9 F_y = f_u$$

- A continuación establecemos el esfuerzo de diseño en $F_y = 36$ ksi

$$0.9 F_y = 32.4 \text{ ksi}$$

- Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{13.99 \text{ kips}}{32.4 \text{ ksi}} = 0.4317 \text{ in}^2$$

- e. De la tabla 1-15 del AISC, para ángulos dobles, encontramos que 2L2X2X1/8, tienen un área de 0.98 in² (los mas cercanos a esta área de 0.4317 in²) y para una separación de 0 (es decir, los ángulos estarán colocados espalda con espalda sin ninguna separación) tendrá un $R_y = 0.818$ y $R_x = 0.62$, usaremos R_y porque es el más desfavorable.
- f. Según la *sección 3.4.13* para los paneles de la cuerda superior en la parte interior, la relación de esbeltez máxima es 90, y para los paneles en los extremos de la cuerda, esta relación es de 120. Usaremos la relación de esbeltez más desfavorable por razones de seguridad, por lo tanto usaremos una relación de esbeltez máxima de 90.
- g. Comprobando la relación de esbeltez. $L = 2.32 \text{ ft} = 28 \text{ in}$.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(28 \text{ in})}{0.812 \text{ in}} = 34.48$$

$$34.48 > 120 \text{ cumple}$$

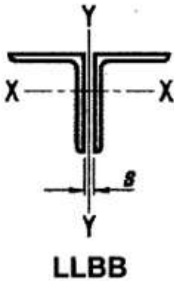



Table 1-15 (continued)
Double Angles
Properties



| Shape | Area in. ² | Axis Y-Y | | | | | | LLBB | | SLBB | | | |
|-----------|--------------------------|--------------------|-------|------|--------------------|-------|------|-------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------|--------------------------|--------------|
| | | Radius of Gyration | | | | | | Q_s | | Q_s | | | |
| | | LLBB | | | SLBB | | | Angles in Contact | Angles Sepa- rated | r_x in. | Q_s | | r_x in. |
| | | Separation, s, in. | | | Separation, s, in. | | | | | | Angles in Contact | Angles Sepa- rated | |
| 0 | 3/8 | 3/4 | 0 | 3/8 | 3/4 | | | | | | | | |
| 2L2×2×3/8 | 2.73 | 0.865 | 1.01 | 1.17 | 0.865 | 1.01 | 1.17 | 1.00 | 1.00 | 0.591 | 1.00 | 1.00 | 0.591 |
| ×5/16 | 2.32 | 0.853 | 0.996 | 1.15 | 0.853 | 0.996 | 1.15 | 1.00 | 1.00 | 0.598 | 1.00 | 1.00 | 0.598 |
| ×1/4 | 1.89 | 0.842 | 0.982 | 1.14 | 0.842 | 0.982 | 1.14 | 1.00 | 1.00 | 0.605 | 1.00 | 1.00 | 0.605 |
| ×3/16 | 1.44 | 0.831 | 0.967 | 1.12 | 0.831 | 0.967 | 1.12 | 1.00 | 1.00 | 0.612 | 1.00 | 1.00 | 0.612 |
| ×1/8 | 0.982 | 0.818 | 0.951 | 1.10 | 0.818 | 0.951 | 1.10 | 0.998 | 0.912 | 0.620 | 0.998 | 0.912 | 0.620 |

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-7

- h. Por lo tanto, los miembros **2L 2 X 2 X 1/8** si pueden ser usados.
- i. Comprobando esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_c P_n$ para este ángulo

Primero encontramos la relación KL en ft.

$$Kl = 1.0(2.32 \text{ ft}) = 2.32 \text{ ft}$$

En la tabla 4-8 del AISC, revisamos el esfuerzo permisible en compresión axial.

Revisaremos para el eje Y-Y que es la dirección en la que se esta analizando, así mismo para LRFD. En el siguiente diagrama, se muestra como hacerlo.

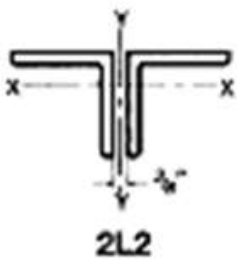


Table 4-8 (continued)
Available Strength in Axial Compression, kips
Double Angles—Equal Legs

$F_y = 36 \text{ ksi}$

| Shape | 2L2x2x | | | | | | | | | | No. of connectors | |
|------------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|-------------------|------|
| | 3/8 | | 3/16 | | 1/4 | | 3/16 | | 1/8 | | | |
| Wt/ft | 9.30 | | 7.89 | | 6.43 | | 4.91 | | 3.34 | | b | |
| Design | P_u/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_u/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_u/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_u/Ω_c | $\phi_c P_n$ | P_u/Ω_c | $\phi_c P_n$ | | |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | | |
| b indicated axis | X-X Axis | 0 | 58.6 | 88.1 | 49.6 | 74.5 | 40.4 | 60.8 | 30.8 | 46.3 | 19.0 | 28.6 |
| | | 1 | 57.4 | 86.2 | 48.5 | 73.0 | 39.6 | 59.5 | 30.2 | 45.4 | 18.7 | 28.1 |
| | | 2 | 53.8 | 80.8 | 45.5 | 68.5 | 37.2 | 55.9 | 28.4 | 42.7 | 17.7 | 26.6 |
| | | 3 | 48.2 | 72.5 | 41.0 | 61.6 | 33.6 | 50.4 | 25.7 | 38.8 | 16.2 | 24.3 |
| | | 4 | 41.4 | 62.2 | 35.3 | 53.1 | 29.0 | 43.6 | 22.3 | 33.5 | 14.3 | 21.4 |
| | | 5 | 34.1 | 51.2 | 29.2 | 43.8 | 24.1 | 36.2 | 18.6 | 28.0 | 12.1 | 18.2 |
| | | 6 | 26.8 | 40.3 | 23.1 | 34.7 | 19.2 | 28.8 | 14.9 | 22.4 | 10.0 | 15.0 |
| | | 7 | 20.2 | 30.4 | 17.5 | 26.3 | 14.6 | 22.0 | 11.4 | 17.2 | 7.87 | 11.8 |
| | | 8 | 15.5 | 23.3 | 13.4 | 20.1 | 11.2 | 16.8 | 8.75 | 13.1 | 6.06 | 9.11 |
| | | 9 | 12.2 | 18.4 | 10.6 | 15.9 | 8.85 | 13.3 | 6.91 | 10.4 | 4.79 | 7.20 |
| | | 10 | | | | | 7.17 | 10.8 | 5.60 | 8.42 | 3.88 | 5.83 |

- j. Los datos que obtenemos son los valores de $\phi_c P_n$ para KL de 2 y 3, ya que nos dio un numero decimal, y tomaremos para revisión el menor de los 2 y compararemos con el P_u que obtuvimos del análisis estructural.

$$\phi_c P_n = P_u$$

$$24.3 \text{ kips} > 16.31 \text{ kips OK!}$$

Por lo tanto, el esfuerzo nominal es mayor que el esfuerzo requerido. Por lo tanto, usaremos **2L 2 X 2 X 1/8**

4.3.6.2 Miembros a tensión de la cuerda inferior

- a. Miembros a tensión en la Cuerda Superior. El esfuerzo máximo es igual a 52.920 lb kips, con una longitud de 1.15 ft.

- b. A continuación establecemos las relaciones de carga y resistencia. $\phi_t = 0.9$, esto debido al factor de reducción de resistencia, establecido en la sección.

$$\phi_t F_n = f_u$$

$$0.9F_y = f_u$$

- c. A continuación establecemos el esfuerzo de diseño en $F_y = 36 \text{ ksi}$

$$0.9F_y = 32.4 \text{ ksi}$$

- d. Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{52.92 \text{ kips}}{32.4 \text{ ksi}} = 1.63 \text{ in}^2$$

- e. De la tabla 1-15 del AISC, para ángulos dobles, encontramos que 2L 2 X 2 X 1/4, tiene un área de 1.89 in² y para una separación de 0 (es decir, los ángulos estarán colocados espalda con espalda sin ninguna separación) tendrá un $R_y = 0.842$ y $R_x = 0.605$, usaremos R_y porque es el más desfavorable.

- f. Según la *sección 3.4.13* para los miembros a tensión, la relación de esbeltez máxima es 240.

- g. Comprobando la relación de esbeltez. $L = 27.84 \text{ ft} = 27.84 \cdot 12 = 334.08 \text{ in}$.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(27.84 \text{ in})}{0.842 \text{ in}} = 33.06$$


$$33.06 < 240 \text{ Cumple}$$

- h. Comprobando esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_t P_n$ para este ángulo

En la tabla 5-8 del AISC, revisamos el esfuerzo permisible en compresión axial. En esta tabla, podemos encontrar el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último o de ruptura, nosotros compararemos el esfuerzo de fluencia con el esfuerzo obtenido de las cargas.

Table 5-8 (continued)
Available Strength in
Axial Tension
Double Angles

$F_y = 36$ ksi
 $F_u = 58$ ksi



2L3-2L2

| Shape | Gross Area, A_g | $A_e =$ $0.75A_g$ | Yielding | | Rupture | |
|-----------|----------------------|----------------------|----------------|--------------|----------------|--------------|
| | | | kips | | kips | |
| | in. ² | in. ² | P_n/Ω_t | $\phi_t P_n$ | P_n/Ω_t | $\phi_t P_n$ |
| | | | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| 2L2½x1½x¼ | 1.88 | 1.41 | 40.5 | 60.9 | 40.9 | 61.3 |
| x¾ | 1.43 | 1.07 | 30.8 | 46.3 | 31.0 | 46.5 |
| 2L2x2x¾ | 2.72 | 2.04 | 58.6 | 88.1 | 59.2 | 88.7 |
| x⅝ | 2.30 | 1.73 | 49.6 | 74.5 | 50.2 | 75.3 |
| x¼ | 1.88 | 1.41 | 40.5 | 60.9 | 40.9 | 61.3 |
| x¾ | 1.43 | 1.07 | 30.8 | 46.3 | 31.0 | 46.5 |
| x⅛ | 0.968 | 0.726 | 20.9 | 31.4 | 21.1 | 31.6 |

i. Los datos que obtenemos son los valores de $\phi_t P_n$ es 60.9 kips

$$\phi_t P_n = Pu$$

$$60.9 \text{ kips} > 52.92 \text{ kips OK!}$$

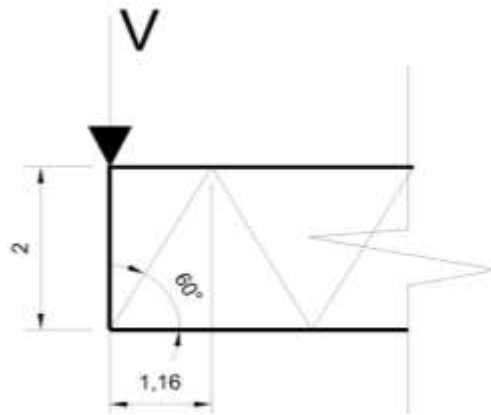
Por lo tanto, el esfuerzo nominal es mayor que el esfuerzo requerido.

Por lo tanto, usaremos **2L2X2X1/4** para la cuerda inferior

Por lo tanto las dos cuerdas se diseñaran a tensión y tanto en la cuerda superior como inferior se usaran 2L 2 x 2 x ¼

4.3.6.3 Diseño de la celosía

Fuerza cortante $V = 9,698.5 \text{ lb}$



Para cada cuerda tenemos

$$V_c = \frac{V_{\text{diseño}}}{2 \text{sen} \theta}$$
$$V_c = \frac{9.6985 \text{ kips}}{2 \text{sen} 60} = 5.5994 \text{ kips}$$

Donde:

V_c = igual a cortante en la cuerda

$V_{\text{diseño}}$ = cortante de diseño

θ = Angulo de inclinación de la celosía

4.3.6.4 Analizando Miembros a compresión en la celosía

- Miembros a compresión en la celosía conformada por los miembros, del alma. la fuerza máxima se encuentra en el miembro del apoyo, y es igual a 5.5994 kips, cada uno con una longitud de 2.31 ft.
- A continuación establecemos las relaciones de carga y resistencia. $\phi_c = 0.9$, esto debido al factor de reducción de resistencia, establecido en la sección.

$$\phi_c F_n = f_u$$

$$0.9 F_y = f_u$$

- A continuación establecemos el esfuerzo de diseño en $F_y = 36 \text{ ksi}$

$$0.9F_y = 32.4 \text{ ksi}$$

- d. Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{5.5994 \text{ kips}}{32.4 \text{ ksi}} = 0.1728 \text{ in}^2$$

- e. De la tabla 1-15 del AISC, para ángulos dobles, encontramos que 1L 1 X 1 X 1/8, tienen un área de 0.234 in² y para una separación de 0 (es decir, los ángulos estarán colocados espalda con espalda sin ninguna separación) tendrá un $R_y = 0.296$ y $R_x = 0.296$, usaremos R_y o R_x ya que son iguales
- f. Según la *sección 3.4.13* para los paneles de la cuerda superior en la parte interior, la relación de esbeltez máxima es 90, y para los paneles en los extremos de la cuerda, esta relación es de 120. Usaremos la relación de esbeltez más desfavorable por razones de seguridad, por lo tanto usaremos una relación de esbeltez máxima de 90.
- g. Comprobando la relación de esbeltez. $L = 2.31 \text{ ft} = 27.74 \text{ in}$.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(27.74 \text{ in})}{0.294 \text{ in}} = 94.21$$

$$94.35 > 90 \text{ no cumple}$$

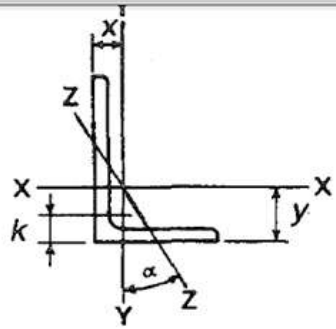
Probaremos con otro Angulo de 1L de 1.5x1.5x3/16

$R_x = 0.457$, $R_y = 0.457$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(27.74 \text{ in})}{0.457 \text{ in}} = 60.70$$

$$60.70 > 90 \text{ cumple}$$

ANGLES
 Equal legs and unequal legs
 Properties for designing



| Size and Thickness | k | Weight per Ft | Area | AXIS X-X | | | | AXIS Y-Y | | | | AXIS Z-Z | |
|--------------------|------|---------------|------------------|------------------|------------------|-------|-------|------------------|------------------|-------|-------|----------|-------|
| | | | | I | S | r | y | I | S | r | x | r | Tan α |
| In. | In. | Lb. | In. ² | In. ⁴ | In. ³ | In. | In. | In. ⁴ | In. ³ | In. | In. | In. | |
| L 1¾ × 1¾ × ¼ | ½ | 2.77 | 0.813 | 0.227 | 0.227 | 0.529 | 0.529 | 0.227 | 0.227 | 0.529 | 0.529 | 0.341 | 1.000 |
| × 3/16 | 7/16 | 2.12 | 0.621 | 0.179 | 0.144 | 0.537 | 0.506 | 0.179 | 0.144 | 0.537 | 0.506 | 0.343 | 1.000 |
| L 1½ × 1½ × ¼ | 7/16 | 2.34 | 0.688 | 0.139 | 0.134 | 0.449 | 0.466 | 0.139 | 0.134 | 0.449 | 0.466 | 0.292 | 1.000 |
| × 3/16 | 3/8 | 1.80 | 0.527 | 0.110 | 0.104 | 0.457 | 0.444 | 0.110 | 0.104 | 0.457 | 0.444 | 0.293 | 1.000 |

- h. Por lo tanto, los miembros **1L 1.5 X 1.5 X 3/16** si pueden ser usados.
- i. Comprobando esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_c P_n$ para este ángulo

Primero encontramos la relación KL en ft.

$$Kl = 1.0(2.32 \text{ ft}) = 2.32 \text{ ft}$$

En la tabla 4-8 del AISC, revisamos el esfuerzo permisible en compresión axial.

Revisaremos para el eje Y-Y que es la dirección en la que se esta analizando, así mismo para LRFD. En el siguiente diagrama, se muestra como hacerlo.

$F_y = 36 \text{ ksi}$

| $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) | $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) | $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) | $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) | $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 21.56 | 41 | 19.11 | 81 | 15.24 | 121 | 10.14 | 161 | 5.76 |
| 2 | 21.52 | 42 | 19.03 | 82 | 15.13 | 122 | 9.99 | 162 | 5.69 |
| 3 | 21.48 | 43 | 18.95 | 83 | 15.02 | 123 | 9.85 | 163 | 5.62 |
| 4 | 21.44 | 44 | 18.86 | 84 | 14.90 | 124 | 9.70 | 164 | 5.55 |
| 5 | 21.39 | 45 | 18.78 | 85 | 14.79 | 125 | 9.55 | 165 | 5.49 |
| 6 | 21.35 | 46 | 18.70 | 86 | 14.67 | 126 | 9.41 | 166 | 5.42 |
| 7 | 21.30 | 47 | 18.61 | 87 | 14.56 | 127 | 9.26 | 167 | 5.35 |
| 8 | 21.25 | 48 | 18.53 | 88 | 14.44 | 128 | 9.11 | 168 | 5.29 |
| 9 | 21.21 | 49 | 18.44 | 89 | 14.32 | 129 | 8.97 | 169 | 5.23 |
| 10 | 21.16 | 50 | 18.35 | 90 | 14.20 | 130 | 8.84 | 170 | 5.17 |
| 11 | 21.10 | 51 | 18.26 | 91 | 14.09 | 131 | 8.70 | 171 | 5.11 |
| 12 | 21.05 | 52 | 18.17 | 92 | 13.97 | 132 | 8.57 | 172 | 5.05 |
| 13 | 21.00 | 53 | 18.08 | 93 | 13.84 | 133 | 8.44 | 173 | 4.99 |
| 14 | 20.95 | 54 | 17.99 | 94 | 13.72 | 134 | 8.32 | 174 | 4.93 |
| 15 | 20.89 | 55 | 17.90 | 95 | 13.60 | 135 | 8.19 | 175 | 4.88 |
| 16 | 20.83 | 56 | 17.81 | 96 | 13.48 | 136 | 8.07 | 176 | 4.82 |
| 17 | 20.78 | 57 | 17.71 | 97 | 13.35 | 137 | 7.96 | 177 | 4.77 |
| 18 | 20.72 | 58 | 17.62 | 98 | 13.23 | 138 | 7.84 | 178 | 4.71 |
| 19 | 20.66 | 59 | 17.53 | 99 | 13.10 | 139 | 7.73 | 179 | 4.66 |
| 20 | 20.60 | 60 | 17.43 | 100 | 12.98 | 140 | 7.62 | 180 | 4.61 |
| 21 | 20.54 | 61 | 17.33 | 101 | 12.85 | 141 | 7.51 | 181 | 4.56 |
| 22 | 20.48 | 62 | 17.24 | 102 | 12.72 | 142 | 7.41 | 182 | 4.51 |
| 23 | 20.41 | 63 | 17.14 | 103 | 12.59 | 143 | 7.30 | 183 | 4.46 |
| 24 | 20.35 | 64 | 17.04 | 104 | 12.47 | 144 | 7.20 | 184 | 4.41 |
| 25 | 20.28 | 65 | 16.94 | 105 | 12.33 | 145 | 7.10 | 185 | 4.36 |
| 26 | 20.22 | 66 | 16.84 | 106 | 12.20 | 146 | 7.01 | 186 | 4.32 |
| 27 | 20.15 | 67 | 16.74 | 107 | 12.07 | 147 | 6.91 | 187 | 4.27 |
| 28 | 20.08 | 68 | 16.64 | 108 | 11.94 | 148 | 6.82 | 188 | 4.23 |
| 29 | 20.01 | 69 | 16.53 | 109 | 11.81 | 149 | 6.73 | 189 | 4.18 |
| 30 | 19.94 | 70 | 16.43 | 110 | 11.67 | 150 | 6.64 | 190 | 4.14 |
| 31 | 19.87 | 71 | 16.33 | 111 | 11.54 | 151 | 6.55 | 191 | 4.09 |
| 32 | 19.80 | 72 | 16.22 | 112 | 11.40 | 152 | 6.46 | 192 | 4.05 |
| 33 | 19.73 | 73 | 16.12 | 113 | 11.26 | 153 | 6.38 | 193 | 4.01 |

- j. Los datos que obtenemos son los valores de $\phi_c P_n$ para KL/r de 60 y 61, ya que nos dio un numero decimal, y tomaremos para revisión el menor de los 2 y compararemos con el P_u que obtuvimos del análisis estructural.

$$\phi_c P_n = P_u$$

$$8.21 \text{ kips} > 5.5994 \text{ kips OK!}$$

Por lo tanto, el esfuerzo nominal es mayor que el esfuerzo requerido.

Por lo tanto, usaremos **1L 1.5 X 1.5 X 3/16 a cada lado**

Miembros a tensión de celosía

- Miembros a tensión en la Cuerda Superior. El esfuerzo máximo es igual a 5.5994 kips, con una longitud de 1.15 ft.
- A continuación establecemos las relaciones de carga y resistencia. $\phi_t = 0.9$, esto debido al factor de reducción de resistencia, establecido en la sección.

$$\phi_t F_n = f_u$$

$$0.9F_y = f_u$$

- A continuación establecemos el esfuerzo de diseño en $F_y = 36$ ksi
- $0.9F_y = 32.4$ ksi
- Encontrando A_{req}

$$A_{req} = \frac{5.5994 \text{ kips}}{32.4 \text{ ksi}} = 0.1728 \text{ in}^2$$

- De la tabla 1-15 del AISC, para ángulos dobles, encontramos que 1L 1. X 1. X 1/8, tiene un área de 0.237 in² tendrá un $R_y = 0.296$ y $R_x = 0.296$, usaremos R_y o R_x ya que son iguales.
- Según la *sección 3.4.13* para los miembros a tensión, la relación de esbeltez máxima es 240.
- Comprobando la relación de esbeltez. $L = 2.31 \text{ ft} = 27.72.0 \text{ in}$.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1(27.72 \text{ in})}{0.296 \text{ in}} = 93.64$$

$$93.64 < 240 \text{ Cumple}$$

- Comprobando esfuerzo de este ángulo. Encontrando $\phi_t P_n$ para este ángulo

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
Diseño de Vigas de Alma Abierta de Forma Manual

$F_y = 36 \text{ ksi}$

| $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) | $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) | $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) | $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) | $\frac{Kl}{r}$ | F_a (ksi) |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 21.56 | 41 | 19.11 | 81 | 15.24 | 121 | 10.14 | 161 | 5.76 |
| 2 | 21.52 | 42 | 19.03 | 82 | 15.13 | 122 | 9.99 | 162 | 5.69 |
| 3 | 21.48 | 43 | 18.95 | 83 | 15.02 | 123 | 9.85 | 163 | 5.62 |
| 4 | 21.44 | 44 | 18.86 | 84 | 14.90 | 124 | 9.70 | 164 | 5.55 |
| 5 | 21.39 | 45 | 18.78 | 85 | 14.79 | 125 | 9.55 | 165 | 5.49 |
| 6 | 21.35 | 46 | 18.70 | 86 | 14.67 | 126 | 9.41 | 166 | 5.42 |
| 7 | 21.30 | 47 | 18.61 | 87 | 14.56 | 127 | 9.26 | 167 | 5.35 |
| 8 | 21.25 | 48 | 18.53 | 88 | 14.44 | 128 | 9.11 | 168 | 5.29 |
| 9 | 21.21 | 49 | 18.44 | 89 | 14.32 | 129 | 8.97 | 169 | 5.23 |
| 10 | 21.16 | 50 | 18.35 | 90 | 14.20 | 130 | 8.84 | 170 | 5.17 |
| 11 | 21.10 | 51 | 18.26 | 91 | 14.09 | 131 | 8.70 | 171 | 5.11 |
| 12 | 21.05 | 52 | 18.17 | 92 | 13.97 | 132 | 8.57 | 172 | 5.05 |
| 13 | 21.00 | 53 | 18.08 | 93 | 13.85 | 133 | 8.44 | 173 | 4.99 |
| 14 | 20.95 | 54 | 17.99 | 94 | 13.72 | 134 | 8.32 | 174 | 4.93 |
| 15 | 20.89 | 55 | 17.90 | 95 | 13.60 | 135 | 8.19 | 175 | 4.88 |
| 16 | 20.83 | 56 | 17.81 | 96 | 13.48 | 136 | 8.07 | 176 | 4.82 |
| 17 | 20.78 | 57 | 17.71 | 97 | 13.35 | 137 | 7.96 | 177 | 4.77 |
| 18 | 20.72 | 58 | 17.62 | 98 | 13.23 | 138 | 7.84 | 178 | 4.71 |
| 19 | 20.66 | 59 | 17.53 | 99 | 13.10 | 139 | 7.73 | 179 | 4.66 |
| 20 | 20.60 | 60 | 17.43 | 100 | 12.98 | 140 | 7.62 | 180 | 4.61 |
| 21 | 20.54 | 61 | 17.33 | 101 | 12.85 | 141 | 7.51 | 181 | 4.56 |
| 22 | 20.48 | 62 | 17.24 | 102 | 12.72 | 142 | 7.41 | 182 | 4.51 |
| 23 | 20.41 | 63 | 17.14 | 103 | 12.59 | 143 | 7.30 | 183 | 4.46 |
| 24 | 20.35 | 64 | 17.04 | 104 | 12.47 | 144 | 7.20 | 184 | 4.41 |
| 25 | 20.28 | 65 | 16.94 | 105 | 12.33 | 145 | 7.10 | 185 | 4.36 |
| 26 | 20.22 | 66 | 16.84 | 106 | 12.20 | 146 | 7.01 | 186 | 4.32 |
| 27 | 20.15 | 67 | 16.74 | 107 | 12.07 | 147 | 6.91 | 187 | 4.27 |
| 28 | 20.08 | 68 | 16.64 | 108 | 11.94 | 148 | 6.82 | 188 | 4.23 |
| 29 | 20.01 | 69 | 16.53 | 109 | 11.81 | 149 | 6.73 | 189 | 4.18 |
| 30 | 19.94 | 70 | 16.43 | 110 | 11.67 | 150 | 6.64 | 190 | 4.14 |
| 31 | 19.87 | 71 | 16.33 | 111 | 11.54 | 151 | 6.55 | 191 | 4.09 |
| 32 | 19.80 | 72 | 16.22 | 112 | 11.40 | 152 | 6.46 | 192 | 4.05 |
| 33 | 19.73 | 73 | 16.12 | 113 | 11.26 | 153 | 6.38 | 193 | 4.01 |

- j. En la tabla 5-8 del AISC, revisamos el esfuerzo permisible en compresión axial. En esta tabla, podemos encontrar el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último o de ruptura, nosotros compararemos el esfuerzo de fluencia con el esfuerzo obtenido de las cargas.
- k. Los datos que obtenemos son los valores de $\phi_t P_n$ es 13.72 ksi (transformamos a kips así $P = f/A; p \times A = F; F = 13.72 \text{ ksi} (0.23 \text{ in}^2) = 3.15 \text{ kips}$

$$\phi_t P_n = Pu$$

$$2.84 \text{ kips} < 5.599 \text{ kips no OK!}$$

Por lo tanto, el esfuerzo nominal es menor que el esfuerzo requerido.

Por lo tanto las dos cuerdas se diseñarán a tensión y tanto en la cuerda superior como inferior se diseñarán a compresión por ser más desfavorable

4.3.6.5 Conexiones

Conexión A, L 52,920.6 lb

Diseño de soldadura de la Cuerda Superior

Miembro 2L2X2X1/4

$D = 2$ in

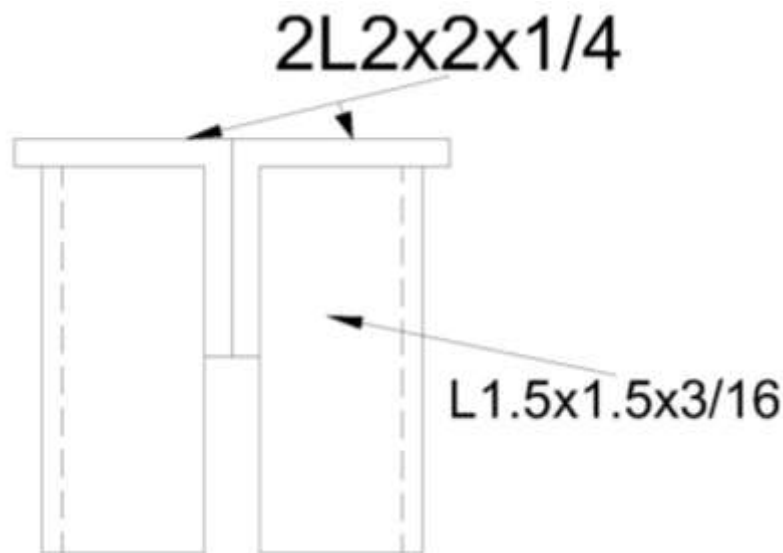
$\bar{Y} = 1.0$ in

Cargas

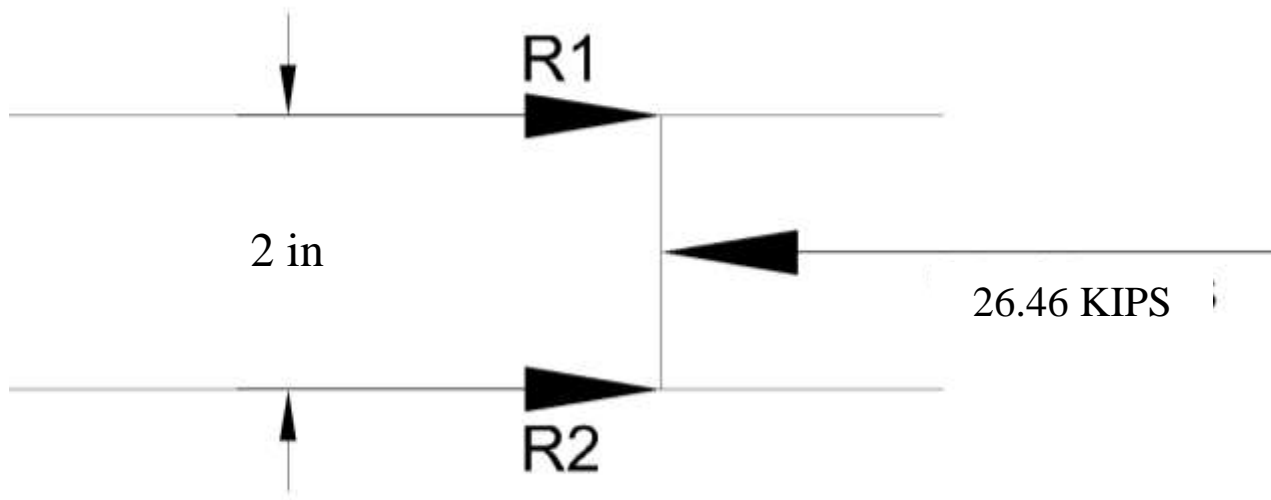
$P_u = 52.9206$ kips

$P_u/2 = 26.46$ kips

Para el análisis de esta conexión, se debe tomar en cuenta que debido a que usamos ángulos dobles, diseñaremos para un lado, es decir, un ángulo de conexión y el P_u también será la mitad del requerido.



En el diagrama de cuerpo libre mostrado, se muestra las fuerzas involucradas y donde R1 y R2, son las resistencias de la soldadura en esos puntos.



Del diagrama de cuerpo libre obtenemos que:

$$R1 = R2 = 13.23 \text{ kips}$$

Esto significa que la carga será distribuida igual en ambas soldaduras.

Menor espesor del miembro conectado = 1/4 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 3/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

Espesor efectivo de la garganta = $(0.707) (1/8 \text{ in}) = 0.08837 \text{ in}$.

Resistencia de diseño de la soldadura en el extremo = $(0.75) (0.60 \times 70) (0.08837) (1 + 0.5 \sin^{1.5} 90^\circ) (3)$
= 12.53 kips

Capacidad de la soldadura paralela a la fuerza = 26.46 kips – 12.53 kips = 13.93 kips

Capacidad de la soldadura por pulg = $\phi F_w = (0.75) (0.60 \times 70) (0.08837 \text{ in}) (1.0) = 2.78 \text{ kips/in}$

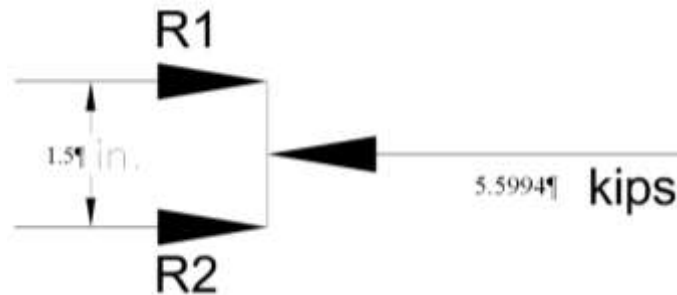
$$\text{Longitud necesaria} = \frac{13.93 \text{ kips}}{2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 5.01 \text{ in} \cong 5 \text{ in}$$

Esto es para la carga total en los laterales.

Por lo tanto colocaremos soldadura de 5 in a cada lado. **Ambas cuerdas se diseñaran con esta soldadura para evitar fallas.**

Conexión en la Celosía

En el diagrama de cuerpo libre mostrado, se muestra las fuerzas involucradas y donde R1 y R2, son las resistencias de la soldadura en esos puntos.



Menor espesor del miembro conectado = 3/16 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 3/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

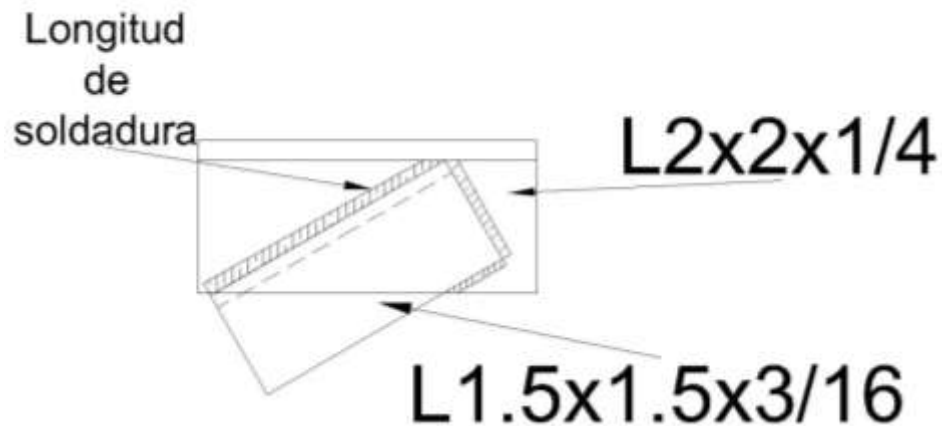
Espesor efectivo de la garganta = (0.707) (1/8 in) = 0.08837 in.

Capacidad de la soldadura por pulg = $\phi F_w = (0.75) (0.60 \times 70) (0.08837 \text{ in}) (1.0) = 2.78 \text{ kips/in}$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{5.5994 \text{ kips}}{2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 2.01 \text{ in} \cong 2 \text{ in}$$

Esto es para la carga total en los laterales.

Por lo tanto colocaremos soldadura de 2 in a cada lado.



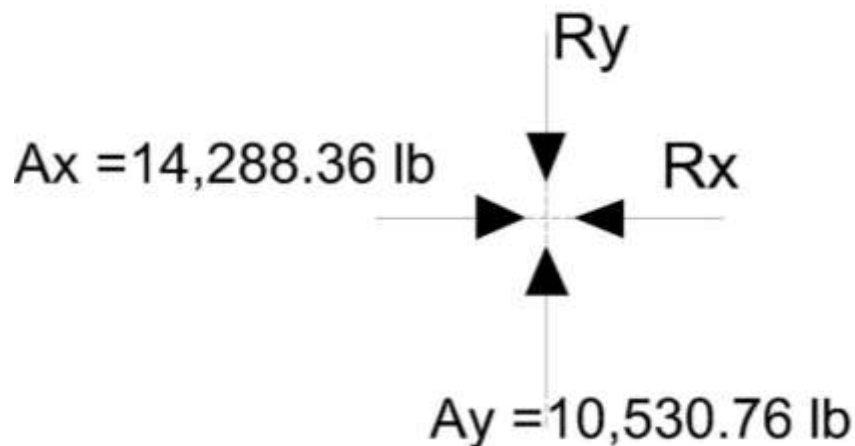
Diseño de placa de apoyo

Las placas de apoyo a diseñar, son las que se encuentran en los apoyos, y son las que interactúan con la estructura principal, tomando en cuenta columnas de concreto de dimensiones 0.50 x 0.50, y una altura de 5 m.

Esta placa, ira soldada a la placa que estará en la columna.

Entre las consideraciones, para este diseño, lo que se realizara es encontrar las resultantes como componentes x e y, y se diseñara, para la componente en y como placa cargada en el plano perpendicular, y para la componente x, como placa sometida a tensión. Para esto, se tomaran en cuenta sólo las fuerzas de los miembros en este punto.

El siguiente diagrama de cuerpo libre, ejemplifica las fuerzas de los miembros en el apoyo, también llamado conexión A.



Encontrando reacciones R_x y R_y

$$\Sigma F_y \uparrow = 10,530.76 \text{ lb} - R_y$$

$$R_y = 10.53 \text{ kips}$$

$$\Sigma F_x \rightarrow = 14,298.36 \text{ lb} + R_x$$

$$R_x = -14,299 \text{ kips}$$

Diseño por compresión en placa de apoyo

La excentricidad en la placa, la suponemos cero porque estamos considerando solo una carga puntual sobre la placa, la cual será distribuida hacia las columnas. Además para considerar una excentricidad diferente de cero, tendríamos que considerar los momentos involucrados en este punto (flexo compresión). En este punto, solo consideramos compresión en la placa.

Datos:

Columna: $0.50 \times 0.50 \text{ m} \approx 19.69 \times 19.69 \text{ in.}$

$P_u = 14.298 \text{ kips}$

$F'_c = 3 \text{ ksi}$

$F_y = 36 \text{ ksi}$

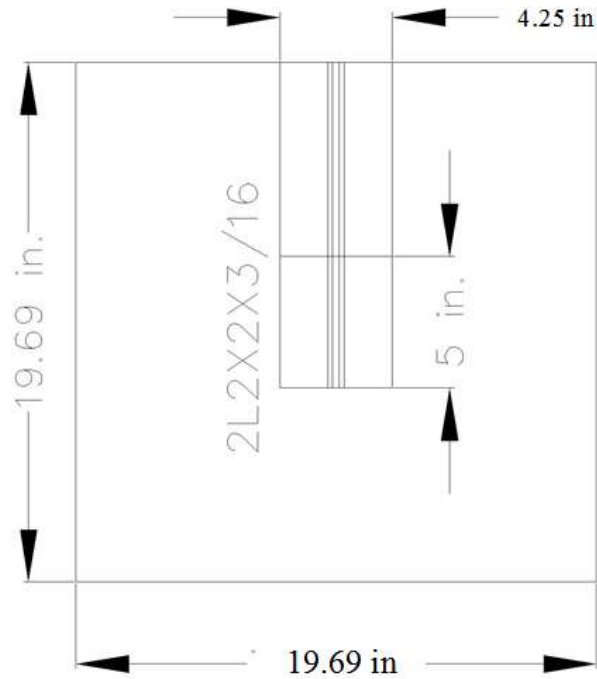
Estableciendo dimensiones de armadura sobre apoyo

Debido a que normalmente, tenemos sobre la placa, otra columna de dimensiones fijas, para este caso de la armadura, encontraremos unas medidas que se ajusten a la superficie que cubre la armadura sobre la columna.

El ancho de la armadura, tomando en cuenta los dos ángulos y la placa de conexión es:

$$\text{Ancho de armadura sobre apoyo } (b_f) = 2(2) + \frac{1}{4} = 4.25 \text{ in.}$$

El largo, d , lo supondremos de 8 in. Y tomaremos como una colocación de la siguiente manera:



En la dimensión larga de la armadura, d , suponemos solo 5 in., ya que, cuando la armadura cargue, sobre la placa, solo la parte encima de la placa, transmitirá las cargas, y la sección que viene de los bordes quedará separada de la placa, y no transmitirá esfuerzos.

Encontrando el área de soporte de concreto:

Para este caso, se supondrá que toda la columna es área suficiente para soportar los esfuerzos, tomando en cuenta que de antemano sabemos que la placa, resultara en unas dimensiones mucho menores que toda la dimensión de la columna.

$$A_1 = (19.69 \times 19.69) \text{ in} = 387.69 \text{ in}^2$$

Ahora calculamos las posibles áreas de la placa en base a las siguientes formulas:

$$A_2 = \frac{1}{A_1} \left(\frac{Pu}{\phi_c 0.85 f'_c} \right)^2 = \frac{1}{387.69} \left(\frac{14.298 \text{ kips}}{0.6 \times 0.85 \times 3 \text{ ksi}} \right)^2 = 0.2252 \text{ in}^2$$

$$A_3 = \frac{Pu}{\phi_c 1.7 f'_c} = \frac{14.298 \text{ kips}}{0.6 \times 1.7 \times 3} = 4.67 \text{ in}^2$$

$$A_4 = b_f \times d = 4.675 \times 5 = 23.36 \text{ in}^2$$

Donde:

$\phi_c = 0.6$, coeficiente por aplastamiento del concreto

De estas últimas tres ecuaciones, escogemos la mayor.

Cuando P_u es muy alto, las áreas A_2 y A_3 son mucho mayores que A_4 y cuando P_u es muy pequeño, las áreas A_2 y A_3 son menores que A_4 . En este caso se tomará $A_4 = 23.36 \text{ in}^2$, debido a que es el área de mayor magnitud, puesto que P_u es muy pequeño.

Optimizando las dimensiones de la placa.

Las dimensiones de la placa base se optimiza cuando $m = n$ y con ella se obtiene el espesor mínimos de la placa.

Primero encontramos Δ

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{(0.95)(5) - (0.8)(4.25)}{2} = 0.675 \text{ in}$$

Ahora procedemos a encontrar N y B

$$N = \sqrt{A_4} + \Delta = \sqrt{23.36} + 0.675 = 5.51 \text{ in}$$
$$B = \frac{A_4}{N} = \frac{23.36}{5.51} = 4.23 \text{ in. como es menor a } b_f, \text{ tomamos } 5 \text{ in}$$

Ahora calculamos n y m

$$m = \frac{6 \text{ in} - (0.95 \times 5 \text{ in})}{2} = 0.625 \text{ in}$$
$$n = \frac{5 \text{ in} - (0.95 \times 4.25 \text{ in})}{2} = 0.48 \text{ in}$$

Ahora calculamos el espesor de la placa

$$t_p = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = 0.625 \sqrt{\frac{2 \times 14.298}{0.9 \times 36 \times 5 \times 6}} = 0.1715 \text{ in}$$

Según los 0.1715 dados, eso equivale a una placa de grosor $1/8''$, debido a que los miembros a conectarse serán de $3/16$, también usaremos placa de $3/16''$.

Diseño de Pernos en placa de apoyo

Consideraremos tornillos A325 de $\frac{3}{4}$ in

De acuerdo a la tabla J3-4 AISC, encontramos la distancia mínima al borde.

Según dice que para bordes recortados mecánicamente, la distancia mínima es de $1\frac{1}{4}$

Resistencia de diseño de tornillos en cortante simple sobre placa de $\frac{3}{16}$ in.

$$\text{Resistencia de tornillo en cortante simple} = \phi(0.785)(17) = (1.0)(0.785)(17) = 13.35 \text{ kips}$$

$$\text{Número de tornillos necesarios} = \frac{18.46 \text{ kips}}{13.35 \text{ kips}} = 1.15$$

Por simetría, colocaremos 2 pernos de $\frac{3}{4}$ " a cada lado. Con una separación entre centro a centro de $2\frac{1}{2}$ in, la cual es mayor que $3d$ estipulado por el LRFD.

Los orificios en la placa, serán $\frac{1}{8}$ mayores que el diámetro de los pernos.

Diseño por tensión en la placa.

Tenemos que considerar los esfuerzos por esfuerzos de tensión en la placa, como ya habíamos diseñado la soldadura para este miembro, solo corroboramos la placa que hemos diseñado para estos esfuerzos.

Placa $\frac{3}{16}$ "

$P_u = 18.46$ kips

Encontrando

$$A_{gv} = \left(\frac{3}{16}\right)(10) = 1.88 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = \left(\frac{3}{16}\right)(9.25) = 1.73 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = \left(\frac{3}{16}\right)\left(10 - \left(2 \times \frac{7}{8}\right)\right) = 1.22 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = \left(\frac{3}{16}\right)\left(9.25 - \left(2 \times \frac{7}{8}\right)\right) = 1.41 \text{ in}^2$$

$$F_u A_{nt} = (58)(1.41) = 81.78 \text{ kips} > 0.6F_u A_{nv} = (0.6)(58)(1.22) = 42.46 \text{ kips}$$

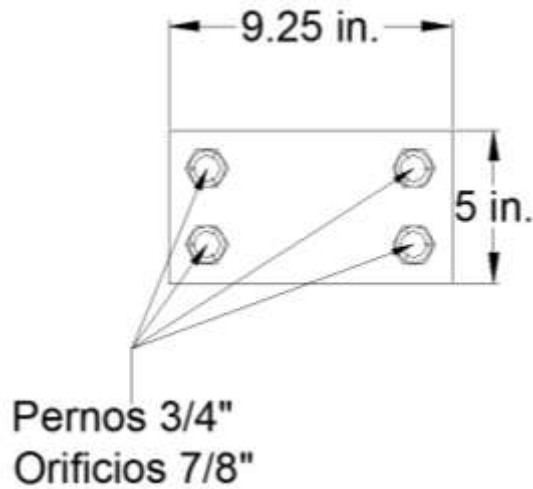
Por lo tanto, usaremos la ecuación J4-3a del LRFD

$$\phi F_y A_g = (0.9)(36)\left(\frac{3}{16} \times 9.25\right) = 56.19 \text{ kips}$$

$$56.19 \text{ kips} > 18.46 \text{ kips OK}$$

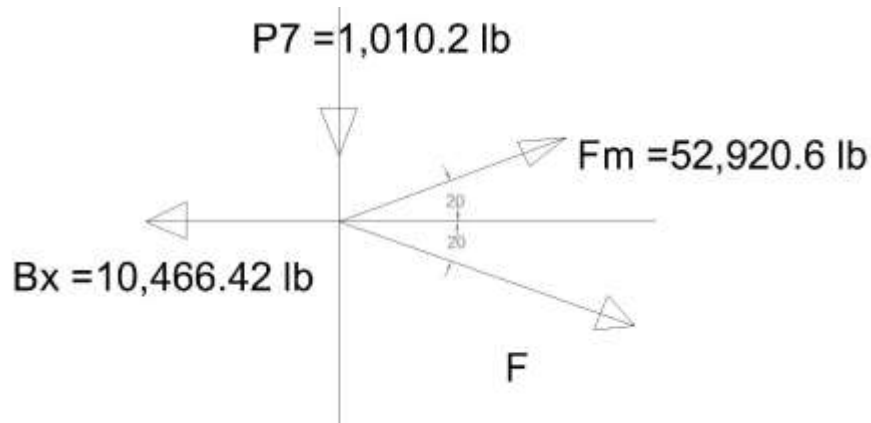
Diseño Final de la placa

Usaremos placa PL 3/16 X 9¼ x 5, como se muestra a continuación



Diseño de Articulación en la Cumbre

Colocamos las fuerzas que actúan sobre la articulación



$$FX = 39,262.67 \text{ lb}$$

$$FY = 17,089.71 \text{ lb}$$

$$F = (FX^2 + FY^2)^{1/2}$$

$$F = \sqrt{(39,262.67 \text{ lb})^2 + (17,089.71 \text{ lb})^2}$$

$$F = 42,820.73 \text{ lb}$$

$$F = 42.82 \text{ Kips}$$

Continuamos con el diseño del perno que estará sometido a esfuerzos por cortante propondremos un diámetro y revisaremos una resistencia a la que estará sometido; el esfuerzo expuesto del perno es a cortante doble por lo que revisaremos la mitad del cortante propuesto $f/2$

$$f = F/2$$

$$f = \frac{42.82}{2} \text{ kips} = 21.41 \text{ kips}$$

Resistencia del tornillo de 1 ¼”

$$\phi R_n = \phi A_T R_n$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.785 \times 24 = 22.08 \text{ Klb}$$

$$\phi R_n = 22.08 \text{ Klb}$$

Resistencia Al Aplastamiento

Revisamos la distancia mínima al aplastamiento mínima que es 2 ¼”

$$Le > 1.5 D$$

$$2.25 > 1.5 (1.25)$$

$$2.25 > 1.875 \dots \dots \dots OK$$

Se procede a evaluar la ecuación

$$\phi R_n = 2.4 d_T f_u$$

$$\phi R_n = 2.4 \times 1.25 \times \frac{3}{8} \times 58 = 62.25 \text{ klb}$$

$$\phi R_n = 62.25 \text{ klb}$$

Se procede a evaluar las placas a utilizar en la conexión

a) Resistencia a la tensión sobre el área efectiva

$$\phi R_n = 2 t b_{eff} f_u$$

Donde

t = Espesor de la placa

$$b_{elf} = 2t + 0.63$$

$$p_n = 2 \times \frac{3}{8} \times \left(2 \times \frac{3}{8} + 0.63 \right) \times 58 = 60.03 \text{ Klb}$$

$$\phi p_n = 0.75 \times 60.03 \text{ klb} = 45.02 \text{ Klb}$$

$$\phi p_n = 45.02 \text{ Klb} > 21.41 \text{ kips} \quad ok.$$

b) Resistencia de Diseño por Cortante Sobre área Efectiva

Donde

$$\phi = 0.75$$

$$P_n = 0.6A_{sf}F_u$$

Donde:

a = es la distancia del borde del borde del agujero del pasador a la orilla del miembro medida paralela a la fuerza

$$A_{sf} = 2t \times \left(a + \frac{d}{2}\right)$$

$$P_n = 0.6 \times \left(2 \times \frac{3}{8} \times \left(2.25 + \frac{1.31}{2}\right)\right) \times 58 = 75.82 \text{ Klb}$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 75.82 \text{ klb} = 56.865 \text{ Klb}$$

$$\phi P_n = 56.865 \text{ Klb} > 21.41 \dots \dots \text{ kips} . \text{ok}$$

Resistencia al aplastamiento

$$\phi = 0.75$$

$$P_n = 1.8F_y A_{pb}$$

$$A_{pb} = dt$$

$$P_n = 1.8 \times 36 \times 1.31 \times \frac{3}{8} = 31.83 \text{ Klb}$$

$$P_n = 0.75 \times 31.83 \text{ klb} = 23.87 \text{ Klb}$$

$$\phi P_n = 23.87 \text{ Klb} > 21.41 \text{ kips} . \text{ok}$$

Resistencia a la Tensión de Sección total

Donde

$$\phi = 0.9$$

$$P_n = F_y A_g$$

$$P_n = 36 \times 4 \times \frac{3}{8} = 54 \text{ Klb}$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 54 \text{ Klb} = 40.5 \text{ Klb}$$

$$\phi P_n = 40.5 \text{ Klb} > 21.41 \text{ kips} \text{ ok.}$$

La Placa adecuada para Resistir los diferentes esfuerzos a los que estará sometida.

Es necesario además Revisar la soldadura en la unión de la placa suponemos que el espesor no rige el tamaño de la soldadura.

Esfuerzo por cortante

$$f_s = \frac{17.09 \text{ klb}}{2.5 \times 4} = 1.7 \frac{\text{Klb}}{\text{pulg}^2}$$

Esfuerzo por momento

$$f_s = \frac{Mc}{I}$$

$$f_s = \frac{(17.09 \times 1.3)(0.75)}{\frac{1}{12}(1)(2.5)^3 \times 2.5} = 5.11 \frac{\text{Klb}}{\text{pulg}}$$

Esfuerzo Por tensión

$$f_t = \frac{39.2}{3 \times 3} = 4.33 \text{ Klb}$$

Esfuerzo Resultante

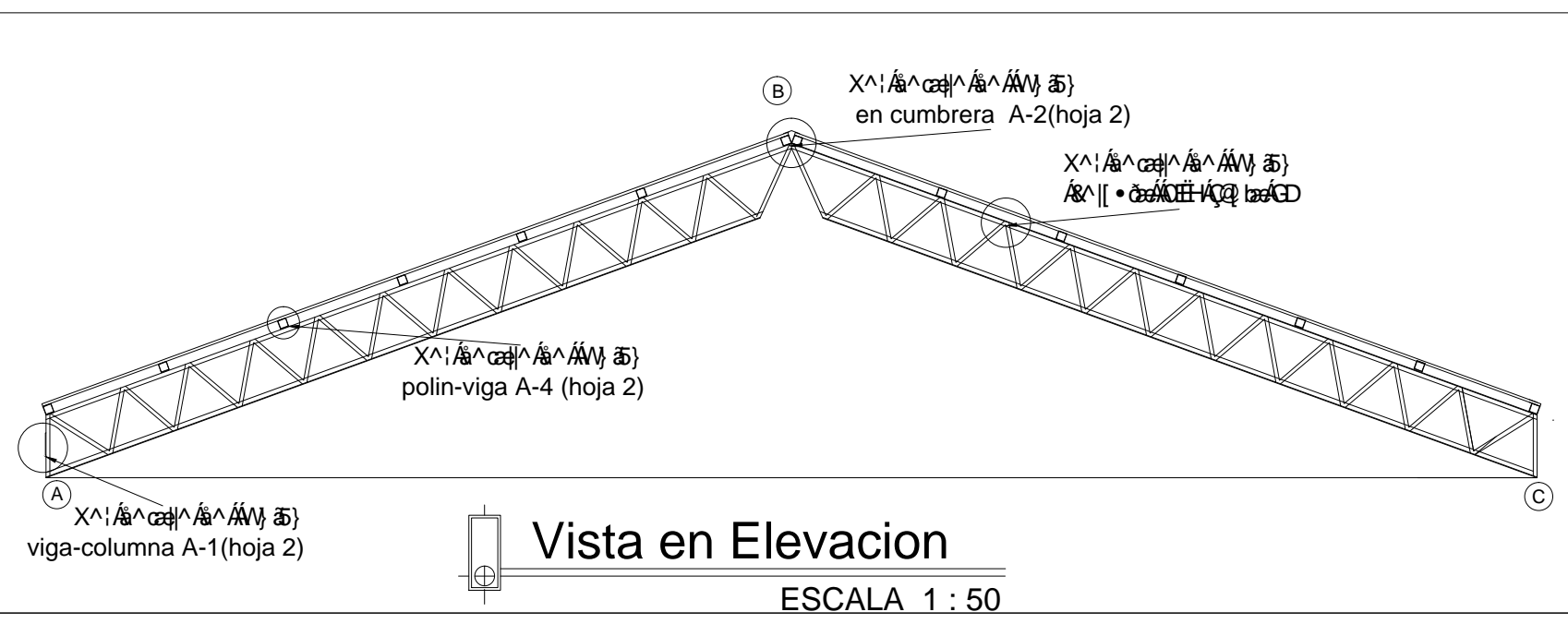
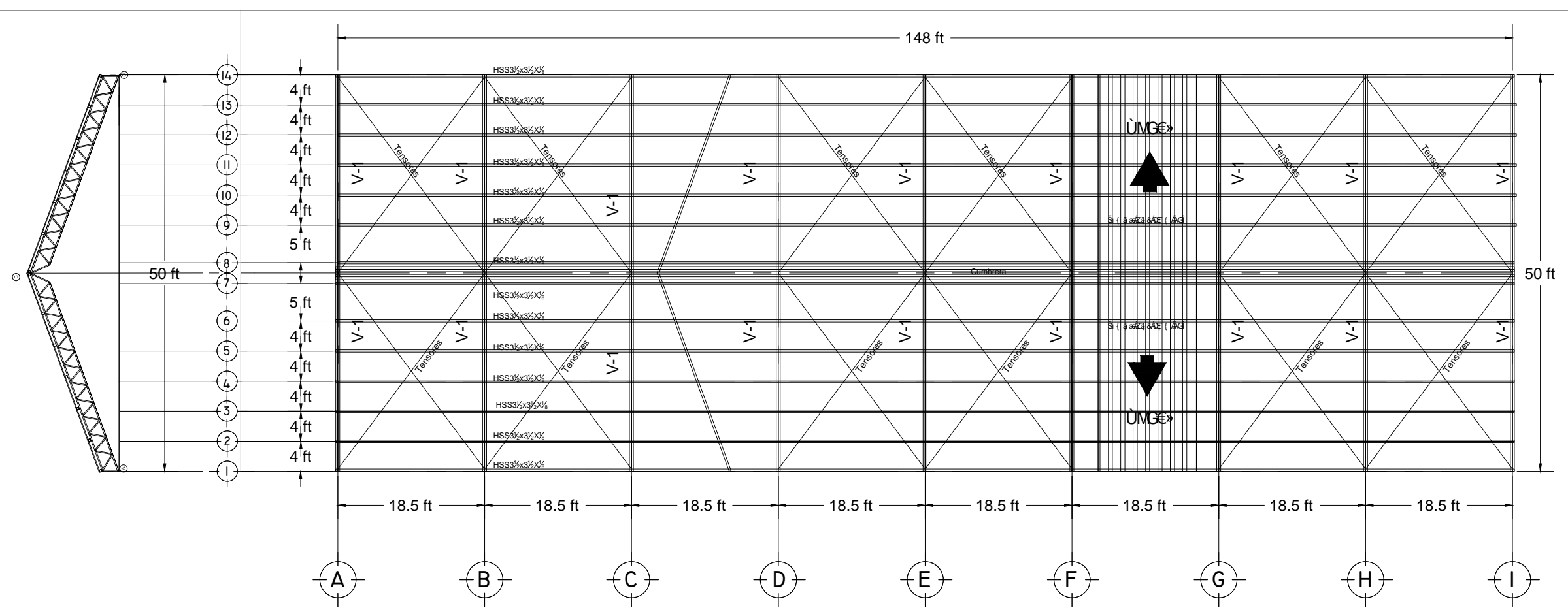
$$f_r = \sqrt{(1.7)^2 + (5.11)^2 + (4.33)^2} = 6.91 \frac{\text{Klb}}{\text{pulg}}$$

Tamaño requerido de la soldadura

$$t = \frac{6.91}{(0.707)(1)(0.75)(0.6 \times 70)} = \frac{\frac{6.91 \text{Klb}}{\text{pulg}}}{\frac{22.27 \text{Klb}}{\text{pulg}}} = 0.3324 \text{ Pulg} \approx 0.31 \text{ pulg}$$

La conexión queda como se muestra en la figura con una soldadura de filete de $5/16 \text{ Pulg} = 0.31 \text{ pulg}$

4.3.7 Planos estructurales



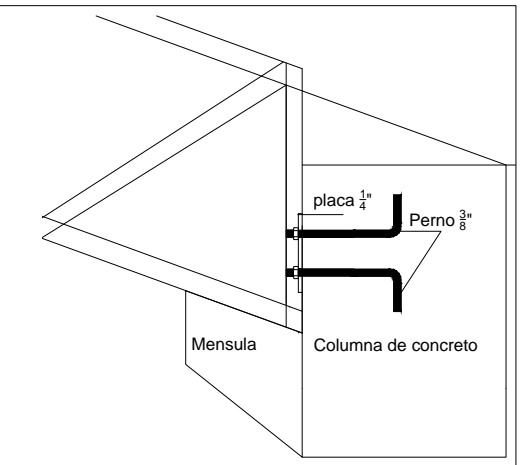
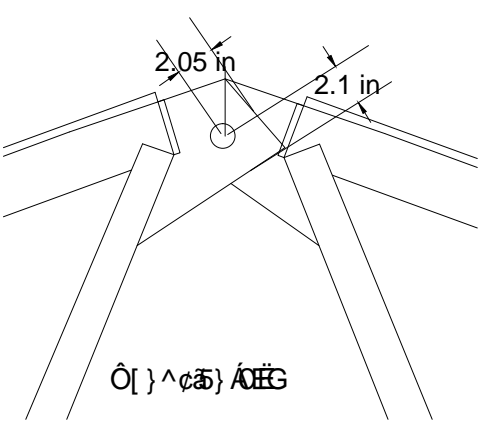
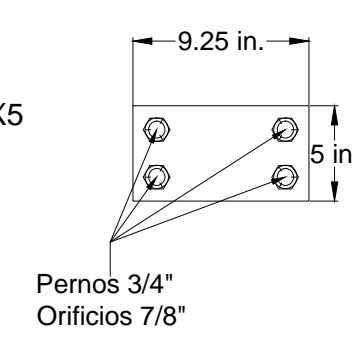
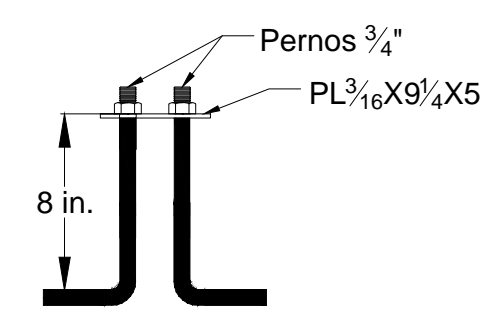
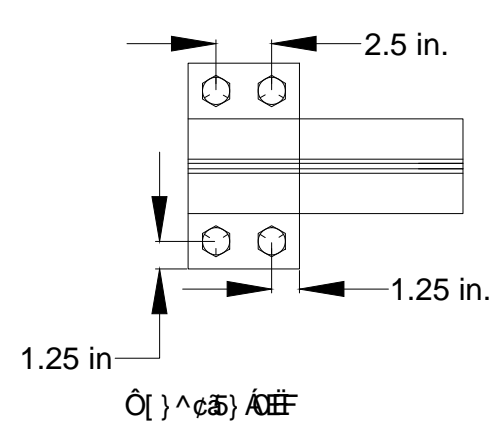
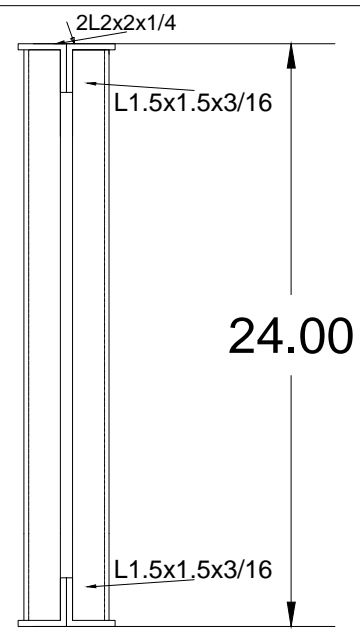
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
 ÖÖÜÜVVEE ÖP VUÄÖÄ ÖÖP ÖÜ CEYÄÜWQÖÖWÜCE

Contenido:
 PLANTA Y VISTA EN ELEVACION DE VIGA DE ALMA ABIERTA

Escalas:
 INDICADAS

Presentan:
 DANIEL ANTONIO LINARES
 EDGAR ATILIO SORIANO
 ALBERTH LUIS HERNANDEZ

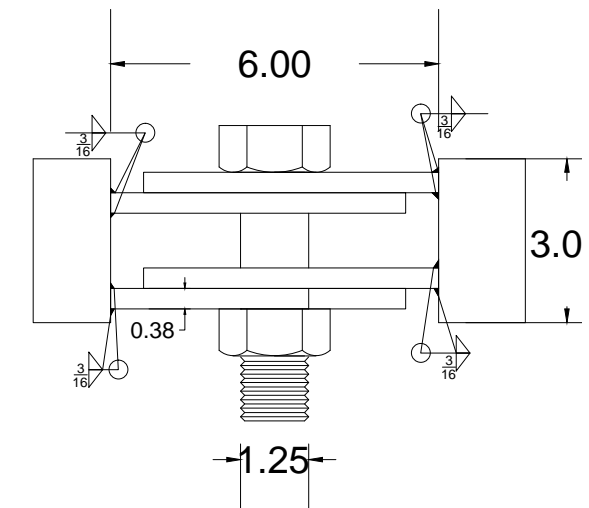
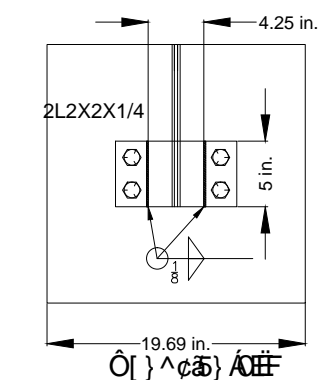
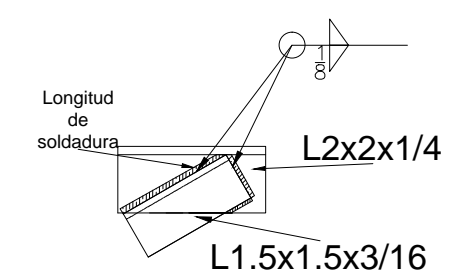
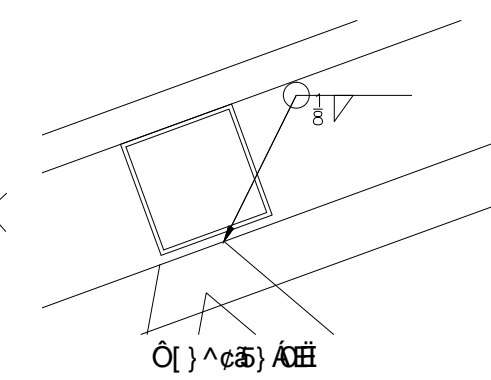
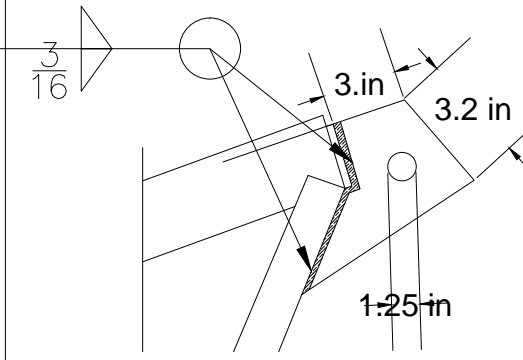
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 J qic'P Ä **1/2**



Detalles de conexiones
ESCALA 1:5

detalle conexion en la cumbrera
Esc: 1:3

detalle conexion Viga columna Esc: 1:5



Detalle de Agujero en la Cumbrera

vista en elevacion
ESCALA 1:3

Detalles de Soldaduras en uniones
ESCALA 1:5

Perno en la Cumbrera
vista en planta
ESCALA 1:4

| Cuadro de detalle de soldadura | |
|--------------------------------|---|
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado cercano |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en ambos lados y 2 pulgadas de longitud |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado lejano alrededor del elemento |
| | Soldadura de filete de $\frac{3}{16}$ de pulgada en ambos lados y 2 pulgadas de longitud (minimo) |

- Utilizar acero A-36 para todos los elementos estructurales.
- Electrodo E-70XX en todas las soldaduras
- $\text{W} \frac{3}{16} \text{E} 70 \text{XX}$ protegido SMAW.
- Todas las dimensiones son en pulgadas.
- Pernos A325

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
 OÜÜCÉUVCE ÒP VU ÁÒÁP ÒÒP ÒÜ ÇEY ÁEÜWQÒÖWÜCE

Contenido:
 detalles de Uniones y soldadura

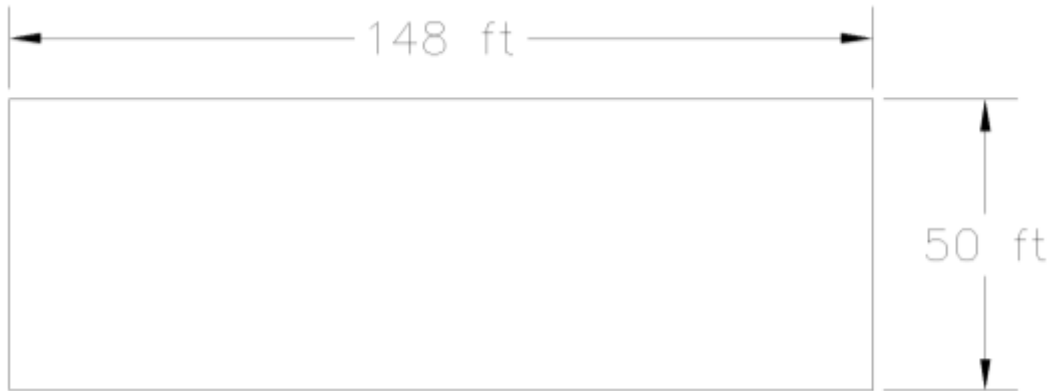
Escalas:
 INDICADAS

Presentan:
 DANIEL ANTONIO LINARES
 EDGAR ATILIO SORIANO
 ALBERTH LUIS HERNANDEZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 J qlc" P Á **2**
 2

4.4 Diseño de Viga de alma abierta por Software

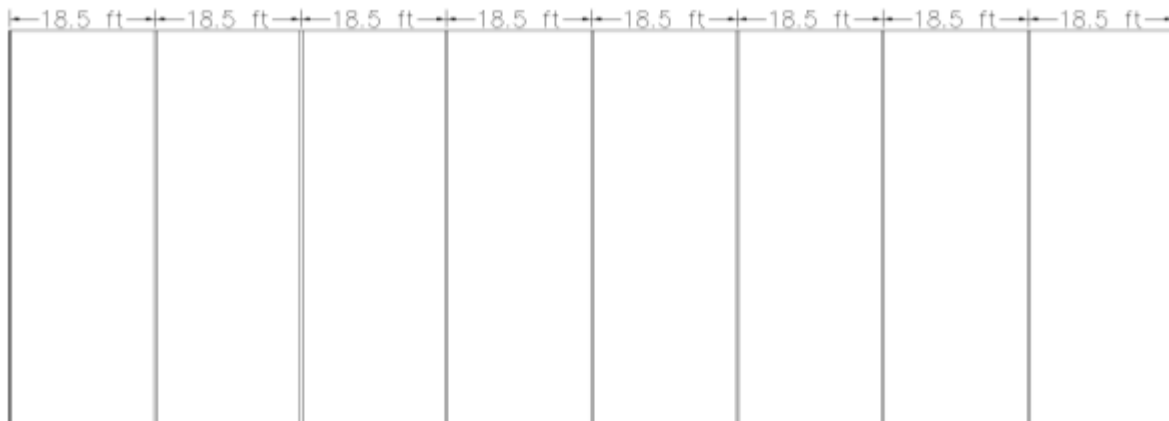
Procedemos al diseño de la viga de alma abierta mediante Etabs para la cual tomaremos la misma distancia de claros que para los modelos anteriores con una altura a definir y dimensiones de 50 x 50 cms en columnas



Selección de cubierta. La cubierta, por razones de conveniencia usaremos lámina galvanizada acanalada calibre 26, por ser común en el mercado.

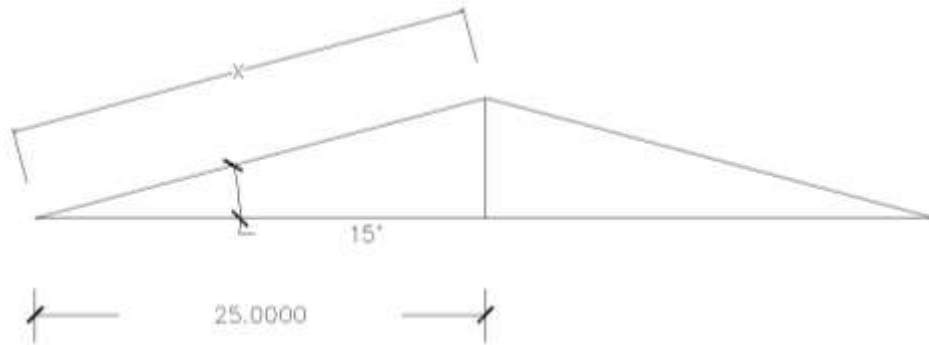
Para encontrar la distancia entre marcos, tomamos la distancia a cubrir, en nuestro caso 148 ft, y luego, dividimos entre la máxima distancia disponible, esto nos dará el numero de claros entre marcos principales

$$\#claros = \frac{l}{l \text{ larguero max}} = \frac{148}{19} = 7.79 \text{ claros} \approx 8 \text{ claros}$$



4.4.1 Cargas

Se realizara el diseño manual de los largueros para encontrar la carga distribuida de estos sobre la estructura principal evitando asi hacer suposiciones subjetivas.



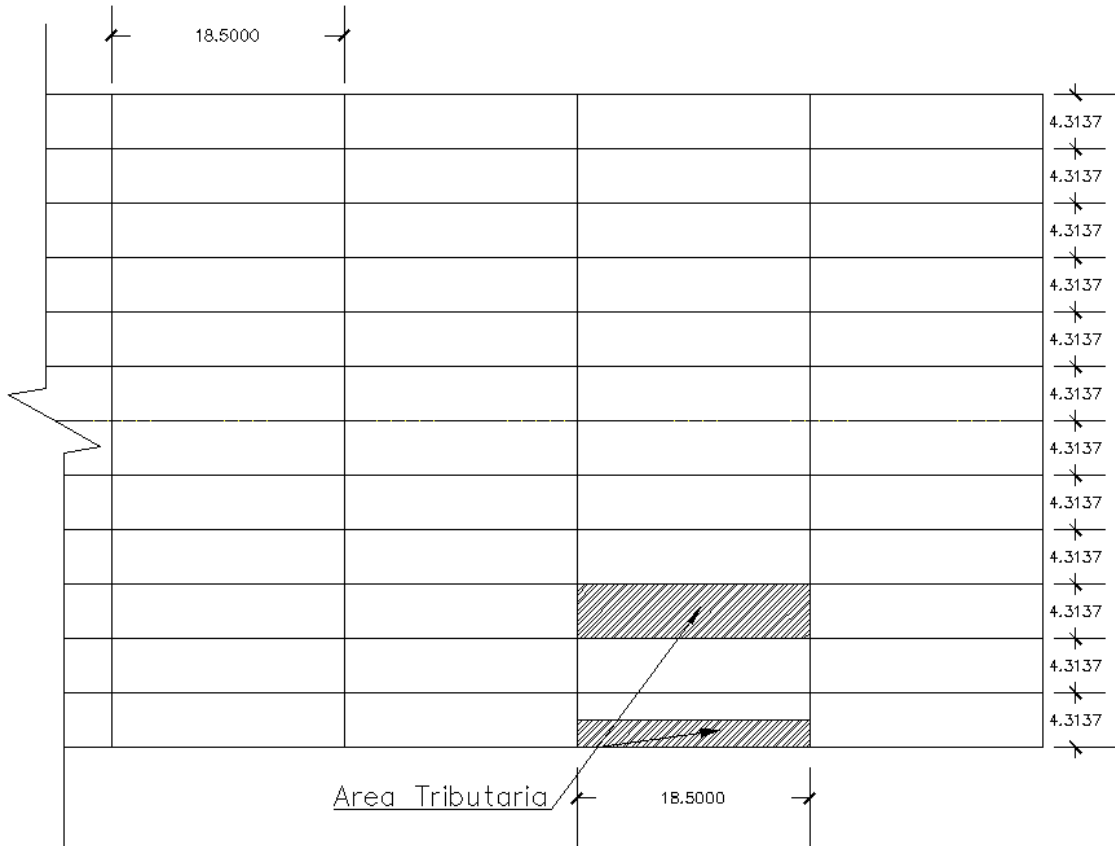
$$x = \frac{25}{\cos 15^\circ} = 25.88 \text{ ft}$$

Para la separación de los largueros por conveniencia haremos el siguiente cálculo

$$\frac{x}{N^\circ \text{ de claros}} = \frac{51.76 \text{ ft}}{12} = 4.31 \text{ ft}$$

Para la separación en planta dicha distancia será igual a 4.166ft= 50 pulgadas

4.4.1.1 Área tributaria para Largueros



Área Tributaria para Largueros

Área tributaria = 4.31ft × 18.5ft = 79.73ft²

Área tributaria en las orillas = $\frac{4.31}{2}$ ft × 18.5ft = 39.90ft²

Presión Estática de Diseño

$$P = C_p C_z K P_o$$

C_p = 2.0, armadura constituida por elementos planos

C_z = 1.0, hcolumnas + altura de techo ≤ 10 m.

K = 1.0, zona urbana, Zona B

P_o = 30 Kg/m²

$$P = (2.0)(1.0)(1.0) \left(30 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) = 60 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

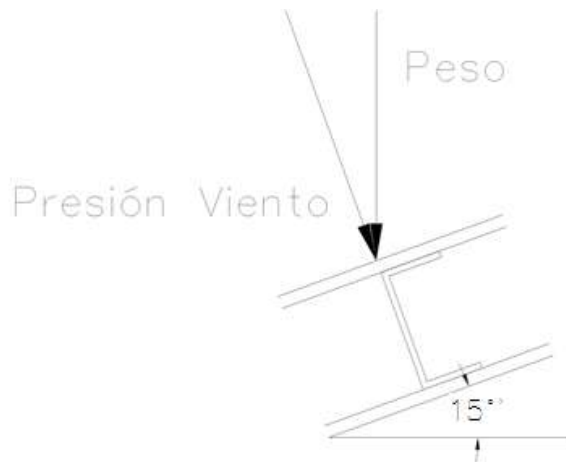
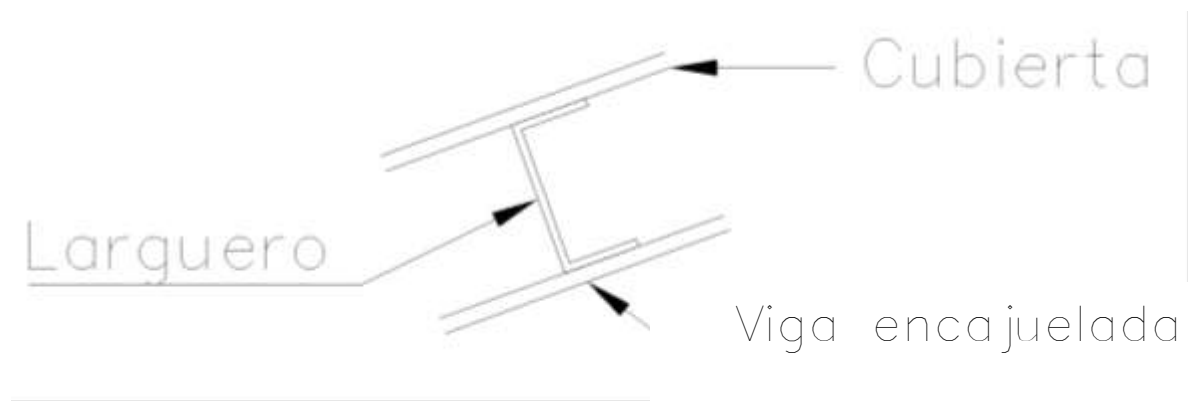
$$P = 60 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \frac{2.2 \text{ lb}}{1\text{Kg}} \times \frac{(1\text{m})^2}{(3.28\text{ft})^2} = 12.27 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

4.4.2 Diseño de Largueros

Estableciendo cargas

| | | |
|--|--|----------|
| Lamina galvanizada acanalada calibre 26 | = Peso * Área tributaria = 0.77 lb/ft ² * 79.73 ft ² | 61.39 lb |
| Viento | = Presión de diseño * Área tributaria = 12.27 lb/ft ² * 79.73 ft ² | 979 lb |
| Peso del larguero | = 10 lb/ft * 18.5 ft | 185 lb |

Diagrama de disposición de los largueros



$$\text{Fuerza en largueros} = 979 + 61.39 \cos 15 + 185 = 1223.30 \text{ lb}$$

Encontramos el momento flexionante

$$M = \frac{Wl}{8} = \frac{1223.3lb (222 in)}{8} = 33946.52 lb - in$$

$$S = \frac{M}{f} = \frac{33946.52lb - ft}{20000 \frac{lb}{in^2}} = 1.697 in^3$$

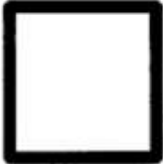
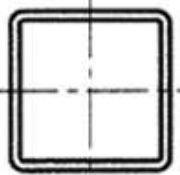


Table 1-12 (continued)
Square HSS
Dimensions and Properties



HSS4-HSS2

| Shape | Design Wall Thickness, <i>t</i> | Nominal Wt. lb/ft | Area, <i>A</i> in. ² | <i>b/t</i> | <i>h/t</i> | <i>I</i> in. ⁴ | <i>S</i> in. ³ | <i>r</i> in. | <i>Z</i> in. ³ | Workable Flat in. | Torsion | | Surface Area ft ² /ft | |
|--|---------------------------------|----------------------|------------------------------------|------------|------------|------------------------------|------------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------|--------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|------------------|
| | in. | | | | | | | | | | <i>J</i> in. ⁴ | <i>C</i> in. ³ | | |
| | | | | | | | | | | | | | | in. ⁴ |
| HSS4×4× ¹ / ₂ | 0.465 | 21.50 | 6.02 | 5.60 | 5.60 | 11.9 | 5.97 | 1.41 | 7.70 | — | 21.0 | 11.2 | 1.20 | |
| | × ³ / ₈ | 0.349 | 17.20 | 4.78 | 8.46 | 8.46 | 10.3 | 5.13 | 1.47 | 6.39 | ²⁵ / ₁₆ | 17.5 | 9.14 | 1.23 |
| | × ⁵ / ₁₆ | 0.291 | 14.78 | 4.10 | 10.7 | 10.7 | 9.14 | 4.57 | 1.49 | 5.59 | ²⁵ / ₈ | 15.3 | 7.91 | 1.25 |
| | × ¹ / ₄ | 0.233 | 12.18 | 3.37 | 14.2 | 14.2 | 7.80 | 3.90 | 1.52 | 4.69 | ²⁷ / ₈ | 12.8 | 6.56 | 1.27 |
| | × ³ / ₁₆ | 0.174 | 9.40 | 2.58 | 20.0 | 20.0 | 6.21 | 3.10 | 1.55 | 3.67 | ³³ / ₁₆ | 10.0 | 5.07 | 1.28 |
| | × ¹ / ₈ | 0.116 | 6.45 | 1.77 | 31.5 | 31.5 | 4.40 | 2.20 | 1.58 | 2.56 | ³⁷ / ₁₆ | 6.91 | 3.49 | 1.30 |
| HSS3 ¹ / ₂ ×3 ¹ / ₂ × ³ / ₈ | 0.349 | 14.65 | 4.09 | 7.03 | 7.03 | 6.49 | 3.71 | 1.26 | 4.69 | — | 11.2 | 6.77 | 1.07 | |
| | × ⁵ / ₁₆ | 0.291 | 12.65 | 3.52 | 9.03 | 9.03 | 5.84 | 3.34 | 1.29 | 4.14 | ²¹ / ₈ | 9.89 | 5.90 | 1.08 |
| | × ¹ / ₄ | 0.233 | 10.48 | 2.91 | 12.0 | 12.0 | 5.04 | 2.88 | 1.32 | 3.50 | ²³ / ₈ | 8.35 | 4.92 | 1.10 |
| | × ³ / ₁₆ | 0.174 | 8.13 | 2.24 | 17.1 | 17.1 | 4.05 | 2.31 | 1.35 | 2.76 | ²¹¹ / ₁₆ | 6.56 | 3.83 | 1.12 |
| | × ¹ / ₈ | 0.116 | 5.60 | 1.54 | 27.2 | 27.2 | 2.90 | 1.66 | 1.37 | 1.93 | ²¹⁵ / ₁₆ | 4.58 | 2.65 | 1.13 |
| HSS3×3× ³ / ₈ | 0.349 | 12.09 | 3.39 | 5.60 | 5.60 | 3.78 | 2.52 | 1.06 | 3.25 | — | 6.64 | 4.74 | 0.900 | |
| | × ⁵ / ₁₆ | 0.291 | 10.53 | 2.94 | 7.31 | 7.31 | 3.45 | 2.30 | 1.08 | 2.90 | — | 5.94 | 4.18 | 0.917 |
| | × ¹ / ₄ | 0.233 | 8.78 | 2.44 | 9.88 | 9.88 | 3.02 | 2.01 | 1.11 | 2.48 | — | 5.08 | 3.52 | 0.933 |
| | × ⁷ / ₁₆ | 0.174 | 6.85 | 1.89 | 14.2 | 14.2 | 2.46 | 1.64 | 1.14 | 1.97 | ²³ / ₁₆ | 4.03 | 2.76 | 0.950 |
| | × ¹ / ₈ | 0.116 | 4.75 | 1.30 | 22.9 | 22.9 | 1.78 | 1.19 | 1.17 | 1.40 | ²⁷ / ₁₆ | 2.84 | 1.92 | 0.967 |
| HSS2 ¹ / ₂ ×2 ¹ / ₂ × ³ / ₁₆ | 0.291 | 8.40 | 2.35 | 5.59 | 5.59 | 1.82 | 1.46 | 0.880 | 1.88 | — | 3.20 | 2.74 | 0.750 | |
| | × ¹ / ₄ | 0.233 | 7.08 | 1.97 | 7.73 | 7.73 | 1.63 | 1.30 | 0.908 | 1.63 | — | 2.70 | 2.35 | 0.767 |

De la tabla del AISC 1-12, usaremos un perfil HSS3 x 3 x ¼
 Que tiene medidas de 3 in x 3 in y un peso nominal de 8.78lb/ft

4.4.2.1 Encontrando la carga por área de los polines

Peso del Larguero

$$Pl = \frac{8.78lb/ft}{4.166ft} = 2.1072 lb/ft^2$$

| | | |
|----------------|---|--------------------|
| VIVA (Lr) | $LL \times \cos^2\theta \times \text{separacion entre vigas} = 4.09 \cos^2 15^\circ \times 18.5$ | 70.59lb/ft |
| MUERTA (D) | $DL \times \cos\theta \times \text{separacion entre vigas} = 13.5 \cos 15^\circ \times 18.5$ | 241.24lb/ft |
| VIENTO (W) | $WL \times \cos^2\theta \times \text{separacion entre vigas} = 12.27 \cos^2 15^\circ \times 18.5$ | 211.78lb/ft |
| TOTALES | | 523.8 lb/ft |

Peso de instalaciones

$$10 \frac{kg}{m^2} \times \frac{2.2lb}{1kg} \times \frac{(1m)^2}{(3.28ft)^2} = 2.04 \frac{lb}{ft^2}$$

Peso de la viga de techo

$$41.96 \frac{kg}{m^2} \times \frac{2.2lb}{1kg} \times \frac{(1m)^2}{(3.28ft)^2} = 8.58 \frac{lb}{ft^2}$$

Carga viva para techo Según Norma Técnica, con pendiente mayor de 5%, es igual a $4.09 lb/ft^2$

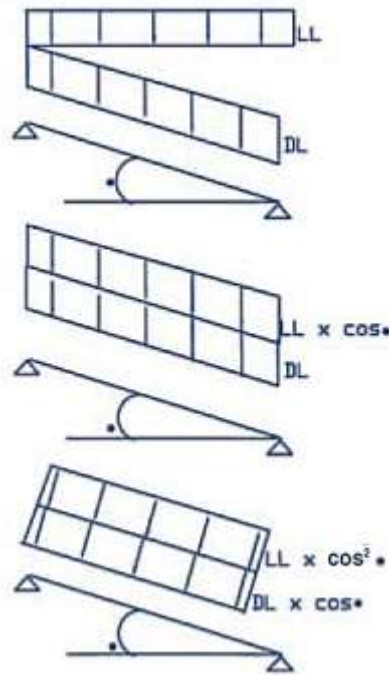
4.4.3 Determinando Cargas vivas y muertas

| Techo lamina galvanizada calibre 26 | 0.77 | lb/ft2 | Calculado en |
|---|--------------|---------------|---------------------|
| Largueros | 2.1072 | lb/ft2 | Calculado en |
| Instalaciones | 2.04 | Lb/ft2 | |
| Peso aproximado de viga armada 15° 15 a 18 m. | 8.58 | lb/ft2 | Anexo |
| MUERTA | 13.50 | lb/ft2 | |

Encontrando combinaciones de carga LRFD

La carga viva LL es aplicada sobre el plano horizontal y la carga muerta DL es aplicada sobre la longitud inclinada. Para orientar ambas cargas para la misma dirección se multiplica la carga viva por el $\cos \theta$.

Y finalmente para determinar la componente normal de cada una de las cargas se multiplica de nuevo por el $\cos \theta$. Como muestra la figura a la derecha



D = 241.24
 Lr = 70.59
 W = 211.78

| | |
|---------------|--|
| 1.4D | 337.76 lb/ft |
| 1.2D + 1.6 Lr | 402.43 lb/ft |
| 1.2D + 1.6W | 628.33 lb/ft (Más desfavorable) |

Encontrando combinaciones de carga para LRFD para largueros en las orillas. Donde el área tributaria correspondiente es la mitad de lo que es en los tramos anteriores

D = 120.62
 Lr = 35.295
 W = 105.86

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

- 1.4D 168.88 lb/ft
- 1.2D + 1.6 Lr 201.22 lb/ft
- 1.2 + 1.6W **314.17 lb/ft (Más desfavorable)**

4.4.3.1 Predimensionando las vigas

Procederemos a hacer el predimensionamiento por medio del SJI

Carga Total= 628.33 lb/ft

Carga Viva = Carga Total – Carga Muerta = 628.33 lb/ft - 241.24 lb/ft =387.1 lb/ft

Claro= 25ft

Buscamos en las tablas del SJI la viga que pase los requerimientos de carga total y carga viva para determinar el peralte aproximado que debe de tener al viga de alma abierta lo cual esta expresado al inicio de la designación. El claro a tomar será la longitud de la viga.

Para nuestro caso será de la siguiente forma:

LRFD

| STANDARD LOAD TABLE FOR OPEN WEB STEEL JOISTS, K-SERIES | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| Based on a 50 ksi Maximum Yield Strength - Loads Shown in Pounds per Linear Foot (plf) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Joist Designation | 18K3 | 18K4 | 18K5 | 18K6 | 18K7 | 18K9 | 18K10 | 20K3 | 20K4 | 20K5 | 20K6 | 20K7 | 20K9 | 20K10 | 22K4 | 22K5 | 22K6 | 22K7 | 22K9 | 22K10 | 22K11 |
| Depth (in.) | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 22 | 22 | 22 | 22 | 22 | 22 | 22 |
| Approx. Wt. (lbs./ft.) | 6.6 | 7.2 | 7.7 | 8.5 | 9 | 10.2 | 11.7 | 6.7 | 7.6 | 8.2 | 8.9 | 9.3 | 10.8 | 12.2 | 8 | 8.8 | 9.2 | 9.7 | 11.3 | 12.6 | 13.8 |
| Span (ft.) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ↓ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 18. | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | | | | | | | | | | | | | | |
| 19. | 771 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | | | | | | | | | | | | | | |
| 20. | 694 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 775 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | | | | | | | |
| 21. | 630 | 759 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 702 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | | | | | | | |
| 22. | 573 | 690 | 777 | 825 | 825 | 825 | 825 | 639 | 771 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 |
| 23. | 523 | 630 | 709 | 774 | 825 | 825 | 825 | 583 | 703 | 793 | 825 | 825 | 825 | 825 | 777 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 |
| 24. | 480 | 577 | 651 | 709 | 789 | 825 | 825 | 535 | 645 | 727 | 792 | 825 | 825 | 825 | 712 | 804 | 825 | 825 | 825 | 825 | 825 |
| 25. | 441 | 532 | 600 | 652 | 727 | 825 | 825 | 493 | 594 | 669 | 729 | 811 | 825 | 825 | 657 | 739 | 805 | 825 | 825 | 825 | 825 |
| 26. | 408 | 492 | 553 | 603 | 672 | 807 | 825 | 456 | 549 | 618 | 673 | 750 | 825 | 825 | 606 | 682 | 744 | 825 | 825 | 825 | 825 |
| 27. | 378 | 454 | 513 | 558 | 622 | 747 | 825 | 421 | 508 | 573 | 624 | 694 | 825 | 825 | 561 | 633 | 688 | 768 | 825 | 825 | 825 |
| 28. | 351 | 423 | 477 | 519 | 577 | 694 | 822 | 391 | 472 | 532 | 579 | 645 | 775 | 825 | 522 | 588 | 640 | 712 | 825 | 825 | 825 |
| 29. | 327 | 394 | 444 | 483 | 538 | 646 | 766 | 364 | 439 | 495 | 540 | 601 | 723 | 825 | 486 | 547 | 597 | 664 | 798 | 825 | 825 |
| 30. | 304 | 367 | 414 | 451 | 502 | 603 | 715 | 340 | 411 | 462 | 504 | 561 | 675 | 799 | 453 | 511 | 556 | 619 | 745 | 825 | 825 |

Para una carga Total de 628.33lb/ft y una carga viva sin factorar de 282.37 lb/ft se elije una viga de alma abierta 18k7 con lo cual podemos predimensionar el peralte de nuestra viga como de 18 pulgadas con un peso aproximado de 9lb/ft

4.4.4 Análisis de estructura mediante software eTabs

4.4.4.1 Modelado



AISC-LRFD99 Steel Frame Design Report

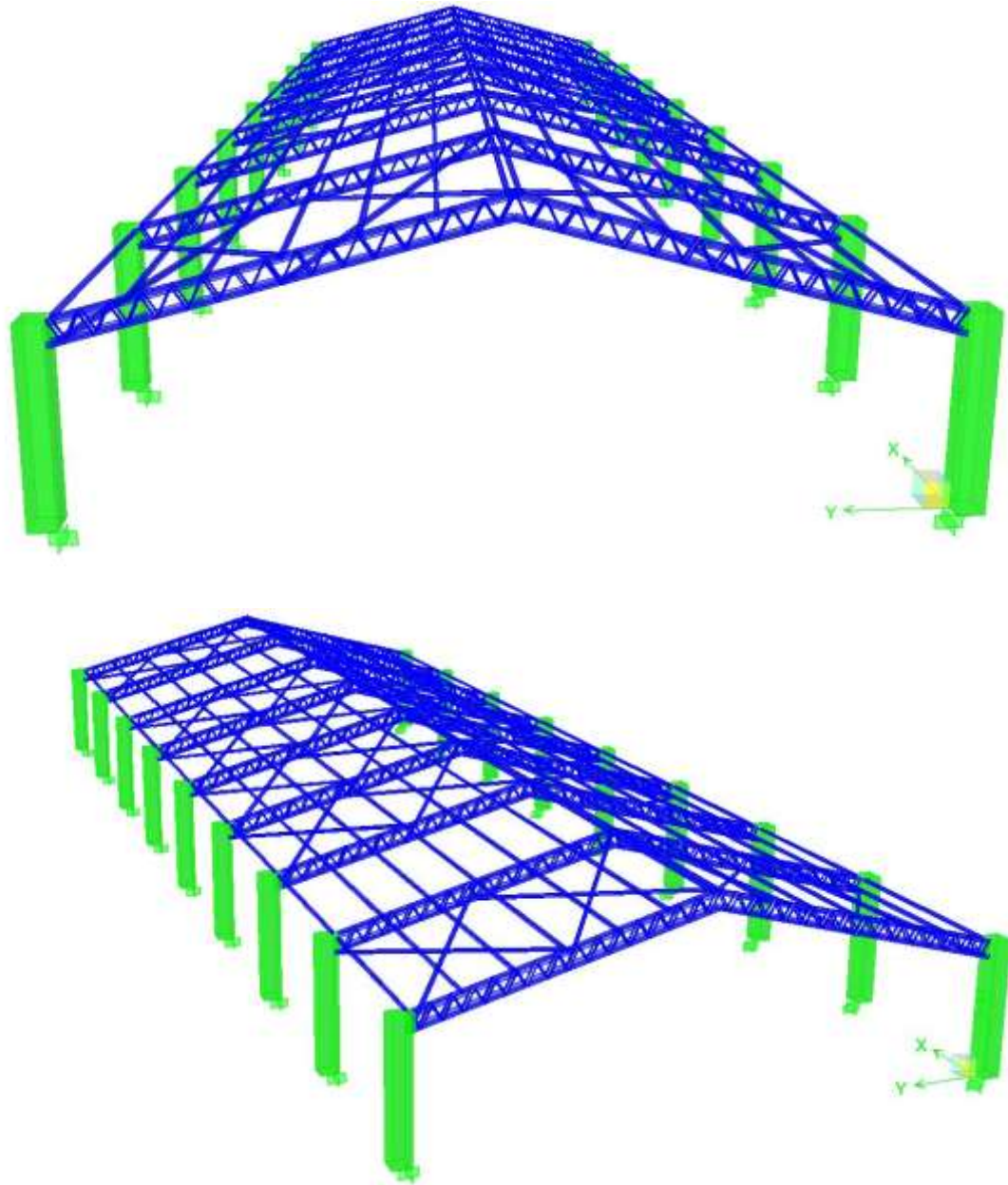
Prepared by
Grupo de Tesis UES FMO

Model Name: Viga software

Septiembre 2012

Design Preferences

Frame Type = SMF
Seismic Design Category = D
System R = 8.
System Omega0 = 3.
Phi(Bending) = 0.9
Phi(Compression) = 0.85
Phi(Tension-Yielding) = 0.9
Phi(Tension-Fracture) = 0.75
Phi(Shear) = 0.9
Phi(Shear-Torsion) = 0.75
Phi(Compression, Angle) = 0.9
Ignore Seismic Code = No
Ignore Special Seismic Load = No
Is Doubler Plate Plug Welded = Yes
Consider Deflection = Yes
Deflection Check Type = Both
DL Limit, L / = 120
Super DL+LL Limit, L / = 120
Live Load Limit, L / = 360
Total Load Limit, L / = 240
Total--Camber Limit, L / = 240
DL Limit, abs = 0.9996
Super DL+LL Limit, abs = 0.9996
Live Load Limit, abs = 0.9996
Total Load Limit, abs = 0.9996
Total--Camber Limit, abs = 0.9996
Pattern Live Load Factor = 0.75
Stress Ratio Limit = 0.95
Maximum Auto Iteration = 1



Propiedades de los Materiales - General

Material Property Data - General

| Name | Type | Dir/Plane | Modulus of Elasticity | Poisson's Ratio | Thermal Coefficient | Shear Modulus |
|----------|------|-----------|-----------------------|-----------------|---------------------|---------------|
| ACEROA36 | Iso | All | 3600.000 | 0.2000 | 5.5000E-06 | 1500.000 |

Propiedades de los Materiales - Mass & Weight

Material Property Data - Mass & Weight

| Name | Mass per Unit Volume | Weight per Unit Volume |
|----------|----------------------|------------------------|
| ACEROA36 | 2.2460E-07 | 8.6800E-05 |

Material Property Data – Diseño del Acero

Material Property Data - Steel Design

| Name | Steel F _y | Steel F _u | Cost per Unit Weight |
|----------|----------------------|----------------------|----------------------|
| ACEROA36 | 36.000 | 58.000 | 1.00 |

Propiedad de la Seccion de los Elementos - General

Frame Section Property Data - General

| Frame Section Name | Material Name | Section Shape Name or Name in Properties File |
|--------------------|---------------|---|
| HSS3X3X1/4 | ACEROA36 | HSS3X3X1/4 |
| CANAL8X3/8 | ACEROA36 | Channel |
| HSS3X3X1/8 | ACEROA36 | HSS3X3X1/8 |
| CELOSIA1IN | ACEROA36 | SD Section |

Propiedad de la Seccion de los Elementos - Dimensions

Frame Section Property Data - Dimensions

| Frame Section Name | Section Depth | Top Flange Width | Top Flange Thickness | Web Thickness | Bot Flange Width | Bot Flange Thickness |
|--------------------|---------------|------------------|----------------------|---------------|------------------|----------------------|
| HSS3X3X1/4 | 3.0000 | 3.0000 | 0.2330 | 0.2330 | 0.0000 | 0.0000 |
| CANAL8X3/8 | 8.0000 | 4.0000 | 0.3750 | 0.3750 | 0.0000 | 0.0000 |
| HSS3X3X1/8 | 3.0000 | 3.0000 | 0.1160 | 0.1160 | 0.0000 | 0.0000 |
| CELOSIA1IN | 1.0000 | 8.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |

Propiedad de la Seccion de los Elementos - Properties Part 1 of 2

Frame Section Property Data - Properties Part 1 of 2

| Frame Section Name | Section Area | Torsional Constant | Moment of Inertia I33 | Moment of Inertia I22 | Shear Area A2 | Shear Area A3 |
|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| HSS3X3X1/4 | 2.4400 | 5.0800 | 3.0200 | 3.0200 | 1.3980 | 1.3980 |
| CANAL8X3/8 | 5.7188 | 0.2556 | 55.5493 | 8.7172 | 3.0000 | 3.0000 |
| HSS3X3X1/8 | 1.3000 | 2.8400 | 1.7800 | 1.7800 | 0.6960 | 0.6960 |
| CELOSIA1IN | 7.0486 | 1.3491 | 0.9178 | 87.2633 | 3.8696 | 196.2648 |

Propiedad de la Seccion de los Elementos - Properties Part 2 of 2

Frame Section Property Data - Properties Part 2 of 2

| Frame Section Name | Section Modulus S33 | Section Modulus S22 | Plastic Modulus Z33 | Plastic Modulus Z22 | Radius of Gyration r33 | Radius of Gyration r22 |
|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| HSS3X3X1/4 | 2.0133 | 2.0133 | 2.4800 | 2.4800 | 1.1125 | 1.1125 |
| CANAL8X3/8 | 13.8873 | 3.0462 | 16.3652 | 5.4878 | 3.1167 | 1.2346 |
| HSS3X3X1/8 | 1.1867 | 1.1867 | 1.4000 | 1.4000 | 1.1701 | 1.1701 |
| CELOSIA1IN | 1.8356 | 21.8158 | 0.2891 | 3.0625 | 0.3608 | 3.5186 |

Combinaciones de carga

Load Combinations

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|---|
| DSTLS1 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA |
| DSTLS2 | 1.200*SOBRECARGA + 1.600*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.600*AZOTEA + 1.600*LIVEROOF |
| DSTLS3 | 1.200*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.600*WIND |
| DSTLS4 | 1.200*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.600*WIND |
| DSTLS5 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 0.800*WIND |
| DSTLS6 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA - 0.800*WIND |
| DSTLS7 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.600*WIND |
| DSTLS8 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.600*WIND |
| DSTLS9 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SX1 |
| DSTLS10 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SX1 |
| DSTLS11 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SX2 |
| DSTLS12 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SX2 |
| DSTLS13 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SY1 |
| DSTLS14 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SY1 |
| DSTLS15 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SY2 |
| DSTLS16 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SY2 |
| DSTLS17 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SX1 |
| DSTLS18 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SX1 |
| DSTLS19 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SX2 |
| DSTLS20 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SX2 |
| DSTLS21 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SY1 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

Load Combinations

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|--|
| DSTLS22 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SY1 |
| DSTLS23 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SY2 |
| DSTLS24 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SY2 |
| DSTLS25 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SX1 |
| DSTLS26 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SX1 |
| DSTLS27 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SX2 |
| DSTLS28 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SX2 |
| DSTLS29 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SY1 |
| DSTLS30 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SY1 |
| DSTLS31 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SY2 |
| DSTLS32 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SY2 |
| DSTLD1 | 1.000*SOBRECARGA + 1.000*MUERTA |
| DSTLD2 | 1.000*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.000*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF |

Masa Participativa (M A S S S O U R C E L O A D S)

Material Property Data - Mass & Weight

| LOAD | MULTIPLIER |
|------------|------------|
| SOBRECARGA | 1 |
| MUERTA | 1 |

Masa Participativa (M A S S S O U R C E D A T A)

Material Property Data - Steel Design

| MASS FROM | LATERAL MASS ONLY | LIMP MASS |
|---------------|-------------------|-----------|
| Masses & Load | YES | YES |

MATERIALES POR TIPO DE ELEMENTO

MATERIAL LIST BY ELEMENT TYPE

| ELEMENT TYPE | MATERIAL | TOTAL WEIGHT | NUMBER PIECES | NUMBER STUDS |
|--------------|----------|--------------|---------------|--------------|
| | | kip | | |
| Column | CONC280 | 87.14 | 18 | |
| Column | ACEROA36 | 0.17 | 18 | |
| Beam | ACEROA36 | 5.2 | 112 | 0 |
| Brace | ACEROA36 | 9.87 | 624 | |

MATERIALES POR SECCION

MATERIAL LIST BY SECTION

| SECTION | ELEMENT TYPE | NUMBER PIECES | TOTAL LENGTH feet | TOTAL WEIGHT kips | NUMBER STUDS |
|------------|--------------|---------------|----------------------|----------------------|--------------|
| COL50X50 | Column | 18 | 216 | 87.14 | |
| HSS3X3X1/4 | Beam | 112 | 2072 | 5.2 | 0 |
| CANAL8X3/8 | Column | 18 | 27.9 | 0.17 | |
| CANAL8X3/8 | Brace | 36 | 932.212 | 5.55 | |
| HSS3X3X1/8 | Brace | 48 | 1097.456 | 1.49 | |
| CELOSIA1IN | Brace | 540 | 951.903 | 2.83 | |

Restricciones en los Apoyos

Support (Restraint) Data

/-----RESTRAINED DOF's-----/

| STORY | POINT | UX | UY | UZ | RX | RY | RZ |
|-------|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| BASE | 1 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 3 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 490 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 491 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 551 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 552 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 612 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 613 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 673 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 674 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 734 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 735 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 795 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 796 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 856 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 857 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 983 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 984 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |

CASOS ESTATICOS DE CARGA

STATIC LOAD CASES

| STATIC CASE | CASE TYPE | AUTO LAT LOAD | SELF WT MULTIPLIER | NOTIONAL FACTOR | NOTION DIRECTION |
|-------------|------------|---------------|--------------------|-----------------|------------------|
| SOBRECARGA | SUPER DEAD | D N/A | 1 | | |
| VIVA | LIVE | N/A | 0 | | |
| MUERTA | DEAD | N/A | 1 | | |
| SX1 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SX2 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SY1 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SY2 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| LIVEROOF | LIVE | N/A | 1 | | |
| WIND | WIND | UBC97 | 0 | | |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SY2

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: Y - EccX
 Typical Eccentricity = 5%
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY1
 Bottom Story: BASE

C = 0.12
 K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$V = C W$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 139.51

V Used = 0.1200W = 16.74

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|---------------|---|-------|----|----|----|----------|
| STORY2 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 277.1911) | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 168.0000) | | | | | |
| | 0 | 16.74 | 0 | 0 | 0 | 13615.92 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SX1

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
 Typical Eccentricity = 5%
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY1
 Bottom Story: BASE

C = 0.12
 K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$V = C W$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 139.51

V Used = 0.1200W = 16.74

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|---------------|---|----|----|----|----|----------|
| STORY2 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 277.1911) | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 168.0000) | | | | | |
| | 16.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | -5444.81 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SX2

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
 Typical Eccentricity = 5%

Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY1
Bottom Story: BASE

C = 0.12
K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$V = C W$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 139.51

V Used = 0.1200W = 16.74

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|---------------|---|----|----|----|----|----------|
| STORY2 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 277.1911) | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 168.0000) | | | | | |
| | 16.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | -5444.81 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SY1

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
Typical Eccentricity = 5%
Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY1
Bottom Story: BASE

C = 0.12
K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$V = C W$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 139.51

V Used = 0.1200W = 16.74

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|---------------|---|----|----|----|----|----|
| STORY2 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 277.1911) | | | | | |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | |
|---------------|---|---|---|---|---|----------|
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 168.0000) | | | | | |
| | 16.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | -5444.81 |

AUTO WIND UBC97
Case: WIND

AUTO WIND INPUT DATA

Exposure From: Rigid diaphragm extents
Direction Angle = 0 degrees
Windward Cq = 0.8
Leeward Cq = 0.5

Top Story: STORY1
Bottom Story: BASE

No parapet is included

Basic Wind Speed, V = 50 mph
Exposure Type = B
Importance Factor, Iw = 1.2

AUTO WIND CALCULATION FORMULAS

P = wind pressure = SUM(Ce Cq qs Iw) -- Method 1

Ce, the combined height, exposure and gust factor coefficient, is from UBC97 Table 16-G

qs is the wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet
qs = 0.00256 V² >= 10 psf

AUTO WIND CALCULATION RESULTS

qs = 10.0000 psf

Fuerzas del Viento en cada nivel

| AUTO WIND STORY FORCES | | | | | | |
|------------------------|---|----|----|----|----|-----------|
| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
| STORY2 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 277.1911) | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| STORY1 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 168.0000) | | | | | |
| | 3.39 | 0 | 0 | 0 | 0 | -1015.560 |

4.4.4.2 Resultado de Análisis Estructural

Reacciones En Los Soportes

| Story | Point | Load | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|-------|-------|--------|------|------|------|----------|------|--------|
| BASE | 1 | DSTLS1 | 0.33 | 6.25 | 18.4 | -608.491 | 31.6 | -1.215 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|---|---------|-------|-------|------|----------|-------|---------|
| BASE | 1 | DSTLS2 | 0.41 | 9.16 | 18.7 | -890.046 | 41.9 | -0.859 |
| BASE | 1 | DSTLS3 | -1.73 | 7.87 | 17.7 | -767.047 | -267 | -11.748 |
| BASE | 1 | DSTLS4 | 2.46 | 7.6 | 17.6 | -736.684 | 340 | 9.893 |
| BASE | 1 | DSTLS5 | -0.77 | 5.43 | 15.8 | -529.155 | -125 | -6.452 |
| BASE | 1 | DSTLS6 | 1.33 | 5.29 | 15.8 | -513.973 | 179 | 4.369 |
| BASE | 1 | DSTLS7 | -1.89 | 4.16 | 11.9 | -406.355 | -283 | -11.602 |
| BASE | 1 | DSTLS8 | 2.31 | 3.88 | 11.8 | -375.991 | 324 | 10.04 |
| BASE | 1 | DSTLS9 | 0.2 | 9.41 | 28.3 | -908.059 | 11.2 | 0.887 |
| BASE | 1 | DSTLS10 | 0.62 | 7.85 | 12.2 | -769.527 | 70.5 | -3.089 |
| BASE | 1 | DSTLS11 | 0.2 | 9.41 | 28.3 | -908.059 | 11.2 | 0.887 |
| BASE | 1 | DSTLS12 | 0.62 | 7.85 | 12.2 | -769.527 | 70.5 | -3.089 |
| BASE | 1 | DSTLS13 | 0.2 | 9.41 | 28.3 | -908.059 | 11.2 | 0.887 |
| BASE | 1 | DSTLS14 | 0.62 | 7.85 | 12.2 | -769.527 | 70.5 | -3.089 |
| BASE | 1 | DSTLS15 | 0.5 | 9.57 | 28.5 | -919.63 | 48.7 | -1.849 |
| BASE | 1 | DSTLS16 | 0.32 | 7.68 | 12.1 | -757.956 | 33.1 | -0.353 |
| BASE | 1 | DSTLS17 | 0.11 | 7.03 | 26.5 | -677.757 | 1.93 | 0.774 |
| BASE | 1 | DSTLS18 | 0.54 | 5.47 | 10.4 | -539.225 | 61.2 | -3.203 |
| BASE | 1 | DSTLS19 | 0.11 | 7.03 | 26.5 | -677.757 | 1.93 | 0.774 |
| BASE | 1 | DSTLS20 | 0.54 | 5.47 | 10.4 | -539.225 | 61.2 | -3.203 |
| BASE | 1 | DSTLS21 | 0.11 | 7.03 | 26.5 | -677.757 | 1.93 | 0.774 |
| BASE | 1 | DSTLS22 | 0.54 | 5.47 | 10.4 | -539.225 | 61.2 | -3.203 |
| BASE | 1 | DSTLS23 | 0.42 | 7.2 | 26.6 | -689.328 | 39.4 | -1.962 |
| BASE | 1 | DSTLS24 | 0.23 | 5.31 | 10.2 | -527.654 | 23.8 | -0.467 |
| BASE | 1 | DSTLS25 | -0.05 | 3.91 | 17.3 | -373.511 | -13.9 | 1.381 |
| BASE | 1 | DSTLS26 | 0.38 | 2.34 | 1.16 | -234.98 | 45.4 | -2.596 |
| BASE | 1 | DSTLS27 | -0.05 | 3.91 | 17.3 | -373.511 | -13.9 | 1.381 |
| BASE | 1 | DSTLS28 | 0.38 | 2.34 | 1.16 | -234.98 | 45.4 | -2.596 |
| BASE | 1 | DSTLS29 | -0.05 | 3.91 | 17.3 | -373.511 | -13.9 | 1.381 |
| BASE | 1 | DSTLS30 | 0.38 | 2.34 | 1.16 | -234.98 | 45.4 | -2.596 |
| BASE | 1 | DSTLS31 | 0.26 | 4.07 | 17.4 | -385.083 | 23.6 | -1.355 |
| BASE | 1 | DSTLS32 | 0.07 | 2.18 | 1.01 | -223.408 | 7.99 | 0.14 |
| BASE | 1 | DSTLD1 | 0.23 | 4.47 | 13.2 | -434.637 | 22.6 | -0.868 |
| BASE | 1 | DSTLD2 | 0.32 | 6.84 | 15 | -664.938 | 31.8 | -0.754 |
| BASE | 3 | DSTLS1 | 0.33 | -6.25 | 18.4 | 608.491 | 31.6 | 1.215 |
| BASE | 3 | DSTLS2 | 0.41 | -9.16 | 18.7 | 890.046 | 41.9 | 0.859 |
| BASE | 3 | DSTLS3 | -1.73 | -7.87 | 17.7 | 767.047 | -267 | 11.748 |
| BASE | 3 | DSTLS4 | 2.46 | -7.6 | 17.6 | 736.684 | 340 | -9.893 |
| BASE | 3 | DSTLS5 | -0.77 | -5.43 | 15.8 | 529.155 | -125 | 6.452 |
| BASE | 3 | DSTLS6 | 1.33 | -5.29 | 15.8 | 513.973 | 179 | -4.369 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|-----|---------|-------|--------|------|----------|-------|--------|
| BASE | 3 | DSTLS7 | -1.89 | -4.16 | 11.9 | 406.355 | -283 | 11.602 |
| BASE | 3 | DSTLS8 | 2.31 | -3.88 | 11.8 | 375.991 | 324 | -10.04 |
| BASE | 3 | DSTLS9 | 0.2 | -9.41 | 28.3 | 908.059 | 11.2 | -0.887 |
| BASE | 3 | DSTLS10 | 0.62 | -7.85 | 12.2 | 769.527 | 70.5 | 3.089 |
| BASE | 3 | DSTLS11 | 0.2 | -9.41 | 28.3 | 908.059 | 11.2 | -0.887 |
| BASE | 3 | DSTLS12 | 0.62 | -7.85 | 12.2 | 769.527 | 70.5 | 3.089 |
| BASE | 3 | DSTLS13 | 0.2 | -9.41 | 28.3 | 908.059 | 11.2 | -0.887 |
| BASE | 3 | DSTLS14 | 0.62 | -7.85 | 12.2 | 769.527 | 70.5 | 3.089 |
| BASE | 3 | DSTLS15 | 0.52 | -10.32 | 28.7 | 1016.401 | 51 | 1.849 |
| BASE | 3 | DSTLS16 | 0.3 | -6.93 | 11.9 | 661.185 | 30.7 | 0.353 |
| BASE | 3 | DSTLS17 | 0.11 | -7.03 | 26.5 | 677.757 | 1.93 | -0.774 |
| BASE | 3 | DSTLS18 | 0.54 | -5.47 | 10.4 | 539.225 | 61.2 | 3.203 |
| BASE | 3 | DSTLS19 | 0.11 | -7.03 | 26.5 | 677.757 | 1.93 | -0.774 |
| BASE | 3 | DSTLS20 | 0.54 | -5.47 | 10.4 | 539.225 | 61.2 | 3.203 |
| BASE | 3 | DSTLS21 | 0.11 | -7.03 | 26.5 | 677.757 | 1.93 | -0.774 |
| BASE | 3 | DSTLS22 | 0.54 | -5.47 | 10.4 | 539.225 | 61.2 | 3.203 |
| BASE | 3 | DSTLS23 | 0.44 | -7.95 | 26.8 | 786.099 | 41.7 | 1.963 |
| BASE | 3 | DSTLS24 | 0.21 | -4.56 | 10 | 430.883 | 21.4 | 0.467 |
| BASE | 3 | DSTLS25 | -0.05 | -3.91 | 17.3 | 373.511 | -13.9 | -1.381 |
| BASE | 3 | DSTLS26 | 0.38 | -2.34 | 1.16 | 234.98 | 45.4 | 2.596 |
| BASE | 3 | DSTLS27 | -0.05 | -3.91 | 17.3 | 373.511 | -13.9 | -1.381 |
| BASE | 3 | DSTLS28 | 0.38 | -2.34 | 1.16 | 234.98 | 45.4 | 2.596 |
| BASE | 3 | DSTLS29 | -0.05 | -3.91 | 17.3 | 373.511 | -13.9 | -1.381 |
| BASE | 3 | DSTLS30 | 0.38 | -2.34 | 1.16 | 234.98 | 45.4 | 2.596 |
| BASE | 3 | DSTLS31 | 0.28 | -4.82 | 17.6 | 481.854 | 25.9 | 1.355 |
| BASE | 3 | DSTLS32 | 0.05 | -1.43 | 0.81 | 126.637 | 5.64 | -0.141 |
| BASE | 3 | DSTLD1 | 0.23 | -4.47 | 13.2 | 434.637 | 22.6 | 0.868 |
| BASE | 3 | DSTLD2 | 0.32 | -6.84 | 15 | 664.938 | 31.8 | 0.754 |
| BASE | 490 | DSTLS1 | -0.04 | 6.87 | 18.9 | -669.032 | -0.25 | 0.082 |
| BASE | 490 | DSTLS2 | -0.07 | 9.64 | 19.1 | -937.299 | -1.31 | -0.137 |
| BASE | 490 | DSTLS3 | -0.85 | 8.1 | 18 | -785.825 | -115 | -0.148 |
| BASE | 490 | DSTLS4 | 0.73 | 8.37 | 18.1 | -815.892 | 113 | 0.029 |
| BASE | 490 | DSTLS5 | -0.43 | 5.82 | 16.2 | -565.939 | -57 | 0.026 |
| BASE | 490 | DSTLS6 | 0.36 | 5.96 | 16.3 | -580.973 | 56.6 | 0.115 |
| BASE | 613 | DSTLS32 | 0.01 | -1.34 | 0.77 | 115.215 | 1.56 | -0.033 |
| BASE | 613 | DSTLD1 | 0.05 | -5.04 | 13.6 | 492.147 | 6.2 | -0.205 |
| BASE | 613 | DSTLD2 | 0.07 | -7.41 | 15.4 | 721.634 | 8.85 | -0.267 |
| BASE | 673 | DSTLS1 | 0 | 7.06 | 19.1 | -689.25 | 0 | 0 |
| BASE | 673 | DSTLS2 | 0 | 9.83 | 19.3 | -956.186 | 0 | 0 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|-----|---------|-------|-------|------|----------|-------|--------|
| BASE | 673 | DSTLS3 | -0.13 | 8.41 | 18.2 | -819.006 | -18 | 1.28 |
| BASE | 673 | DSTLS4 | 0.13 | 8.41 | 18.2 | -819.316 | 18 | -1.28 |
| BASE | 673 | DSTLS5 | -0.07 | 6.05 | 16.3 | -590.708 | -9.02 | 0.64 |
| BASE | 673 | DSTLS6 | 0.07 | 6.06 | 16.3 | -590.863 | 9.02 | -0.64 |
| BASE | 673 | DSTLS7 | -0.13 | 4.54 | 12.3 | -442.934 | -18 | 1.28 |
| BASE | 673 | DSTLS8 | 0.13 | 4.54 | 12.3 | -443.244 | 18 | -1.28 |
| BASE | 673 | DSTLS9 | -0.58 | 11.19 | 29.5 | -1091.76 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS10 | 0.58 | 7.65 | 12.2 | -743.493 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS11 | -0.58 | 11.19 | 29.5 | -1091.76 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS12 | 0.58 | 7.65 | 12.2 | -743.493 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS13 | -0.58 | 11.19 | 29.5 | -1091.76 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS14 | 0.58 | 7.65 | 12.2 | -743.493 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS15 | 0 | 10.76 | 29.4 | -1035.35 | 0 | 0 |
| BASE | 673 | DSTLS16 | 0 | 8.08 | 12.4 | -799.9 | 0 | 0 |
| BASE | 673 | DSTLS17 | -0.58 | 8.84 | 27.7 | -863.382 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS18 | 0.58 | 5.29 | 10.4 | -515.118 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS19 | -0.58 | 8.84 | 27.7 | -863.382 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS20 | 0.58 | 5.29 | 10.4 | -515.118 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS21 | -0.58 | 8.84 | 27.7 | -863.382 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS22 | 0.58 | 5.29 | 10.4 | -515.118 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS23 | 0 | 8.4 | 27.6 | -806.975 | 0 | 0 |
| BASE | 673 | DSTLS24 | 0 | 5.73 | 10.5 | -571.525 | 0 | 0 |
| BASE | 673 | DSTLS25 | -0.58 | 5.3 | 18.2 | -518.757 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS26 | 0.58 | 1.76 | 0.88 | -170.493 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS27 | -0.58 | 5.3 | 18.2 | -518.757 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS28 | 0.58 | 1.76 | 0.88 | -170.493 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS29 | -0.58 | 5.3 | 18.2 | -518.757 | -68.4 | 2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS30 | 0.58 | 1.76 | 0.88 | -170.493 | 68.4 | -2.463 |
| BASE | 673 | DSTLS31 | 0 | 4.87 | 18.1 | -462.35 | 0 | 0 |
| BASE | 673 | DSTLS32 | 0 | 2.19 | 0.99 | -226.9 | 0 | 0 |
| BASE | 673 | DSTLD1 | 0 | 5.05 | 13.6 | -492.321 | 0 | 0 |
| BASE | 673 | DSTLD2 | 0 | 7.4 | 15.4 | -720.696 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLS1 | 0 | -7.06 | 19.1 | 689.25 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLS2 | 0 | -9.83 | 19.3 | 956.186 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLS3 | -0.13 | -8.41 | 18.2 | 819.006 | -18 | -1.28 |
| BASE | 674 | DSTLS4 | 0.13 | -8.41 | 18.2 | 819.316 | 18 | 1.28 |
| BASE | 674 | DSTLS5 | -0.07 | -6.05 | 16.3 | 590.708 | -9.02 | -0.64 |
| BASE | 674 | DSTLS6 | 0.07 | -6.06 | 16.3 | 590.863 | 9.02 | 0.64 |
| BASE | 674 | DSTLS7 | -0.13 | -4.54 | 12.3 | 442.934 | -18 | -1.28 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|-----|---------|-------|--------|------|----------|-------|--------|
| BASE | 674 | DSTLS8 | 0.13 | -4.54 | 12.3 | 443.244 | 18 | 1.28 |
| BASE | 674 | DSTLS9 | -0.58 | -11.19 | 29.5 | 1091.757 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS10 | 0.58 | -7.65 | 12.2 | 743.493 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS11 | -0.58 | -11.19 | 29.5 | 1091.757 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS12 | 0.58 | -7.65 | 12.2 | 743.493 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS13 | -0.58 | -11.19 | 29.5 | 1091.757 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS14 | 0.58 | -7.65 | 12.2 | 743.493 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS15 | 0 | -11.63 | 29.7 | 1148.164 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLS16 | 0 | -7.22 | 12.1 | 687.086 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLS17 | -0.58 | -8.84 | 27.7 | 863.382 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS18 | 0.58 | -5.29 | 10.4 | 515.118 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS19 | -0.58 | -8.84 | 27.7 | 863.382 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS20 | 0.58 | -5.29 | 10.4 | 515.118 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS21 | -0.58 | -8.84 | 27.7 | 863.382 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS22 | 0.58 | -5.29 | 10.4 | 515.118 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS23 | 0 | -9.27 | 27.8 | 919.789 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLS24 | 0 | -4.86 | 10.3 | 458.711 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLS25 | -0.58 | -5.3 | 18.2 | 518.757 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS26 | 0.58 | -1.76 | 0.88 | 170.493 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS27 | -0.58 | -5.3 | 18.2 | 518.757 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS28 | 0.58 | -1.76 | 0.88 | 170.493 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS29 | -0.58 | -5.3 | 18.2 | 518.757 | -68.4 | -2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS30 | 0.58 | -1.76 | 0.88 | 170.493 | 68.4 | 2.463 |
| BASE | 674 | DSTLS31 | 0 | -5.74 | 18.3 | 575.164 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLS32 | 0 | -1.33 | 0.77 | 114.086 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLD1 | 0 | -5.05 | 13.6 | 492.321 | 0 | 0 |
| BASE | 674 | DSTLD2 | 0 | -7.4 | 15.4 | 720.696 | 0 | 0 |
| BASE | 734 | DSTLS1 | -0.07 | 7.06 | 19.1 | -689.006 | -8.68 | -0.288 |
| BASE | 734 | DSTLS2 | -0.09 | 9.84 | 19.3 | -957.755 | -11.7 | -0.346 |
| BASE | 734 | DSTLS3 | -0.17 | 8.42 | 18.2 | -820.449 | -22.8 | 0.661 |
| BASE | 734 | DSTLS4 | 0.02 | 8.42 | 18.2 | -819.677 | 2.68 | -1.278 |
| BASE | 734 | DSTLS5 | -0.11 | 6.06 | 16.3 | -590.769 | -13.8 | 0.238 |
| BASE | 734 | DSTLS6 | -0.01 | 6.05 | 16.3 | -590.383 | -1.06 | -0.731 |
| BASE | 734 | DSTLS7 | -0.14 | 4.54 | 12.3 | -443.318 | -18.3 | 0.784 |
| BASE | 734 | DSTLS8 | 0.05 | 4.54 | 12.3 | -442.546 | 7.18 | -1.154 |
| BASE | 734 | DSTLS9 | -0.65 | 11.2 | 29.5 | -1092.76 | -77.4 | 2.116 |
| BASE | 734 | DSTLS10 | 0.47 | 7.66 | 12.2 | -744.224 | 54.8 | -2.815 |
| BASE | 734 | DSTLS11 | -0.65 | 11.2 | 29.5 | -1092.76 | -77.4 | 2.116 |
| BASE | 734 | DSTLS12 | 0.47 | 7.66 | 12.2 | -744.224 | 54.8 | -2.815 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|-----|---------|-------|-------|------|----------|-------|--------|
| BASE | 734 | DSTLS13 | -0.65 | 11.2 | 29.5 | -1092.76 | -77.4 | 2.116 |
| BASE | 734 | DSTLS14 | 0.47 | 7.66 | 12.2 | -744.224 | 54.8 | -2.815 |
| BASE | 734 | DSTLS15 | -0.11 | 10.76 | 29.4 | -1035.31 | -13.3 | -0.441 |
| BASE | 734 | DSTLS16 | -0.07 | 8.1 | 12.4 | -801.677 | -9.32 | -0.258 |
| BASE | 734 | DSTLS17 | -0.63 | 8.84 | 27.7 | -863.274 | -74.8 | 2.178 |
| BASE | 734 | DSTLS18 | 0.49 | 5.29 | 10.4 | -514.738 | 57.4 | -2.753 |
| BASE | 734 | DSTLS19 | -0.63 | 8.84 | 27.7 | -863.274 | -74.8 | 2.178 |
| BASE | 734 | DSTLS20 | 0.49 | 5.29 | 10.4 | -514.738 | 57.4 | -2.753 |
| BASE | 734 | DSTLS21 | -0.63 | 8.84 | 27.7 | -863.274 | -74.8 | 2.178 |
| BASE | 734 | DSTLS22 | 0.49 | 5.29 | 10.4 | -514.738 | 57.4 | -2.753 |
| BASE | 734 | DSTLS23 | -0.09 | 8.39 | 27.6 | -805.821 | -10.7 | -0.379 |
| BASE | 734 | DSTLS24 | -0.05 | 5.73 | 10.5 | -572.19 | -6.67 | -0.196 |
| BASE | 734 | DSTLS25 | -0.6 | 5.3 | 18.2 | -518.771 | -70.5 | 2.322 |
| BASE | 734 | DSTLS26 | 0.53 | 1.76 | 0.88 | -170.235 | 61.8 | -2.61 |
| BASE | 734 | DSTLS27 | -0.6 | 5.3 | 18.2 | -518.771 | -70.5 | 2.322 |
| BASE | 734 | DSTLS28 | 0.53 | 1.76 | 0.88 | -170.235 | 61.8 | -2.61 |
| BASE | 734 | DSTLS29 | -0.6 | 5.3 | 18.2 | -518.771 | -70.5 | 2.322 |
| BASE | 734 | DSTLS30 | 0.53 | 1.76 | 0.88 | -170.235 | 61.8 | -2.61 |
| BASE | 734 | DSTLS31 | -0.05 | 4.86 | 18.1 | -461.319 | -6.35 | -0.235 |
| BASE | 734 | DSTLS32 | -0.02 | 2.2 | 0.99 | -227.687 | -2.33 | -0.052 |
| BASE | 734 | DSTLD1 | -0.05 | 5.04 | 13.6 | -492.147 | -6.2 | -0.205 |
| BASE | 734 | DSTLD2 | -0.07 | 7.41 | 15.4 | -721.634 | -8.85 | -0.267 |
| BASE | 735 | DSTLS1 | -0.07 | -7.06 | 19.1 | 689.006 | -8.68 | 0.288 |
| BASE | 735 | DSTLS2 | -0.09 | -9.84 | 19.3 | 957.755 | -11.7 | 0.346 |
| BASE | 735 | DSTLS3 | -0.17 | -8.42 | 18.2 | 820.449 | -22.8 | -0.661 |
| BASE | 735 | DSTLS4 | 0.02 | -8.42 | 18.2 | 819.677 | 2.68 | 1.278 |
| BASE | 735 | DSTLS5 | -0.11 | -6.06 | 16.3 | 590.769 | -13.8 | -0.238 |
| BASE | 735 | DSTLS6 | -0.01 | -6.05 | 16.3 | 590.383 | -1.06 | 0.731 |
| BASE | 735 | DSTLS7 | -0.14 | -4.54 | 12.3 | 443.318 | -18.3 | -0.784 |
| BASE | 735 | DSTLS8 | 0.05 | -4.54 | 12.3 | 442.546 | 7.18 | 1.154 |
| BASE | 735 | DSTLS9 | -0.65 | -11.2 | 29.5 | 1092.76 | -77.4 | -2.116 |
| BASE | 735 | DSTLS10 | 0.47 | -7.66 | 12.2 | 744.224 | 54.8 | 2.815 |
| BASE | 735 | DSTLS11 | -0.65 | -11.2 | 29.5 | 1092.76 | -77.4 | -2.116 |
| BASE | 735 | DSTLS12 | 0.47 | -7.66 | 12.2 | 744.224 | 54.8 | 2.815 |
| BASE | 796 | DSTLS23 | -0.3 | -8.93 | 27.6 | 885.224 | -31.6 | 0.634 |
| BASE | 796 | DSTLS24 | -0.16 | -4.78 | 10.2 | 451.287 | -16.9 | 0.312 |
| BASE | 796 | DSTLS25 | -0.55 | -5.62 | 18.3 | 555.886 | -64.8 | -2.137 |
| BASE | 796 | DSTLS26 | 0.32 | -1.24 | 0.64 | 112.369 | 40.5 | 2.61 |
| BASE | 796 | DSTLS27 | -0.55 | -5.62 | 18.3 | 555.886 | -64.8 | -2.137 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|-----|---------|-------|-------|------|----------|-------|--------|
| BASE | 796 | DSTLS28 | 0.32 | -1.24 | 0.64 | 112.369 | 40.5 | 2.61 |
| BASE | 796 | DSTLS29 | -0.55 | -5.62 | 18.3 | 555.886 | -64.8 | -2.137 |
| BASE | 796 | DSTLS30 | 0.32 | -1.24 | 0.64 | 112.369 | 40.5 | 2.61 |
| BASE | 796 | DSTLS31 | -0.19 | -5.5 | 18.1 | 551.096 | -19.5 | 0.397 |
| BASE | 796 | DSTLS32 | -0.05 | -1.35 | 0.78 | 117.159 | -4.8 | 0.075 |
| BASE | 796 | DSTLD1 | -0.17 | -4.9 | 13.5 | 477.326 | -17.3 | 0.338 |
| BASE | 796 | DSTLD2 | -0.24 | -7.26 | 15.3 | 705.915 | -25 | 0.445 |
| BASE | 856 | DSTLS1 | 0.04 | 6.87 | 18.9 | -669.032 | 0.25 | -0.082 |
| BASE | 856 | DSTLS2 | 0.07 | 9.64 | 19.1 | -937.299 | 1.31 | 0.137 |
| BASE | 856 | DSTLS3 | 0.01 | 8.21 | 18 | -797.656 | -5.64 | 0.714 |
| BASE | 856 | DSTLS4 | 0.1 | 8.26 | 18.1 | -804.06 | 7.44 | -0.595 |
| BASE | 856 | DSTLS5 | 0.01 | 5.87 | 16.2 | -571.855 | -3.06 | 0.257 |
| BASE | 856 | DSTLS6 | 0.06 | 5.9 | 16.2 | -575.057 | 3.48 | -0.398 |
| BASE | 856 | DSTLS7 | -0.02 | 4.39 | 12.1 | -426.89 | -6.38 | 0.602 |
| BASE | 856 | DSTLS8 | 0.07 | 4.44 | 12.2 | -433.295 | 6.7 | -0.708 |
| BASE | 856 | DSTLS9 | -0.26 | 10.35 | 29.1 | -1000.79 | -40 | 2.575 |
| BASE | 856 | DSTLS10 | 0.39 | 8.08 | 12.4 | -792.08 | 41.9 | -2.48 |
| BASE | 856 | DSTLS11 | -0.26 | 10.35 | 29.1 | -1000.79 | -40 | 2.575 |
| BASE | 856 | DSTLS12 | 0.39 | 8.08 | 12.4 | -792.08 | 41.9 | -2.48 |
| BASE | 856 | DSTLS13 | -0.26 | 10.35 | 29.1 | -1000.79 | -40 | 2.575 |
| BASE | 856 | DSTLS14 | 0.39 | 8.08 | 12.4 | -792.08 | 41.9 | -2.48 |
| BASE | 856 | DSTLS15 | 0.07 | 10.48 | 29.2 | -1007.64 | 0.8 | -0.1 |
| BASE | 856 | DSTLS16 | 0.06 | 7.95 | 12.3 | -785.229 | 1.07 | 0.195 |
| BASE | 856 | DSTLS17 | -0.28 | 8 | 27.2 | -773.386 | -40.7 | 2.445 |
| BASE | 856 | DSTLS18 | 0.37 | 5.73 | 10.6 | -564.678 | 41.2 | -2.61 |
| BASE | 856 | DSTLS19 | -0.28 | 8 | 27.2 | -773.386 | -40.7 | 2.445 |
| BASE | 856 | DSTLS20 | 0.37 | 5.73 | 10.6 | -564.678 | 41.2 | -2.61 |
| BASE | 856 | DSTLS21 | -0.28 | 8 | 27.2 | -773.386 | -40.7 | 2.445 |
| BASE | 856 | DSTLS22 | 0.37 | 5.73 | 10.6 | -564.678 | 41.2 | -2.61 |
| BASE | 856 | DSTLS23 | 0.05 | 8.14 | 27.4 | -780.237 | 0.11 | -0.23 |
| BASE | 856 | DSTLS24 | 0.04 | 5.6 | 10.4 | -557.828 | 0.38 | 0.065 |
| BASE | 856 | DSTLS25 | -0.3 | 4.57 | 17.8 | -438.87 | -40.8 | 2.487 |
| BASE | 856 | DSTLS26 | 0.35 | 2.3 | 1.13 | -230.162 | 41.1 | -2.569 |
| BASE | 856 | DSTLS27 | -0.3 | 4.57 | 17.8 | -438.87 | -40.8 | 2.487 |
| BASE | 856 | DSTLS28 | 0.35 | 2.3 | 1.13 | -230.162 | 41.1 | -2.569 |
| BASE | 856 | DSTLS29 | -0.3 | 4.57 | 17.8 | -438.87 | -40.8 | 2.487 |
| BASE | 856 | DSTLS30 | 0.35 | 2.3 | 1.13 | -230.162 | 41.1 | -2.569 |
| BASE | 856 | DSTLS31 | 0.03 | 4.7 | 17.9 | -445.721 | -0.01 | -0.189 |
| BASE | 856 | DSTLS32 | 0.01 | 2.17 | 0.99 | -223.311 | 0.26 | 0.106 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|-----|---------|-------|--------|------|----------|-------|--------|
| BASE | 856 | DSTLD1 | 0.03 | 4.91 | 13.5 | -477.88 | 0.18 | -0.059 |
| BASE | 856 | DSTLD2 | 0.05 | 7.25 | 15.3 | -705.282 | 0.87 | 0.071 |
| BASE | 857 | DSTLS1 | 0.04 | -6.87 | 18.9 | 669.032 | 0.25 | 0.082 |
| BASE | 857 | DSTLS2 | 0.07 | -9.64 | 19.1 | 937.299 | 1.31 | -0.137 |
| BASE | 857 | DSTLS3 | 0.01 | -8.21 | 18 | 797.656 | -5.64 | -0.714 |
| BASE | 857 | DSTLS4 | 0.1 | -8.26 | 18.1 | 804.06 | 7.44 | 0.595 |
| BASE | 857 | DSTLS5 | 0.01 | -5.87 | 16.2 | 571.855 | -3.06 | -0.257 |
| BASE | 857 | DSTLS6 | 0.06 | -5.9 | 16.2 | 575.057 | 3.48 | 0.398 |
| BASE | 857 | DSTLS7 | -0.02 | -4.39 | 12.1 | 426.89 | -6.38 | -0.602 |
| BASE | 857 | DSTLS8 | 0.07 | -4.44 | 12.2 | 433.295 | 6.7 | 0.708 |
| BASE | 857 | DSTLS9 | -0.26 | -10.35 | 29.1 | 1000.788 | -40 | -2.575 |
| BASE | 857 | DSTLS10 | 0.39 | -8.08 | 12.4 | 792.08 | 41.9 | 2.48 |
| BASE | 857 | DSTLS11 | -0.26 | -10.35 | 29.1 | 1000.788 | -40 | -2.575 |
| BASE | 857 | DSTLS12 | 0.39 | -8.08 | 12.4 | 792.08 | 41.9 | 2.48 |
| BASE | 857 | DSTLS13 | -0.26 | -10.35 | 29.1 | 1000.788 | -40 | -2.575 |
| BASE | 857 | DSTLS14 | 0.39 | -8.08 | 12.4 | 792.08 | 41.9 | 2.48 |
| BASE | 857 | DSTLS15 | 0.07 | -11.3 | 29.4 | 1113.495 | 0.15 | 0.116 |
| BASE | 857 | DSTLS16 | 0.06 | -7.14 | 12.1 | 679.373 | 1.72 | -0.211 |
| BASE | 857 | DSTLS17 | -0.28 | -8 | 27.2 | 773.386 | -40.7 | -2.445 |
| BASE | 857 | DSTLS18 | 0.37 | -5.73 | 10.6 | 564.678 | 41.2 | 2.61 |
| BASE | 857 | DSTLS19 | -0.28 | -8 | 27.2 | 773.386 | -40.7 | -2.445 |
| BASE | 857 | DSTLS20 | 0.37 | -5.73 | 10.6 | 564.678 | 41.2 | 2.61 |
| BASE | 857 | DSTLS21 | -0.28 | -8 | 27.2 | 773.386 | -40.7 | -2.445 |
| BASE | 857 | DSTLS22 | 0.37 | -5.73 | 10.6 | 564.678 | 41.2 | 2.61 |
| BASE | 857 | DSTLS23 | 0.05 | -8.95 | 27.6 | 886.093 | -0.54 | 0.246 |
| BASE | 857 | DSTLS24 | 0.04 | -4.79 | 10.2 | 451.971 | 1.03 | -0.081 |
| BASE | 857 | DSTLS25 | -0.3 | -4.57 | 17.8 | 438.87 | -40.8 | -2.487 |
| BASE | 857 | DSTLS26 | 0.35 | -2.3 | 1.13 | 230.162 | 41.1 | 2.569 |
| BASE | 857 | DSTLS27 | -0.3 | -4.57 | 17.8 | 438.87 | -40.8 | -2.487 |
| BASE | 857 | DSTLS28 | 0.35 | -2.3 | 1.13 | 230.162 | 41.1 | 2.569 |
| BASE | 857 | DSTLS29 | -0.3 | -4.57 | 17.8 | 438.87 | -40.8 | -2.487 |
| BASE | 857 | DSTLS30 | 0.35 | -2.3 | 1.13 | 230.162 | 41.1 | 2.569 |
| BASE | 857 | DSTLS31 | 0.02 | -5.52 | 18.1 | 551.577 | -0.66 | 0.204 |
| BASE | 857 | DSTLS32 | 0.02 | -1.35 | 0.77 | 117.455 | 0.9 | -0.122 |
| BASE | 857 | DSTLD1 | 0.03 | -4.91 | 13.5 | 477.88 | 0.18 | 0.059 |
| BASE | 857 | DSTLD2 | 0.05 | -7.25 | 15.3 | 705.282 | 0.87 | -0.071 |
| BASE | 983 | DSTLS1 | -0.33 | 6.25 | 18.4 | -608.491 | -31.6 | 1.215 |
| BASE | 983 | DSTLS2 | -0.41 | 9.16 | 18.7 | -890.046 | -41.9 | 0.859 |
| BASE | 983 | DSTLS3 | -0.41 | 7.76 | 17.6 | -755.108 | -42.3 | 1.514 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|-----|---------|-------|-------|------|----------|-------|--------|
| BASE | 983 | DSTLS4 | -0.32 | 7.7 | 17.6 | -748.623 | -30.5 | 0.341 |
| BASE | 983 | DSTLS5 | -0.3 | 5.37 | 15.8 | -523.185 | -30 | 1.334 |
| BASE | 983 | DSTLS6 | -0.26 | 5.34 | 15.8 | -519.943 | -24.1 | 0.748 |
| BASE | 983 | DSTLS7 | -0.25 | 4.05 | 11.9 | -394.415 | -26.2 | 1.367 |
| BASE | 983 | DSTLS8 | -0.17 | 3.99 | 11.8 | -387.931 | -14.4 | 0.195 |
| BASE | 983 | DSTLS9 | -0.83 | 10.49 | 28.8 | -1027.97 | -88.5 | 4.585 |
| BASE | 983 | DSTLS10 | 0.01 | 6.77 | 11.7 | -649.613 | 6.73 | -2.383 |
| BASE | 983 | DSTLS11 | -0.83 | 10.49 | 28.8 | -1027.97 | -88.5 | 4.585 |
| BASE | 983 | DSTLS12 | 0.01 | 6.77 | 11.7 | -649.613 | 6.73 | -2.383 |
| BASE | 983 | DSTLS13 | -0.83 | 10.49 | 28.8 | -1027.97 | -88.5 | 4.585 |
| BASE | 983 | DSTLS14 | 0.01 | 6.77 | 11.7 | -649.613 | 6.73 | -2.383 |
| BASE | 983 | DSTLS15 | -0.5 | 9.57 | 28.5 | -919.63 | -48.7 | 1.849 |
| BASE | 983 | DSTLS16 | -0.32 | 7.68 | 12.1 | -757.956 | -33.1 | 0.353 |
| BASE | 983 | DSTLS17 | -0.75 | 8.11 | 27 | -797.671 | -79.2 | 4.699 |
| BASE | 983 | DSTLS18 | 0.09 | 4.39 | 9.88 | -419.312 | 16 | -2.269 |
| BASE | 983 | DSTLS19 | -0.75 | 8.11 | 27 | -797.671 | -79.2 | 4.699 |
| BASE | 983 | DSTLS20 | 0.09 | 4.39 | 9.88 | -419.312 | 16 | -2.269 |
| BASE | 983 | DSTLS21 | -0.75 | 8.11 | 27 | -797.671 | -79.2 | 4.699 |
| BASE | 983 | DSTLS22 | 0.09 | 4.39 | 9.88 | -419.312 | 16 | -2.269 |
| BASE | 983 | DSTLS23 | -0.42 | 7.2 | 26.6 | -689.328 | -39.4 | 1.962 |
| BASE | 983 | DSTLS24 | -0.23 | 5.31 | 10.2 | -527.654 | -23.8 | 0.467 |
| BASE | 983 | DSTLS25 | -0.58 | 4.99 | 17.8 | -493.425 | -63.4 | 4.091 |
| BASE | 983 | DSTLS26 | 0.26 | 1.27 | 0.66 | -115.066 | 31.8 | -2.877 |
| BASE | 983 | DSTLS27 | -0.58 | 4.99 | 17.8 | -493.425 | -63.4 | 4.091 |
| BASE | 983 | DSTLS28 | 0.26 | 1.27 | 0.66 | -115.066 | 31.8 | -2.877 |
| BASE | 983 | DSTLS29 | -0.58 | 4.99 | 17.8 | -493.425 | -63.4 | 4.091 |
| BASE | 983 | DSTLS30 | 0.26 | 1.27 | 0.66 | -115.066 | 31.8 | -2.877 |
| BASE | 983 | DSTLS31 | -0.26 | 4.07 | 17.4 | -385.083 | -23.6 | 1.355 |
| BASE | 983 | DSTLS32 | -0.07 | 2.18 | 1.01 | -223.408 | -7.99 | -0.14 |
| BASE | 983 | DSTLD1 | -0.23 | 4.47 | 13.2 | -434.637 | -22.6 | 0.868 |
| BASE | 983 | DSTLD2 | -0.32 | 6.84 | 15 | -664.938 | -31.8 | 0.754 |
| BASE | 984 | DSTLS1 | -0.33 | -6.25 | 18.4 | 608.491 | -31.6 | -1.215 |
| BASE | 984 | DSTLS2 | -0.41 | -9.16 | 18.7 | 890.046 | -41.9 | -0.859 |
| BASE | 984 | DSTLS3 | -0.41 | -7.76 | 17.6 | 755.108 | -42.3 | -1.514 |
| BASE | 984 | DSTLS4 | -0.32 | -7.7 | 17.6 | 748.623 | -30.5 | -0.341 |
| BASE | 984 | DSTLS5 | -0.3 | -5.37 | 15.8 | 523.185 | -30 | -1.334 |
| BASE | 984 | DSTLS6 | -0.26 | -5.34 | 15.8 | 519.943 | -24.1 | -0.748 |
| BASE | 984 | DSTLS7 | -0.25 | -4.05 | 11.9 | 394.415 | -26.2 | -1.367 |
| BASE | 984 | DSTLS8 | -0.17 | -3.99 | 11.8 | 387.931 | -14.4 | -0.195 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | |
|------|-----|---------|-------|--------|------|----------|-------|--------|
| BASE | 984 | DSTLS9 | -0.83 | -10.49 | 28.8 | 1027.972 | -88.5 | -4.585 |
| BASE | 984 | DSTLS10 | 0.01 | -6.77 | 11.7 | 649.613 | 6.73 | 2.383 |
| BASE | 984 | DSTLS11 | -0.83 | -10.49 | 28.8 | 1027.972 | -88.5 | -4.585 |
| BASE | 984 | DSTLS12 | 0.01 | -6.77 | 11.7 | 649.613 | 6.73 | 2.383 |
| BASE | 984 | DSTLS13 | -0.83 | -10.49 | 28.8 | 1027.972 | -88.5 | -4.585 |
| BASE | 984 | DSTLS14 | 0.01 | -6.77 | 11.7 | 649.613 | 6.73 | 2.383 |
| BASE | 984 | DSTLS15 | -0.52 | -10.32 | 28.7 | 1016.401 | -51 | -1.849 |
| BASE | 984 | DSTLS16 | -0.3 | -6.93 | 11.9 | 661.185 | -30.7 | -0.353 |
| BASE | 984 | DSTLS17 | -0.75 | -8.11 | 27 | 797.671 | -79.2 | -4.699 |
| BASE | 984 | DSTLS18 | 0.09 | -4.39 | 9.88 | 419.312 | 16 | 2.269 |
| BASE | 984 | DSTLS19 | -0.75 | -8.11 | 27 | 797.671 | -79.2 | -4.699 |
| BASE | 984 | DSTLS20 | 0.09 | -4.39 | 9.88 | 419.312 | 16 | 2.269 |
| BASE | 984 | DSTLS21 | -0.75 | -8.11 | 27 | 797.671 | -79.2 | -4.699 |
| BASE | 984 | DSTLS22 | 0.09 | -4.39 | 9.88 | 419.312 | 16 | 2.269 |
| BASE | 984 | DSTLS23 | -0.44 | -7.95 | 26.8 | 786.099 | -41.7 | -1.963 |
| BASE | 984 | DSTLS24 | -0.21 | -4.56 | 10 | 430.883 | -21.4 | -0.467 |
| BASE | 984 | DSTLS25 | -0.58 | -4.99 | 17.8 | 493.425 | -63.4 | -4.091 |
| BASE | 984 | DSTLS26 | 0.26 | -1.27 | 0.66 | 115.066 | 31.8 | 2.877 |
| BASE | 984 | DSTLS27 | -0.58 | -4.99 | 17.8 | 493.425 | -63.4 | -4.091 |
| BASE | 984 | DSTLS28 | 0.26 | -1.27 | 0.66 | 115.066 | 31.8 | 2.877 |
| BASE | 984 | DSTLS29 | -0.58 | -4.99 | 17.8 | 493.425 | -63.4 | -4.091 |
| BASE | 984 | DSTLS30 | 0.26 | -1.27 | 0.66 | 115.066 | 31.8 | 2.877 |
| BASE | 984 | DSTLS31 | -0.28 | -4.82 | 17.6 | 481.854 | -25.9 | -1.355 |
| BASE | 984 | DSTLS32 | -0.05 | -1.43 | 0.81 | 126.637 | -5.64 | 0.141 |
| BASE | 984 | DSTLD1 | -0.23 | -4.47 | 13.2 | 434.637 | -22.6 | -0.868 |
| BASE | 984 | DSTLD2 | -0.32 | -6.84 | 15 | 664.938 | -31.8 | -0.754 |

Frames Forces

| Story | Brace | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|-------|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 20.716 | 14.08 | 0.11 | -0.12 | -0.004 | -2.149 | -1.797 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 20.716 | 14.08 | -0.11 | -0.12 | 0.004 | -2.149 | 1.797 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 20.716 | 14.06 | 0.15 | -0.11 | -0.005 | -2.114 | -1.958 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 20.716 | 14.06 | -0.15 | -0.11 | 0.005 | -2.114 | 1.958 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 20.716 | 14.06 | 0.15 | -0.11 | -0.005 | -2.116 | -1.902 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 20.716 | 14.06 | -0.15 | -0.11 | 0.005 | -2.116 | 1.902 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 20.716 | 14.05 | 0.12 | -0.11 | -0.004 | -2.115 | -1.946 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 20.716 | 14.05 | -0.12 | -0.11 | 0.004 | -2.115 | 1.946 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 20.716 | 14.03 | 0.16 | -0.11 | -0.005 | -2.14 | -1.86 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 20.716 | 14.03 | -0.16 | -0.11 | 0.005 | -2.14 | 1.86 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 0 | 13.99 | 0.11 | -0.46 | -0.004 | -8.142 | 0.391 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 0 | 13.99 | -0.11 | -0.46 | 0.004 | -8.142 | -0.391 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 0 | 13.97 | 0.15 | -0.46 | -0.005 | -8.051 | 1.237 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 0 | 13.97 | -0.15 | -0.46 | 0.005 | -8.051 | -1.237 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 0 | 13.96 | 0.15 | -0.46 | -0.005 | -8.044 | 1.069 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 0 | 13.96 | -0.15 | -0.46 | 0.005 | -8.044 | -1.069 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 0 | 13.95 | 0.12 | -0.46 | -0.004 | -8.046 | 0.548 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 0 | 13.95 | -0.12 | -0.46 | 0.004 | -8.046 | -0.548 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 0 | 13.93 | 0.16 | -0.46 | -0.005 | -8.085 | 1.391 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 0 | 13.93 | -0.16 | -0.46 | 0.005 | -8.085 | -1.391 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 20.716 | 13.33 | 0.03 | -0.11 | -0.002 | -2.014 | -1.228 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 20.716 | 13.33 | -0.03 | -0.11 | 0.002 | -2.014 | 1.228 |
| STORY1 | D1151 | DSTLS13 | 20.716 | 13.28 | -0.01 | -0.1 | -0.001 | -2.008 | -1.118 |
| STORY1 | D1153 | DSTLS13 | 20.716 | 13.28 | 0.01 | -0.1 | 0.001 | -2.008 | 1.118 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 0 | 13.23 | 0.03 | -0.45 | -0.002 | -7.8 | -0.607 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 0 | 13.23 | -0.03 | -0.45 | 0.002 | -7.8 | 0.607 |
| STORY1 | D1151 | DSTLS13 | 0 | 13.19 | -0.01 | -0.45 | -0.001 | -7.75 | -1.343 |
| STORY1 | D1153 | DSTLS13 | 0 | 13.19 | 0.01 | -0.45 | 0.001 | -7.75 | 1.343 |
| STORY1 | D1656 | DSTLS13 | 20.716 | 12.92 | 0.34 | -0.09 | -0.01 | -2.021 | -3.975 |
| STORY1 | D1658 | DSTLS13 | 20.716 | 12.92 | -0.34 | -0.09 | 0.01 | -2.021 | 3.975 |
| STORY1 | D1656 | DSTLS13 | 0 | 12.82 | 0.34 | -0.44 | -0.01 | -7.494 | 2.969 |
| STORY1 | D1658 | DSTLS13 | 0 | 12.82 | -0.34 | -0.44 | 0.01 | -7.494 | -2.969 |
| STORY1 | D1502 | DSTLS13 | 20.716 | 12.18 | -0.19 | -0.08 | 0.005 | -1.887 | 0.848 |
| STORY1 | D1503 | DSTLS13 | 20.716 | 12.18 | 0.19 | -0.08 | -0.005 | -1.887 | -0.848 |
| STORY1 | D1502 | DSTLS13 | 0 | 12.08 | -0.19 | -0.43 | 0.005 | -7.157 | -3.113 |
| STORY1 | D1503 | DSTLS13 | 0 | 12.08 | 0.19 | -0.43 | -0.005 | -7.157 | 3.113 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 41.432 | 8.98 | 0.11 | 0.16 | -0.005 | -2.552 | -1.852 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 41.432 | 8.98 | -0.11 | 0.16 | 0.005 | -2.552 | 1.852 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 41.432 | 8.98 | 0.12 | 0.16 | -0.005 | -2.555 | -1.937 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 41.432 | 8.98 | -0.12 | 0.16 | 0.005 | -2.555 | 1.937 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 41.432 | 8.97 | 0.09 | 0.16 | -0.004 | -2.554 | -1.619 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 41.432 | 8.97 | -0.09 | 0.16 | 0.004 | -2.554 | 1.619 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 41.432 | 8.94 | 0.08 | 0.16 | -0.004 | -2.613 | -1.55 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 41.432 | 8.94 | -0.08 | 0.16 | 0.004 | -2.613 | 1.55 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 41.432 | 8.93 | 0.12 | 0.16 | -0.005 | -2.571 | -2.018 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 41.432 | 8.93 | -0.12 | 0.16 | 0.005 | -2.571 | 2.018 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 20.716 | 8.89 | 0.11 | -0.19 | -0.005 | -2.887 | 0.45 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 20.716 | 8.89 | -0.11 | -0.19 | 0.005 | -2.887 | -0.45 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 20.716 | 8.89 | 0.12 | -0.19 | -0.005 | -2.889 | 0.492 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|--------|------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 20.716 | 8.89 | -0.12 | -0.19 | 0.005 | -2.889 | -0.492 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 20.716 | 8.87 | 0.09 | -0.19 | -0.004 | -2.887 | 0.204 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 20.716 | 8.87 | -0.09 | -0.19 | 0.004 | -2.887 | -0.204 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 20.716 | 8.84 | 0.08 | -0.19 | -0.004 | -2.925 | 0.065 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 20.716 | 8.84 | -0.08 | -0.19 | 0.004 | -2.925 | -0.065 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 20.716 | 8.83 | 0.12 | -0.19 | -0.005 | -2.912 | 0.534 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 20.716 | 8.83 | -0.12 | -0.19 | 0.005 | -2.912 | -0.534 |
| STORY1 | D1151 | DSTLS13 | 41.432 | 8.35 | -0.02 | 0.16 | -0.001 | -2.433 | -0.4 |
| STORY1 | D1153 | DSTLS13 | 41.432 | 8.35 | 0.02 | 0.16 | 0.001 | -2.433 | 0.4 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 41.432 | 8.35 | 0.02 | 0.16 | -0.002 | -2.472 | -0.86 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 41.432 | 8.35 | -0.02 | 0.16 | 0.002 | -2.472 | 0.86 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 20.716 | 8.26 | 0.02 | -0.19 | -0.002 | -2.765 | -0.514 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 20.716 | 8.26 | -0.02 | -0.19 | 0.002 | -2.765 | 0.514 |
| STORY1 | D1151 | DSTLS13 | 20.716 | 8.25 | -0.02 | -0.19 | -0.001 | -2.756 | -0.8 |
| STORY1 | D1153 | DSTLS13 | 20.716 | 8.25 | 0.02 | -0.19 | 0.001 | -2.756 | 0.8 |
| STORY1 | D1656 | DSTLS13 | 41.432 | 8.22 | 0.26 | 0.15 | -0.012 | -2.289 | -3.782 |
| STORY1 | D1658 | DSTLS13 | 41.432 | 8.22 | -0.26 | 0.15 | 0.012 | -2.289 | 3.782 |
| STORY1 | D1656 | DSTLS13 | 20.716 | 8.13 | 0.26 | -0.2 | -0.012 | -2.74 | 1.561 |
| STORY1 | D1658 | DSTLS13 | 20.716 | 8.13 | -0.26 | -0.2 | 0.012 | -2.74 | -1.561 |
| STORY1 | D1502 | DSTLS13 | 41.432 | 7.64 | -0.16 | 0.15 | 0.006 | -2.149 | 1.228 |
| STORY1 | D1503 | DSTLS13 | 41.432 | 7.64 | 0.16 | 0.15 | -0.006 | -2.149 | -1.228 |
| STORY1 | D1502 | DSTLS13 | 20.716 | 7.55 | -0.16 | -0.19 | 0.006 | -2.581 | -2.008 |
| STORY1 | D1503 | DSTLS13 | 20.716 | 7.55 | 0.16 | -0.19 | -0.006 | -2.581 | 2.008 |
| STORY1 | D1029 | DSTLS13 | 18.784 | 4.64 | -0.02 | 0.01 | 0.012 | -1.689 | 0.181 |
| STORY1 | D1084 | DSTLS13 | 18.784 | 4.64 | -0.02 | -0.01 | -0.012 | 1.689 | 0.181 |
| STORY1 | D1029 | DSTLS13 | 9.392 | 4.63 | -0.03 | 0.01 | 0.012 | -1.626 | -0.05 |
| STORY1 | D1084 | DSTLS13 | 9.392 | 4.63 | -0.03 | -0.01 | -0.012 | 1.626 | -0.05 |
| STORY1 | D1027 | DSTLS13 | 18.784 | 4.62 | 0.02 | 0.03 | 0.008 | -1.623 | -0.419 |
| STORY1 | D1029 | DSTLS13 | 0 | 4.62 | -0.03 | 0.01 | 0.012 | -1.562 | -0.331 |
| STORY1 | D1084 | DSTLS13 | 0 | 4.62 | -0.03 | -0.01 | -0.012 | 1.562 | -0.331 |
| STORY1 | D1086 | DSTLS13 | 18.784 | 4.62 | 0.02 | -0.03 | -0.008 | 1.623 | -0.419 |
| STORY1 | D1027 | DSTLS13 | 9.392 | 4.61 | 0.02 | 0.03 | 0.008 | -1.315 | -0.238 |
| STORY1 | D1086 | DSTLS13 | 9.392 | 4.61 | 0.02 | -0.03 | -0.008 | 1.315 | -0.238 |
| STORY1 | D1027 | DSTLS13 | 0 | 4.6 | 0.01 | 0.03 | 0.008 | -1.008 | -0.108 |
| STORY1 | D1283 | DSTLS13 | 9.392 | 4.56 | 0.02 | 0.01 | 0.007 | -1.556 | -0.235 |
| STORY1 | D1285 | DSTLS13 | 0 | 4.56 | -0.03 | 0 | 0.014 | -2.129 | -0.336 |
| STORY1 | D1340 | DSTLS13 | 0 | 4.56 | -0.03 | 0 | -0.014 | 2.129 | -0.336 |
| STORY1 | D1342 | DSTLS13 | 9.392 | 4.56 | 0.02 | -0.01 | -0.007 | 1.556 | -0.235 |
| STORY1 | D1155 | DSTLS13 | 0 | 4.55 | 0.01 | 0.03 | 0.008 | -1.169 | -0.112 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|--------|------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY1 | D1214 | DSTLS13 | 0 | 4.55 | 0.01 | -0.03 | -0.008 | 1.169 | -0.112 |
| STORY1 | D1219 | DSTLS13 | 0 | 4.55 | 0.01 | 0.02 | 0.007 | -1.412 | -0.112 |
| STORY1 | D1278 | DSTLS13 | 0 | 4.55 | 0.01 | -0.02 | -0.007 | 1.412 | -0.112 |
| STORY1 | D1283 | DSTLS13 | 0 | 4.55 | 0.01 | 0.01 | 0.007 | -1.451 | -0.112 |
| STORY1 | D1342 | DSTLS13 | 0 | 4.55 | 0.01 | -0.01 | -0.007 | 1.451 | -0.112 |
| STORY1 | D1413 | DSTLS13 | 18.784 | 4.48 | -0.02 | 0.01 | 0.007 | -0.65 | 0.184 |
| STORY1 | D1468 | DSTLS13 | 18.784 | 4.48 | -0.02 | -0.01 | -0.007 | 0.65 | 0.184 |
| STORY1 | D1411 | DSTLS13 | 9.392 | 4.47 | 0.02 | 0.04 | 0.007 | -0.635 | -0.227 |
| STORY1 | D1411 | DSTLS13 | 18.784 | 4.47 | 0.02 | 0.04 | 0.007 | -1.016 | -0.394 |
| STORY1 | D1413 | DSTLS13 | 9.392 | 4.47 | -0.03 | 0.01 | 0.007 | -0.594 | -0.046 |
| STORY1 | D1468 | DSTLS13 | 9.392 | 4.47 | -0.03 | -0.01 | -0.007 | 0.594 | -0.046 |
| STORY1 | D1470 | DSTLS13 | 9.392 | 4.47 | 0.02 | -0.04 | -0.007 | 0.635 | -0.227 |
| STORY1 | D1470 | DSTLS13 | 18.784 | 4.47 | 0.02 | -0.04 | -0.007 | 1.016 | -0.394 |
| STORY1 | D1411 | DSTLS13 | 0 | 4.46 | 0.01 | 0.04 | 0.007 | -0.254 | -0.11 |
| STORY1 | D1413 | DSTLS13 | 0 | 4.46 | -0.03 | 0.01 | 0.007 | -0.539 | -0.325 |
| STORY1 | D1468 | DSTLS13 | 0 | 4.46 | -0.03 | -0.01 | -0.007 | 0.539 | -0.325 |
| STORY1 | D1470 | DSTLS13 | 0 | 4.46 | 0.01 | -0.04 | -0.007 | 0.254 | -0.11 |
| STORY1 | D1091 | DSTLS13 | 18.784 | 4.44 | 0.02 | 0.06 | 0.008 | -1.044 | -0.39 |
| STORY1 | D1093 | DSTLS13 | 18.784 | 4.44 | -0.02 | 0.01 | 0.005 | -0.293 | 0.185 |
| STORY1 | D1148 | DSTLS13 | 18.784 | 4.44 | -0.02 | -0.01 | -0.005 | 0.293 | 0.185 |
| STORY1 | D1150 | DSTLS13 | 18.784 | 4.44 | 0.02 | -0.06 | -0.008 | 1.044 | -0.39 |
| STORY1 | D1091 | DSTLS13 | 0 | 4.43 | 0.01 | 0.06 | 0.008 | 0.117 | -0.11 |
| STORY1 | D1091 | DSTLS13 | 9.392 | 4.43 | 0.01 | 0.06 | 0.008 | -0.464 | -0.225 |
| STORY1 | D1093 | DSTLS13 | 9.392 | 4.43 | -0.03 | 0.01 | 0.005 | -0.185 | -0.045 |
| STORY1 | D1148 | DSTLS13 | 9.392 | 4.43 | -0.03 | -0.01 | -0.005 | 0.185 | -0.045 |
| STORY1 | D1150 | DSTLS13 | 0 | 4.43 | 0.01 | -0.06 | -0.008 | -0.117 | -0.11 |
| STORY1 | D1150 | DSTLS13 | 9.392 | 4.43 | 0.01 | -0.06 | -0.008 | 0.464 | -0.225 |
| STORY1 | D1093 | DSTLS13 | 0 | 4.42 | -0.03 | 0.01 | 0.005 | -0.077 | -0.325 |
| STORY1 | D1148 | DSTLS13 | 0 | 4.42 | -0.03 | -0.01 | -0.005 | 0.077 | -0.325 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 62.147 | 4.3 | 0.11 | 0.21 | -0.024 | -1.772 | -1.697 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 62.147 | 4.3 | -0.11 | 0.21 | 0.024 | -1.772 | 1.697 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 62.147 | 4.3 | 0.11 | 0.21 | -0.029 | -1.776 | -1.825 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 62.147 | 4.3 | -0.11 | 0.21 | 0.029 | -1.776 | 1.825 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 62.147 | 4.28 | 0.11 | 0.21 | -0.016 | -1.775 | -1.415 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 62.147 | 4.28 | -0.11 | 0.21 | 0.016 | -1.775 | 1.415 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 51.79 | 4.25 | 0.11 | 0.03 | -0.024 | -0.528 | -0.557 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 51.79 | 4.25 | -0.11 | 0.03 | 0.024 | -0.528 | 0.557 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 51.79 | 4.25 | 0.11 | 0.03 | -0.029 | -0.525 | -0.734 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 51.79 | 4.25 | -0.11 | 0.03 | 0.029 | -0.525 | 0.734 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|---------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 51.79 | 4.24 | 0.11 | 0.03 | -0.016 | -0.526 | -0.326 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 51.79 | 4.24 | -0.11 | 0.03 | 0.016 | -0.526 | 0.326 |
| STORY1 | D1596 | DSTLS13 | 18.784 | 4.24 | 0.02 | 0.02 | 0.014 | -3.767 | -0.382 |
| STORY1 | D1655 | DSTLS13 | 18.784 | 4.24 | 0.02 | -0.02 | -0.014 | 3.767 | -0.382 |
| STORY1 | D1596 | DSTLS13 | 0 | 4.23 | 0.01 | 0.02 | 0.014 | -3.305 | -0.103 |
| STORY1 | D1596 | DSTLS13 | 9.392 | 4.23 | 0.01 | 0.02 | 0.014 | -3.536 | -0.217 |
| STORY1 | D1655 | DSTLS13 | 0 | 4.23 | 0.01 | -0.02 | -0.014 | 3.305 | -0.103 |
| STORY1 | D1655 | DSTLS13 | 9.392 | 4.23 | 0.01 | -0.02 | -0.014 | 3.536 | -0.217 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 62.147 | 4.22 | 0.12 | 0.2 | 0.003 | -1.785 | -2.067 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 62.147 | 4.22 | -0.12 | 0.2 | -0.003 | -1.785 | 2.067 |
| STORY1 | D1598 | DSTLS13 | 9.392 | 4.21 | -0.03 | 0.01 | 0.03 | -4.903 | -0.043 |
| STORY1 | D1598 | DSTLS13 | 18.784 | 4.21 | -0.02 | 0.01 | 0.03 | -5.014 | 0.172 |
| STORY1 | D1653 | DSTLS13 | 9.392 | 4.21 | -0.03 | -0.01 | -0.03 | 4.903 | -0.043 |
| STORY1 | D1653 | DSTLS13 | 18.784 | 4.21 | -0.02 | -0.01 | -0.03 | 5.014 | 0.172 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 51.79 | 4.2 | 0.11 | -0.16 | 0.014 | -0.528 | -0.47 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 51.79 | 4.2 | -0.11 | -0.16 | -0.014 | -0.528 | 0.47 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 51.79 | 4.2 | 0.12 | -0.16 | 0.019 | -0.525 | -0.654 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 51.79 | 4.2 | -0.12 | -0.16 | -0.019 | -0.525 | 0.654 |
| STORY1 | D1598 | DSTLS13 | 0 | 4.2 | -0.03 | 0.01 | 0.03 | -4.791 | -0.309 |
| STORY1 | D1653 | DSTLS13 | 0 | 4.2 | -0.03 | -0.01 | -0.03 | 4.791 | -0.309 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 62.147 | 4.19 | 0.1 | 0.21 | 0.101 | -1.828 | -1.459 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 62.147 | 4.19 | -0.1 | 0.21 | -0.101 | -1.828 | 1.459 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 51.79 | 4.19 | 0.08 | -0.16 | 0.007 | -0.52 | -0.24 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 51.79 | 4.19 | -0.08 | -0.16 | -0.007 | -0.52 | 0.24 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 51.79 | 4.17 | 0.12 | 0.03 | 0.003 | -0.564 | -0.875 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 51.79 | 4.17 | -0.12 | 0.03 | -0.003 | -0.564 | 0.875 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 41.432 | 4.15 | 0.11 | -0.34 | 0.014 | -3.103 | 0.651 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 41.432 | 4.15 | -0.11 | -0.34 | -0.014 | -3.103 | -0.651 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 41.432 | 4.15 | 0.12 | -0.34 | 0.019 | -3.108 | 0.553 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 41.432 | 4.15 | -0.12 | -0.34 | -0.019 | -3.108 | -0.553 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 51.79 | 4.14 | 0.1 | 0.04 | 0.101 | -0.504 | -0.426 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 51.79 | 4.14 | -0.1 | 0.04 | -0.101 | -0.504 | 0.426 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 41.432 | 4.14 | 0.08 | -0.34 | 0.007 | -3.106 | 0.613 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 41.432 | 4.14 | -0.08 | -0.34 | -0.007 | -3.106 | -0.613 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 186.442 | -11.78 | -0.05 | 0.16 | 0.002 | 0.62 | 0.771 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 186.442 | -11.78 | 0.05 | 0.16 | -0.002 | 0.62 | -0.771 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 186.442 | -11.84 | -0.11 | 0.16 | 0.002 | 0.585 | 0.556 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 186.442 | -11.84 | 0.11 | 0.16 | -0.002 | 0.585 | -0.556 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 227.874 | -11.87 | -0.03 | -0.13 | 0.001 | 0.798 | 0.103 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|---------|--------|-------|-------|--------|-------|--------|
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 227.874 | -11.87 | 0.03 | -0.13 | -0.001 | 0.798 | -0.103 |
| STORY1 | D1151 | DSTLS13 | 227.874 | -11.87 | -0.01 | 0.19 | 0.001 | 0.421 | 1.295 |
| STORY1 | D1153 | DSTLS13 | 227.874 | -11.87 | 0.01 | 0.19 | -0.001 | 0.421 | -1.295 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 165.727 | -11.87 | -0.05 | -0.19 | 0.002 | 0.256 | -0.304 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 165.727 | -11.87 | 0.05 | -0.19 | -0.002 | 0.256 | 0.304 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 165.727 | -11.94 | -0.11 | -0.19 | 0.002 | 0.275 | -1.69 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 165.727 | -11.94 | 0.11 | -0.19 | -0.002 | 0.275 | 1.69 |
| STORY1 | D1151 | DSTLS13 | 207.158 | -11.96 | -0.01 | -0.16 | 0.001 | 0.753 | 1.042 |
| STORY1 | D1153 | DSTLS13 | 207.158 | -11.96 | 0.01 | -0.16 | -0.001 | 0.753 | -1.042 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 186.442 | -12.02 | -0.04 | 0.16 | 0.001 | 0.627 | 0.384 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 186.442 | -12.02 | 0.04 | 0.16 | -0.001 | 0.627 | -0.384 |
| STORY1 | D1151 | DSTLS13 | 207.158 | -12.05 | -0.11 | 0.18 | 0.002 | 0.531 | 1.718 |
| STORY1 | D1153 | DSTLS13 | 207.158 | -12.05 | 0.11 | 0.18 | -0.002 | 0.531 | -1.718 |
| STORY1 | D1657 | DSTLS13 | 72.505 | -12.05 | 0.27 | 0.02 | -0.011 | 0.793 | -2.11 |
| STORY1 | D1659 | DSTLS13 | 72.505 | -12.05 | -0.27 | 0.02 | 0.011 | 0.793 | 2.11 |
| STORY1 | D1657 | DSTLS13 | 51.79 | -12.06 | 0.27 | 0.07 | -0.011 | 1.71 | 3.559 |
| STORY1 | D1659 | DSTLS13 | 51.79 | -12.06 | -0.27 | 0.07 | 0.011 | 1.71 | -3.559 |
| STORY1 | D1152 | DSTLS13 | 72.505 | -12.1 | 0.03 | 0.02 | -0.001 | 0.764 | -0.333 |
| STORY1 | D1154 | DSTLS13 | 72.505 | -12.1 | -0.03 | 0.02 | 0.001 | 0.764 | 0.333 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 227.874 | -12.1 | -0.04 | 0.19 | 0.002 | 0.435 | 1.302 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 227.874 | -12.1 | 0.04 | 0.19 | -0.002 | 0.435 | -1.302 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 165.727 | -12.11 | -0.04 | -0.19 | 0.001 | 0.248 | -0.345 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 165.727 | -12.11 | 0.04 | -0.19 | -0.001 | 0.248 | 0.345 |
| STORY1 | D1152 | DSTLS13 | 51.79 | -12.11 | 0.03 | 0.07 | -0.001 | 1.71 | 0.234 |
| STORY1 | D1154 | DSTLS13 | 51.79 | -12.11 | -0.03 | 0.07 | 0.001 | 1.71 | -0.234 |
| STORY1 | D1151 | DSTLS13 | 186.442 | -12.14 | -0.11 | -0.17 | 0.002 | 0.694 | -0.492 |
| STORY1 | D1153 | DSTLS13 | 186.442 | -12.14 | 0.11 | -0.17 | -0.002 | 0.694 | 0.492 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 186.442 | -12.14 | -0.12 | 0.16 | 0.003 | 0.64 | 0.707 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 186.442 | -12.14 | 0.12 | 0.16 | -0.003 | 0.64 | -0.707 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 186.442 | -12.16 | -0.1 | 0.16 | 0.003 | 0.641 | 0.771 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 186.442 | -12.16 | 0.1 | 0.16 | -0.003 | 0.641 | -0.771 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 186.442 | -12.18 | -0.11 | 0.16 | 0.002 | 0.638 | 0.567 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 186.442 | -12.18 | 0.11 | 0.16 | -0.002 | 0.638 | -0.567 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 227.874 | -12.18 | -0.06 | 0.19 | 0.002 | 0.488 | 0.758 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 227.874 | -12.18 | 0.06 | 0.19 | -0.002 | 0.488 | -0.758 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 207.158 | -12.19 | -0.04 | -0.16 | 0.002 | 0.76 | 0.491 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 207.158 | -12.19 | 0.04 | -0.16 | -0.002 | 0.76 | -0.491 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 165.727 | -12.23 | -0.12 | -0.19 | 0.003 | 0.328 | -1.707 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 165.727 | -12.23 | 0.12 | -0.19 | -0.003 | 0.328 | 1.707 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|---------|--------|-------|-------|--------|-------|--------|
| STORY1 | D1472 | DSTLS13 | 72.505 | -12.23 | 0.05 | 0.02 | -0.002 | 0.77 | -0.134 |
| STORY1 | D1474 | DSTLS13 | 72.505 | -12.23 | -0.05 | 0.02 | 0.002 | 0.77 | 0.134 |
| STORY1 | D1472 | DSTLS13 | 51.79 | -12.24 | 0.05 | 0.07 | -0.002 | 1.716 | 0.832 |
| STORY1 | D1474 | DSTLS13 | 51.79 | -12.24 | -0.05 | 0.07 | 0.002 | 1.716 | -0.832 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 165.727 | -12.25 | -0.1 | -0.19 | 0.003 | 0.325 | -1.391 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 165.727 | -12.25 | 0.1 | -0.19 | -0.003 | 0.325 | 1.391 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 207.158 | -12.27 | -0.04 | 0.18 | 0.002 | 0.592 | 0.71 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 207.158 | -12.27 | -0.06 | -0.16 | 0.002 | 0.779 | -0.478 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 207.158 | -12.27 | 0.04 | 0.18 | -0.002 | 0.592 | -0.71 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 207.158 | -12.27 | 0.06 | -0.16 | -0.002 | 0.779 | 0.478 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 207.158 | -12.27 | -0.11 | 0.18 | 0.003 | 0.539 | 1.627 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 207.158 | -12.27 | 0.11 | 0.18 | -0.003 | 0.539 | -1.627 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 165.727 | -12.28 | -0.11 | -0.19 | 0.002 | 0.329 | -1.798 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 165.727 | -12.28 | 0.11 | -0.19 | -0.002 | 0.329 | 1.798 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 227.874 | -12.34 | -0.04 | 0.19 | 0.002 | 0.479 | 1.407 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 227.874 | -12.34 | 0.04 | 0.19 | -0.002 | 0.479 | -1.407 |
| STORY1 | D1471 | DSTLS13 | 186.442 | -12.36 | -0.11 | -0.17 | 0.003 | 0.705 | -0.552 |
| STORY1 | D1473 | DSTLS13 | 186.442 | -12.36 | 0.11 | -0.17 | -0.003 | 0.705 | 0.552 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 227.874 | -12.37 | -0.04 | 0.19 | 0.002 | 0.48 | 1.242 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 227.874 | -12.37 | 0.04 | 0.19 | -0.002 | 0.48 | -1.242 |
| STORY1 | D1407 | DSTLS13 | 186.442 | -12.37 | -0.04 | -0.17 | 0.002 | 0.726 | -0.218 |
| STORY1 | D1409 | DSTLS13 | 186.442 | -12.37 | 0.04 | -0.17 | -0.002 | 0.726 | 0.218 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 227.874 | -12.4 | -0.04 | 0.19 | 0.002 | 0.481 | 1.414 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 227.874 | -12.4 | 0.04 | 0.19 | -0.002 | 0.481 | -1.414 |
| STORY1 | D1279 | DSTLS13 | 207.158 | -12.44 | -0.04 | -0.16 | 0.002 | 0.809 | 0.533 |
| STORY1 | D1281 | DSTLS13 | 207.158 | -12.44 | 0.04 | -0.16 | -0.002 | 0.809 | -0.533 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 227.874 | -12.45 | -0.03 | 0.19 | 0.001 | 0.505 | 0.51 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 227.874 | -12.45 | 0.03 | 0.19 | -0.001 | 0.505 | -0.51 |
| STORY1 | D1343 | DSTLS13 | 207.158 | -12.46 | -0.04 | -0.16 | 0.002 | 0.81 | 0.329 |
| STORY1 | D1345 | DSTLS13 | 207.158 | -12.46 | 0.04 | -0.16 | -0.002 | 0.81 | -0.329 |
| STORY1 | D1215 | DSTLS13 | 207.158 | -12.5 | -0.04 | -0.16 | 0.002 | 0.807 | 0.618 |
| STORY1 | D1217 | DSTLS13 | 207.158 | -12.5 | 0.04 | -0.16 | -0.002 | 0.807 | -0.618 |
| STORY1 | D1087 | DSTLS13 | 207.158 | -12.53 | -0.03 | 0.18 | 0.001 | 0.606 | 0.48 |
| STORY1 | D1089 | DSTLS13 | 207.158 | -12.53 | 0.03 | 0.18 | -0.001 | 0.606 | -0.48 |
| STORY1 | D1657 | DSTLS13 | 10.358 | -20.75 | 0.31 | 0.07 | -0.011 | 3.278 | 5.297 |
| STORY1 | D1659 | DSTLS13 | 10.358 | -20.75 | -0.31 | 0.07 | 0.011 | 3.278 | -5.297 |
| STORY1 | D1152 | DSTLS13 | 31.074 | -21.22 | 0.04 | 0.03 | -0.001 | 2.222 | 0.607 |
| STORY1 | D1154 | DSTLS13 | 31.074 | -21.22 | -0.04 | 0.03 | 0.001 | 2.222 | -0.607 |
| STORY1 | D1152 | DSTLS13 | 10.358 | -21.23 | 0.04 | 0.08 | -0.001 | 3.382 | 1.365 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|--------|--------|-------|------|--------|-------|--------|
| STORY1 | D1154 | DSTLS13 | 10.358 | -21.23 | -0.04 | 0.08 | 0.001 | 3.382 | -1.365 |
| STORY1 | D1472 | DSTLS13 | 31.074 | -21.42 | 0.05 | 0.03 | -0.002 | 2.237 | 0.471 |
| STORY1 | D1474 | DSTLS13 | 31.074 | -21.42 | -0.05 | 0.03 | 0.002 | 2.237 | -0.471 |
| STORY1 | D1472 | DSTLS13 | 10.358 | -21.43 | 0.05 | 0.08 | -0.002 | 3.402 | 1.473 |
| STORY1 | D1474 | DSTLS13 | 10.358 | -21.43 | -0.05 | 0.08 | 0.002 | 3.402 | -1.473 |
| STORY1 | D1280 | DSTLS13 | 31.074 | -22.24 | 0.14 | 0.04 | -0.005 | 2.355 | -0.297 |
| STORY1 | D1282 | DSTLS13 | 31.074 | -22.24 | -0.14 | 0.04 | 0.005 | 2.355 | 0.297 |
| STORY1 | D1280 | DSTLS13 | 10.358 | -22.25 | 0.14 | 0.08 | -0.005 | 3.546 | 2.531 |
| STORY1 | D1282 | DSTLS13 | 10.358 | -22.25 | -0.14 | 0.08 | 0.005 | 3.546 | -2.531 |
| STORY1 | D1216 | DSTLS13 | 31.074 | -22.26 | 0.13 | 0.04 | -0.004 | 2.356 | -0.14 |
| STORY1 | D1218 | DSTLS13 | 31.074 | -22.26 | -0.13 | 0.04 | 0.004 | 2.356 | 0.14 |
| STORY1 | D1216 | DSTLS13 | 10.358 | -22.27 | 0.13 | 0.08 | -0.004 | 3.546 | 2.516 |
| STORY1 | D1218 | DSTLS13 | 10.358 | -22.27 | -0.13 | 0.08 | 0.004 | 3.546 | -2.516 |
| STORY1 | D1344 | DSTLS13 | 31.074 | -22.27 | 0.13 | 0.04 | -0.005 | 2.358 | -0.295 |
| STORY1 | D1346 | DSTLS13 | 31.074 | -22.27 | -0.13 | 0.04 | 0.005 | 2.358 | 0.295 |
| STORY1 | D1344 | DSTLS13 | 10.358 | -22.28 | 0.13 | 0.08 | -0.005 | 3.549 | 2.435 |
| STORY1 | D1346 | DSTLS13 | 10.358 | -22.28 | -0.13 | 0.08 | 0.005 | 3.549 | -2.435 |
| STORY1 | D1408 | DSTLS13 | 31.074 | -22.6 | 0.13 | 0.04 | -0.005 | 2.386 | -0.295 |
| STORY1 | D1410 | DSTLS13 | 31.074 | -22.6 | -0.13 | 0.04 | 0.005 | 2.386 | 0.295 |
| STORY1 | D1408 | DSTLS13 | 10.358 | -22.61 | 0.13 | 0.08 | -0.005 | 3.561 | 2.36 |
| STORY1 | D1410 | DSTLS13 | 10.358 | -22.61 | -0.13 | 0.08 | 0.005 | 3.561 | -2.36 |
| STORY1 | D1088 | DSTLS13 | 31.074 | -22.84 | 0.11 | 0.04 | -0.004 | 2.405 | -0.003 |
| STORY1 | D1090 | DSTLS13 | 31.074 | -22.84 | -0.11 | 0.04 | 0.004 | 2.405 | 0.003 |
| STORY1 | D1088 | DSTLS13 | 10.358 | -22.85 | 0.11 | 0.08 | -0.004 | 3.584 | 2.278 |
| STORY1 | D1090 | DSTLS13 | 10.358 | -22.85 | -0.11 | 0.08 | 0.004 | 3.584 | -2.278 |
| STORY1 | D576 | DSTLS13 | 0 | -23.95 | -0.23 | 0.2 | 0.003 | 4.847 | -1.637 |
| STORY1 | D576 | DSTLS13 | 10.358 | -23.95 | -0.23 | 0.18 | 0.003 | 2.902 | 0.738 |
| STORY1 | D578 | DSTLS13 | 0 | -23.95 | 0.23 | 0.2 | -0.003 | 4.847 | 1.637 |
| STORY1 | D578 | DSTLS13 | 10.358 | -23.95 | 0.23 | 0.18 | -0.003 | 2.902 | -0.738 |
| STORY1 | D1657 | DSTLS13 | 10.358 | -25.52 | 0.38 | 0.18 | -0.006 | 3.081 | 1.663 |
| STORY1 | D1659 | DSTLS13 | 10.358 | -25.52 | -0.38 | 0.18 | 0.006 | 3.081 | -1.663 |
| STORY1 | D1657 | DSTLS13 | 0 | -25.53 | 0.38 | 0.2 | -0.006 | 5.087 | 5.622 |
| STORY1 | D1659 | DSTLS13 | 0 | -25.53 | -0.38 | 0.2 | 0.006 | 5.087 | -5.622 |
| STORY1 | D1152 | DSTLS13 | 10.358 | -26.23 | 0 | 0.19 | 0 | 3.172 | 1.498 |
| STORY1 | D1154 | DSTLS13 | 10.358 | -26.23 | 0 | 0.19 | 0 | 3.172 | -1.498 |
| STORY1 | D1152 | DSTLS13 | 0 | -26.24 | 0 | 0.21 | 0 | 5.276 | 1.482 |
| STORY1 | D1154 | DSTLS13 | 0 | -26.24 | 0 | 0.21 | 0 | 5.276 | -1.482 |
| STORY1 | D1472 | DSTLS13 | 0 | -26.47 | 0.03 | 0.22 | -0.001 | 5.319 | 1.516 |
| STORY1 | D1472 | DSTLS13 | 10.358 | -26.47 | 0.03 | 0.19 | -0.001 | 3.191 | 1.197 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Viga de alma abierta por Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|--------|--------|-------|------|--------|-------|--------|
| STORY1 | D1474 | DSTLS13 | 0 | -26.47 | -0.03 | 0.22 | 0.001 | 5.319 | -1.516 |
| STORY1 | D1474 | DSTLS13 | 10.358 | -26.47 | -0.03 | 0.19 | 0.001 | 3.191 | -1.197 |
| STORY1 | D1280 | DSTLS13 | 0 | -27.39 | 0.16 | 0.22 | -0.003 | 5.463 | 2.64 |
| STORY1 | D1280 | DSTLS13 | 10.358 | -27.39 | 0.16 | 0.19 | -0.003 | 3.335 | 0.98 |
| STORY1 | D1282 | DSTLS13 | 0 | -27.39 | -0.16 | 0.22 | 0.003 | 5.463 | -2.64 |
| STORY1 | D1282 | DSTLS13 | 10.358 | -27.39 | -0.16 | 0.19 | 0.003 | 3.335 | -0.98 |
| STORY1 | D1216 | DSTLS13 | 10.358 | -27.41 | 0.14 | 0.2 | -0.002 | 3.334 | 1.232 |
| STORY1 | D1218 | DSTLS13 | 10.358 | -27.41 | -0.14 | 0.2 | 0.002 | 3.334 | -1.232 |
| STORY1 | D1216 | DSTLS13 | 0 | -27.42 | 0.14 | 0.22 | -0.002 | 5.467 | 2.657 |
| STORY1 | D1218 | DSTLS13 | 0 | -27.42 | -0.14 | 0.22 | 0.002 | 5.467 | -2.657 |
| STORY1 | D1344 | DSTLS13 | 10.358 | -27.42 | 0.16 | 0.2 | -0.003 | 3.337 | 0.84 |
| STORY1 | D1346 | DSTLS13 | 10.358 | -27.42 | -0.16 | 0.2 | 0.003 | 3.337 | -0.84 |
| STORY1 | D1344 | DSTLS13 | 0 | -27.43 | 0.16 | 0.22 | -0.003 | 5.469 | 2.505 |
| STORY1 | D1346 | DSTLS13 | 0 | -27.43 | -0.16 | 0.22 | 0.003 | 5.469 | -2.505 |
| STORY1 | D1408 | DSTLS13 | 10.358 | -27.77 | 0.16 | 0.2 | -0.003 | 3.349 | 0.719 |
| STORY1 | D1410 | DSTLS13 | 10.358 | -27.77 | -0.16 | 0.2 | 0.003 | 3.349 | -0.719 |
| STORY1 | D1408 | DSTLS13 | 0 | -27.78 | 0.16 | 0.22 | -0.003 | 5.513 | 2.391 |
| STORY1 | D1410 | DSTLS13 | 0 | -27.78 | -0.16 | 0.22 | 0.003 | 5.513 | -2.391 |
| STORY1 | D1088 | DSTLS13 | 0 | -28.05 | 0.12 | 0.22 | -0.002 | 5.561 | 2.369 |
| STORY1 | D1088 | DSTLS13 | 10.358 | -28.05 | 0.12 | 0.2 | -0.002 | 3.371 | 1.172 |
| STORY1 | D1090 | DSTLS13 | 0 | -28.05 | -0.12 | 0.22 | 0.002 | 5.561 | -2.369 |
| STORY1 | D1090 | DSTLS13 | 10.358 | -28.05 | -0.12 | 0.2 | 0.002 | 3.371 | -1.172 |

Desplazamiento del Diafragma Semirrígido Kgf-cm

| Story | Diaphragm | Load | UX | UY | UZ | RX | RY | RZ | Point | X | Y | Z |
|--------|-----------|---------|---------|---------|----|----|----|---------|--------|---------|-----|--------|
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS10 | -0.0315 | -0.2254 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS12 | -0.0315 | -0.2254 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS14 | -0.0315 | -0.2254 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS18 | -0.0315 | -0.1563 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS20 | -0.0315 | -0.1563 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS22 | -0.0315 | -0.1563 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS26 | -0.0315 | -0.0515 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS28 | -0.0315 | -0.0515 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS30 | -0.0315 | -0.0515 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS4 | -0.0112 | -0.2488 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS8 | -0.0112 | -0.1348 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS6 | -0.0056 | -0.1797 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS1 | 0 | -0.2097 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS2 | 0 | -0.2902 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |

| | | | | | | | | | | | | |
|--------|----------|---------|--------|---------|---|---|---|----------|--------|---------|-----|--------|
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS15 | 0 | -0.3109 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS16 | 0 | -0.2465 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS23 | 0 | -0.2418 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS24 | 0 | -0.1775 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS31 | 0 | -0.137 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS32 | 0 | -0.0726 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLD1 | 0 | -0.1498 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLD2 | 0 | -0.2188 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS5 | 0.0056 | -0.1797 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS3 | 0.0112 | -0.2487 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS7 | 0.0112 | -0.1347 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS9 | 0.0315 | -0.332 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS11 | 0.0315 | -0.332 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS13 | 0.0315 | -0.332 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS17 | 0.0315 | -0.263 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS19 | 0.0315 | -0.263 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS21 | 0.0315 | -0.263 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS25 | 0.0315 | -0.1582 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS27 | 0.0315 | -0.1582 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |
| STORY1 | DPRINCIP | DSTLS29 | 0.0315 | -0.1582 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 1142-1 | 2255.52 | 762 | 365.76 |

El valor máximo permitido para la deriva de piso por la NTDS dado en la tabla #8 por la características de ocupación de la estructura es Sin Límites (Nivel de ocupación III, edificio de marcos de acero), por lo tanto es mayor que el desplazamiento máximo obtenido del programa de 0.0332 cms.

4.4.4.3 Periodo de la estructura T

Del mismo modo para calcular el Coeficiente Sísmico es necesario determinar el Periodo de la estructura

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}}$$

Como nuestro sistema es una estructura formada por marcos de concreto reforzado $C_t = 0.073$ y $h_n = 5.71\text{m}$

$$T = 0.073(5.71)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.2696$$

Como

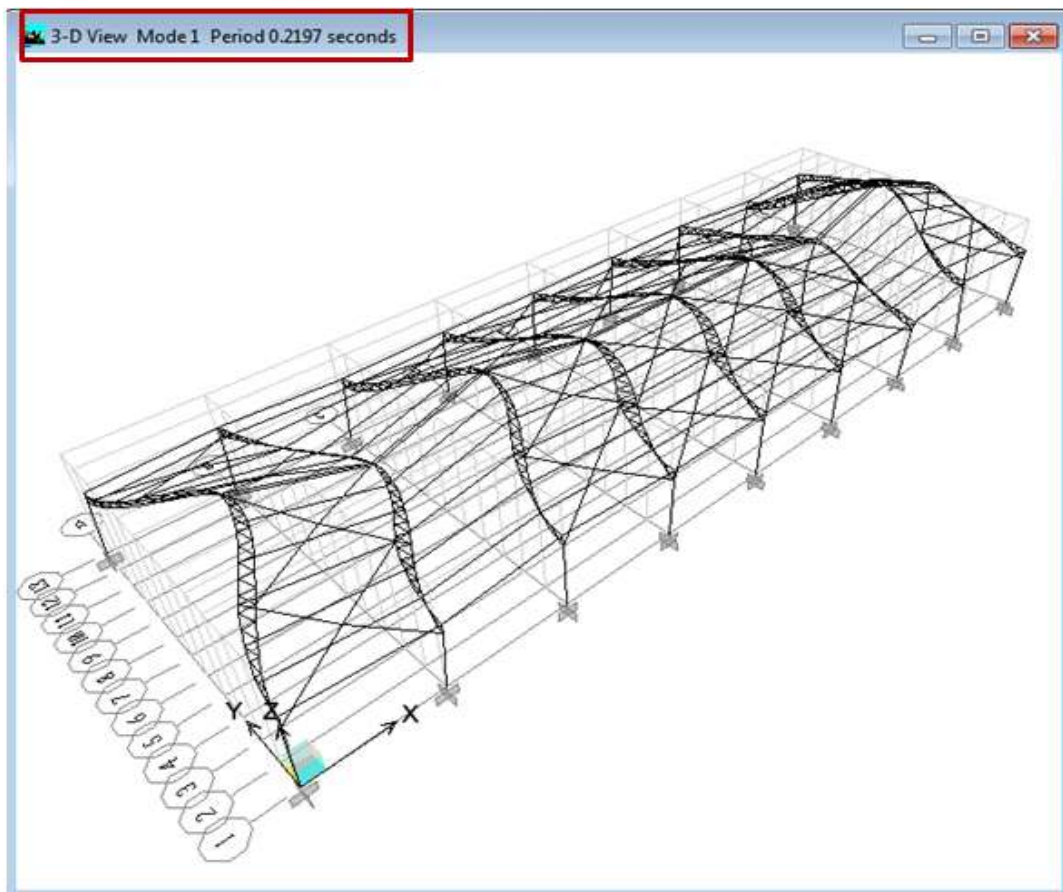
$$T_o < T < 6T_o$$

Por lo tanto $T = 0.6$

Coeficiente Sísmico

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$
$$C_s = \frac{0.4 * 1.0 * 3.0}{10} \left(\frac{0.6}{0.6} \right)^{\frac{2}{3}}$$
$$C_s = 0.12$$

Este es el periodo teórico a comparar con el periodo obtenido del análisis de la estructura, como se muestra en la figura siguiente:



En esta figura, se resalta el periodo obtenido de 0.2197, el cual es menor que el teórico de 0.2696s.

4.4.5 Diseño de soldaduras

La conexión en los elementos principales, será soldadura alrededor de todos ellos. Esto corresponde las conexiones entre cuerdas. Para la soldadura de los ángulos en las cuerdas, será soldadura de ranura a lo largo de toda la sección.

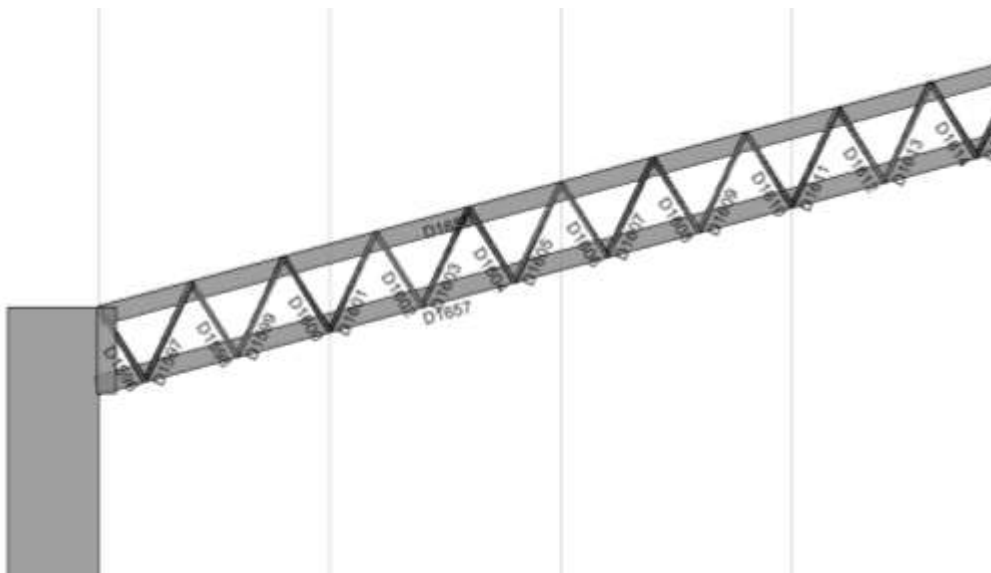
La conexión de la celosía con las cuerdas, será en el lado interno del ángulo de la cuerda y, debido a que estamos utilizando celosía doble, la fuerza que soporta dicha soldadura corresponderá a la mitad las reacciones encontradas a partir del diagrama de cuerpo libre. Por lo tanto, verificaremos dicha soldadura, a partir de las mayores solicitaciones, para corroborar que la soldadura soporte dichas solicitaciones.

4.4.5.1 Diseño de soldadura para la celosía de la armadura

Encontrando esfuerzos máximos

El miembro más esforzado, lo encontraremos a partir del miembro mas esforzado de acuerdo al índice de efectividad obtenido de eTabs.

De acuerdo a eTabs, consiste en el miembro D1597, con un índice de efectividad de 0.183, y el cual se muestra a continuación:



ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

```

AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK      Units: Kip-in (Summary for Combo and Station)
Level: STORY1  Element: D1597  Station Loc: 23.530  Section ID: CELOSIA1N
Element Type:  Special Moment Frame  Classification: Non-Compact

L=23.530
A=7.049  i22=87.263  i33=0.918  z22=3.063  z33=0.289
s22=21.816  s33=1.836  r22=3.519  r33=0.361  alpha=90.000
E=3600.000  fy=36.000  Ry=1.100
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is  0.183 = 0.062 + 0.058 + 0.063

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
      P          M33          M22          V2          V3
Combo DSTLS13  -5.437         -0.547         -6.261         0.033         0.091

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)
      Pu          phi*Pnc          phi*Pnt
Load          Strength          Strength
Axial          5.437          43.905          228.375

      Mu          phi*Mn          Cm          B1          B2          K          L          Cb
Moment          Capacity          Factor          Factor          Factor          Factor          Factor          Factor
Major Bending    0.547          9.366          0.850          1.000          1.000          1.000          1.000          2.005
Minor Bending    6.261          99.225         0.863          1.000          1.000          1.000          1.000

SHEAR DESIGN
      Vu          Phi*Vn          Stress
Force          Strength          Ratio
Major Shear    0.033          75.225          0.000
Minor Shear    0.091          3815.387         2.388E-05

END REACTION AXIAL FORCES
      Left End          Load          Right End          Load
Reaction          Combo          Reaction          Combo
-5.459          DSTLS32          -5.437          DSTLS32
    
```

A partir de ello, obtenemos la siguiente información:

Miembros CELOSIA1N, correspondiente a 2HSS1X1X1/8

P = -5.437 kips

M3= -0.547

Encontrando reacciones máximas para la soldadura

A partir de ello, obtenemos los siguientes datos:

2HSS1X1X1/8

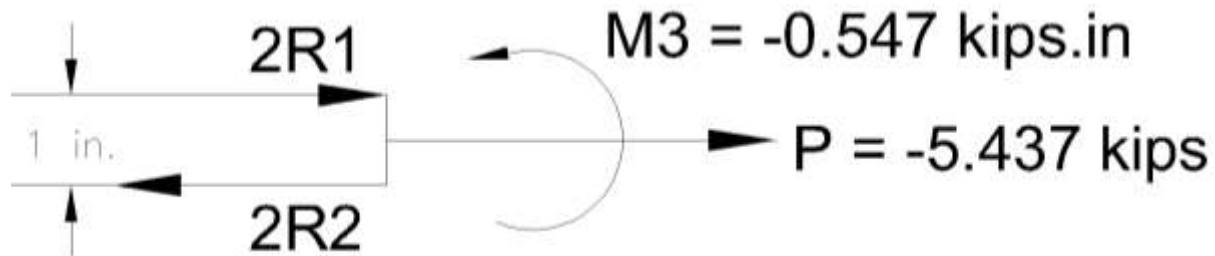
P = -5.437 kips

M3= -0.547

D = 1 in

$$\bar{Y} = 0.50 \text{ in}$$

DCL



Del DCL obtenemos:

$$2R1 = C = \frac{M}{d} - \frac{P\bar{Y}}{d}$$

$$R1 = C = \frac{-0.547}{1(2)} - \frac{-5.437 \times 0.5}{1(2)} = 1.08 \text{ kips}$$

$$R2 = T = C + P$$

$$R2 = T = 1.08 + (-5.437) = -4.357 \text{ kips}$$

Consideraremos -4.357, debido a que es la más desfavorable

Análisis de soldadura

Miembros a soldar

L4X4X3/8

HSS1X1X1/8

Menor espesor del miembro conectado = 1/8 in

Mayor espesor del miembro conectado = 3/8 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 3/16 in

Espesor máximo recomendado = 3/8 - 1/16 = 5/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 3/16 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

Espesor efectivo de la garganta = $(0.707) (3/16 \text{ in}) = 0.1326 \text{ in}$.

Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

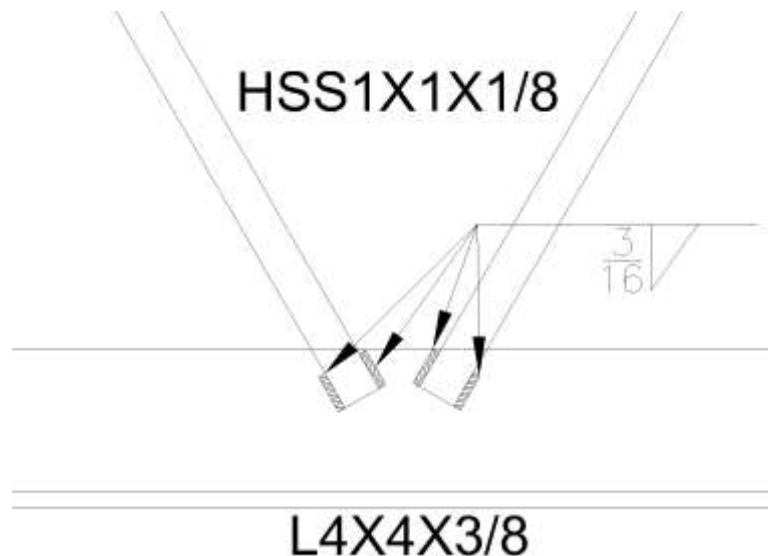
$$= (0.75)(0.60 \times 70)(0.1326)(1) = 4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

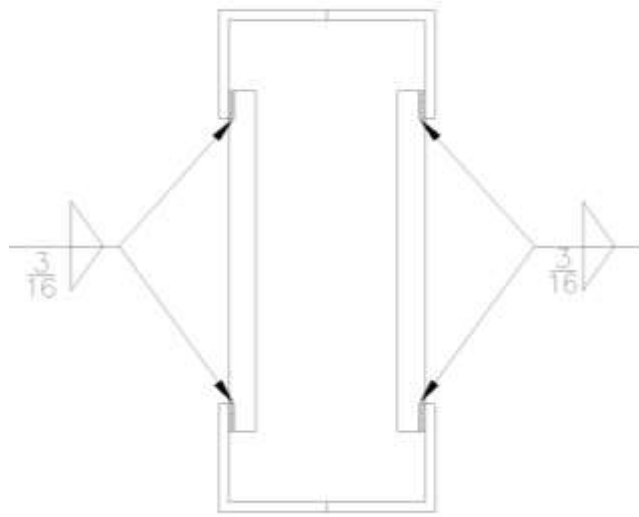
$$\text{Longitud necesaria} = \frac{4.357 \text{ kips}}{4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 1.05 \text{ in} \cong 2 \text{ in}$$

Tomaremos una soldadura de 1 in a cada lado de los perfiles tubos de 1 in en ambos tubos. El diagrama a continuación muestra como se realizaría.

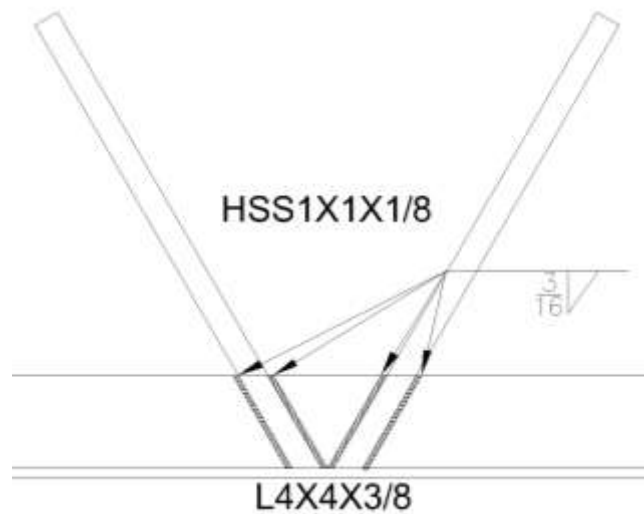
Esta es la dimensión mínima que recomendamos a partir del diseño.

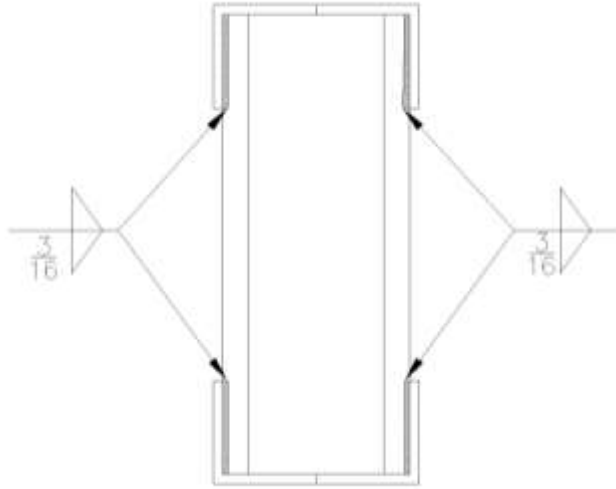
A continuación se muestran esquemas de como resultaría la soldadura.





Por conveniencia, colocaremos soldadura alrededor de la sección como se muestra a continuación:





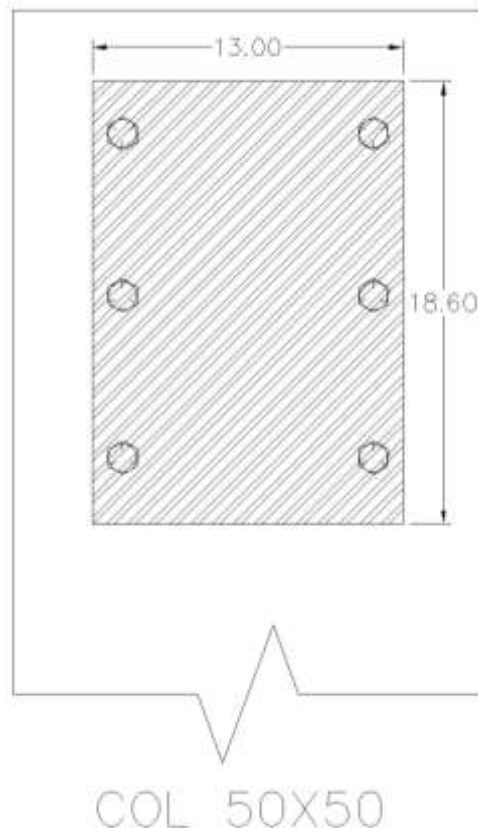
4.4.6 Diseño de placa de apoyo

Las placas de apoyo a diseñar, son las que se encuentran en los apoyos, y son las que interactúan con la estructura principal, tomando en cuenta columnas de concreto de dimensiones 0.50 x 0.50, y una altura de 5 m.

Tomaremos un grosor de 3/8, debido a que según el LRFD, el grosor de una placa de conexión, tiene que ser de al menos el grosor del menor miembro conectado, y debido a que el ángulo menor, es de 3/8, usaremos también ese grosor.

La placa de apoyo, se ajustara a las menores dimensiones de la viga y se tomaran en cuenta solo las dimensiones menores para la colocación de los pernos.

El diagrama a continuación muestra la propuesta para las dimensiones de la placa.



4.4.6.1 Diseño de Pernos en placa de apoyo

Consideraremos tornillos A325 de 3/4 in

De eTabs, encontramos la fuerza cortante máxima en la unión, correspondiente a la fuerza a tensión de la cuerda mas esforzada, la cual corresponde a $P = 13.933$ kips. Como se muestra a continuación:

| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK Units: Kip-in (Summary for Combo and Station) | | | | | | |
|---|----------|----------|-----------|---------|--------|--------|
| Level: STORY1 Element: D1407 Station Loc: 0.000 Section ID: CANALSX3/8 | | | | | | |
| Element Type: Special Moment Frame Classification: Non-Compact | | | | | | |
| L=310.737 | | | | | | |
| A=5.719 122=8.717 133=55.549 z22=5.488 z33=16.365 | | | | | | |
| s22=3.046 s33=13.887 r22=1.235 r33=3.117 | | | | | | |
| E=3600.000 fy=36.000 Ry=1.100 | | | | | | |
| RLLF=1.000 | | | | | | |
| P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.122 = 0.038 + 0.005 + 0.079 | | | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | |
| | P | M33 | M22 | V2 | V3 | |
| Combo DSTLS13 | 13.933 | 1.391 | -8.085 | 0.157 | -0.461 | |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b) | | | | | | |
| | Pu | phi*Pnc | phi*Pnt | | | |
| | Load | Strength | Strength | | | |
| Axial | 13.933 | 136.746 | 185.288 | | | |
| | Mu | phi*Mn | Cm | B1 | B2 | K |
| | Moment | Capacity | Factor | Factor | Factor | L |
| Major Bending | 1.391 | 267.043 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.167 |
| Minor Bending | 8.085 | 192.728 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.667 |
| | | | | | | Factor |
| | | | | | | Factor |
| | | | | | | Factor |
| | | | | | | Factor |
| | | | | | | Factor |
| | | | | | | Factor |
| SHEAR DESIGN | | | | | | |
| | Vu | Phi*Vn | Stress | | | |
| | Force | Strength | Ratio | | | |
| Major Shear | 0.157 | 58.320 | 0.003 | | | |
| Minor Shear | 0.461 | 58.320 | 0.008 | | | |
| END REACTION AXIAL FORCES | | | | | | |
| | Left End | Load | Right End | Load | | |
| | Reaction | Combo | Reaction | Combo | | |
| | 13.933 | DSTLS32 | -5.782 | DSTLS32 | | |

De acuerdo a la tabla J3-4 AISC, encontramos la distancia mínima al borde.

Según dice que para bordes recortados mecánicamente, la distancia mínima es de $1\frac{1}{4}$

Resistencia de diseño de tornillos en cortante simple sobre placa de 3/16 in.

$$\text{Resistencia de tornillo en cortante simple} = \phi(0.785)(17) = (1.0)(0.785)(17) = 13.35 \text{ kips}$$

$$\text{Número de tornillos necesarios} = \frac{13.933 \text{ kips}}{13.35 \text{ kips}} = 1.04$$

Por simetría y por las dimensiones de la placa, colocaremos 3 pernos de 3/4" a cada lado. Con una separación entre centro a centro de 6.8 in, la cual es mayor que 3d estipulado por el LRFD.

Los orificios en la placa, serán 1/8 mayores que el diámetro de los pernos.

4.4.6.2 Diseño por tensión en la placa.

Tenemos que considerar los esfuerzos por esfuerzos de tensión en la placa, como ya habíamos diseñado la soldadura para este miembro, solo corroboramos la placa que hemos diseñado para estos esfuerzos.

Placa 3/16"

FY = Pu = 13.35 kips

Encontrando

$$A_{gv} = 3 \left(\frac{3}{8} \right) (1.25) = 1.41 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = \left(\frac{3}{8} \right) (18.6) = 6.97 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 3 \left(\frac{3}{8} \right) (1.25) - \frac{3}{4} = 6.225 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = \left(\frac{3}{8} \right) (18.6) - (3) \left(\frac{3}{4} \right) = 4.725 \text{ in}^2$$

$$F_u A_{nt} = (58)(4.725) = 274.05 \text{ kips} > 0.6 F_u A_{nv} = (0.6)(58)(6.225) = 216.63 \text{ kips}$$

Por lo tanto, usaremos la ecuación J4-3a del LRFD

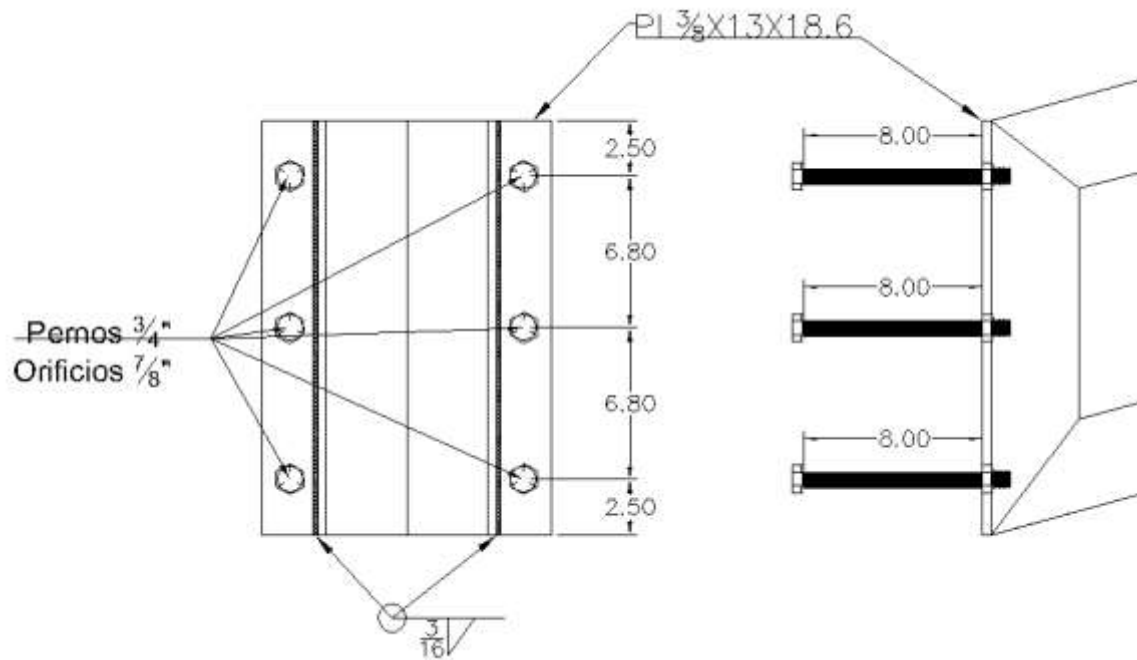
$$\phi F_y A_g = (0.9)(36) \left(\frac{3}{8} \times 18.6 \right) = 225.99 \text{ kips}$$

$$225.99 \text{ kips} > 13.35 \text{ kips OK}$$

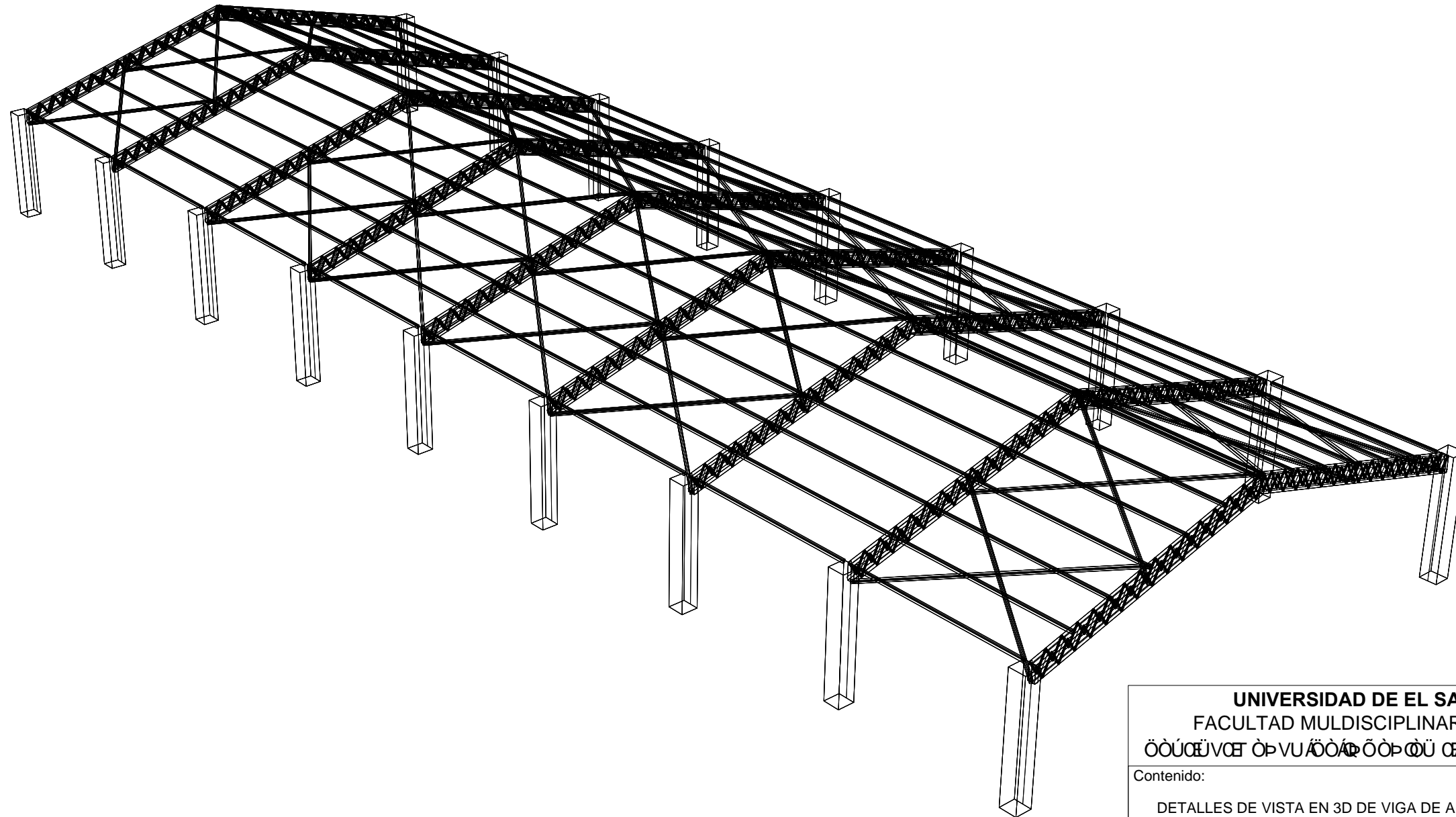
Esto nos da así de sobrado, por lo antes mencionado al respecto que la placa de apoyo tiene que ser al menos del mismo grosor que el miembro de menor espesor.

4.4.6.3 Diseño Final de la placa

Usaremos placa PL3/8X13x18.6, como se muestra a continuación



4.4.7 Planos estructurales



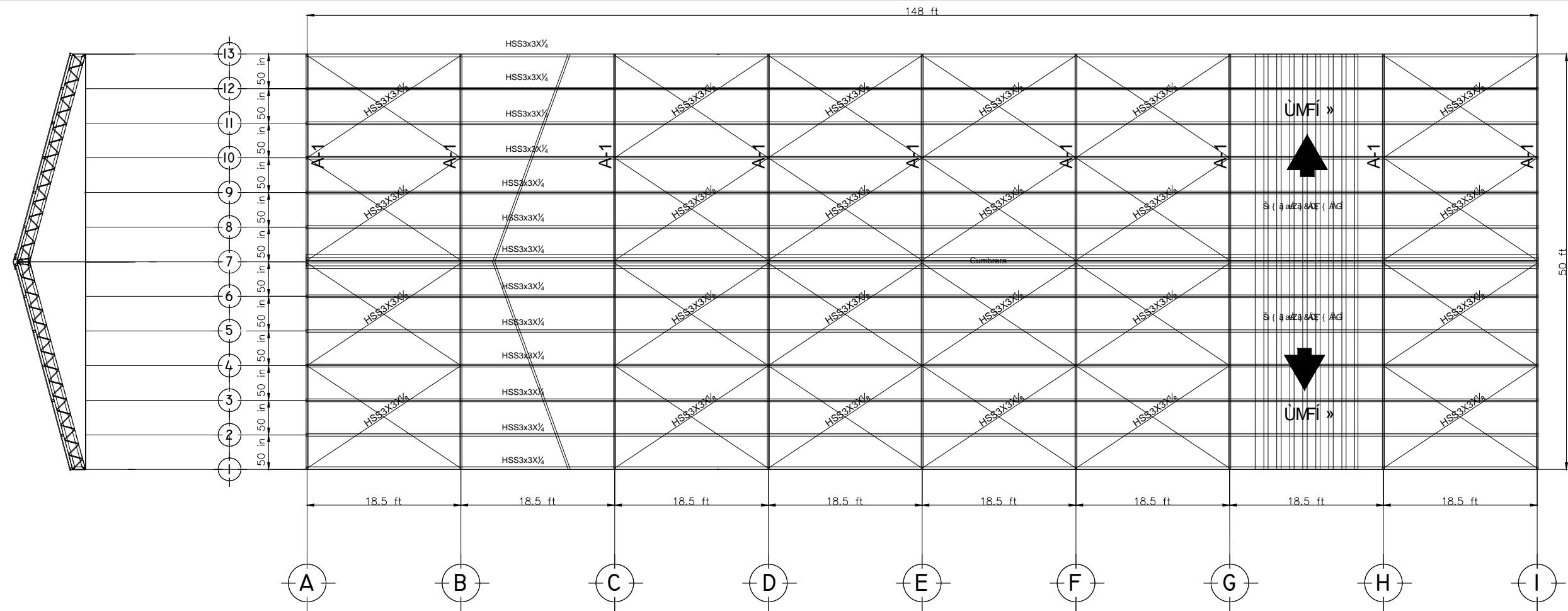
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
ÖÖÜÖÜVCE ÖP VU ÄÖÄ ÖÖP ÖÜ CE Ä ÖÜ WQ ÖÖWÜCE

Contenido:
DETALLES DE VISTA EN 3D DE VIGA DE ALMA ABIERTA

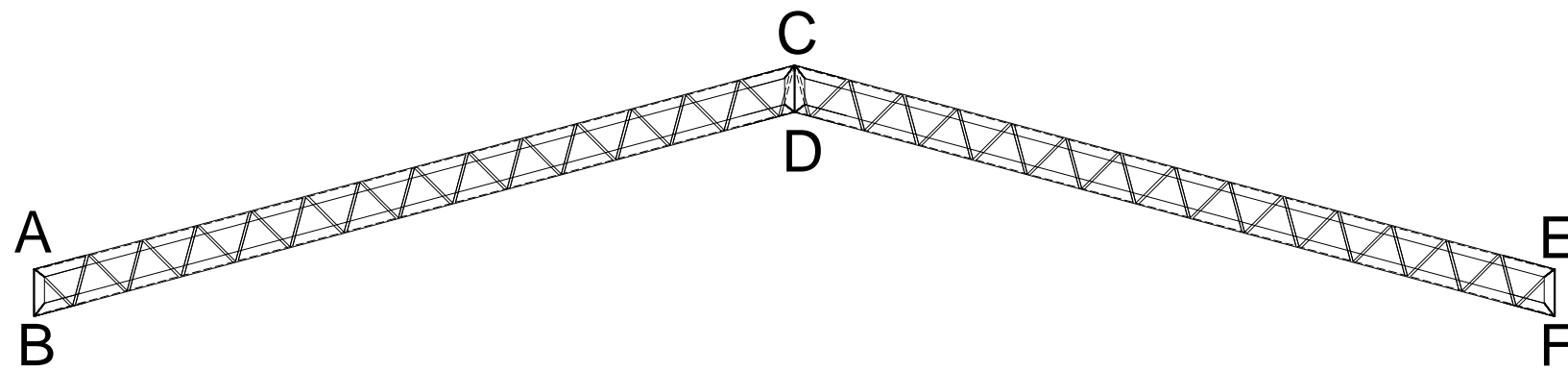
Escalas:
1:75


Presentan:
DANIEL ANTONIO LINARES
EDGAR ATILIO SORIANO
ALBERTH LUIS HERNANDEZ

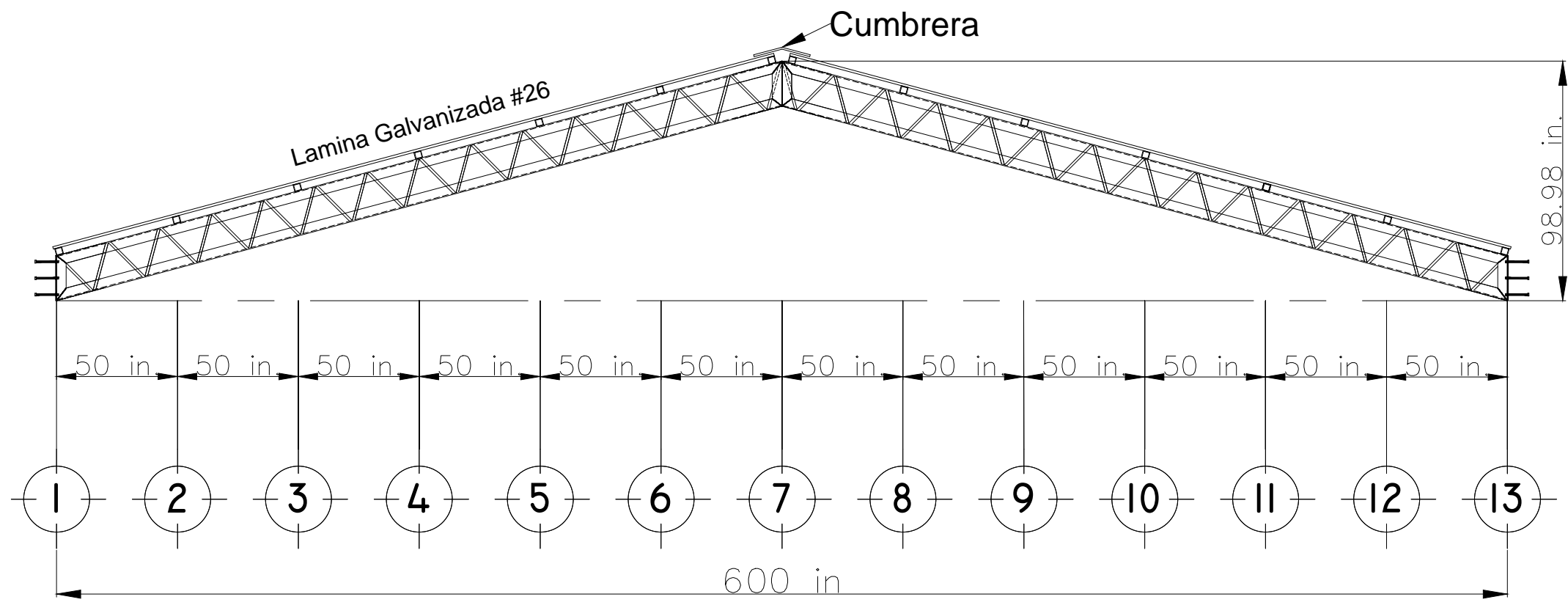




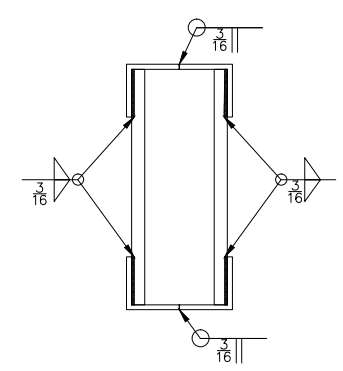
Planta de techo
 ESCALA 1 : 60



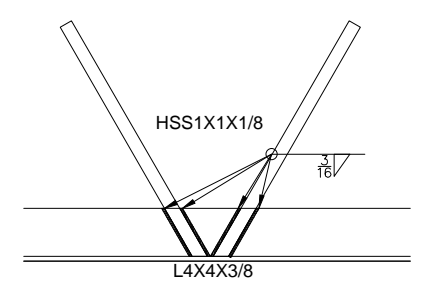
| | | |
|--|--|---|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL 00000000 00000000 00000000 00000000 | |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR |
| Contenido: PLANTA Y DIAGRAMA DE ARMADURA | | |
| Escalas: INDICADAS | Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ | |
| | | J qic'P A <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;"> 2 4 </div> |



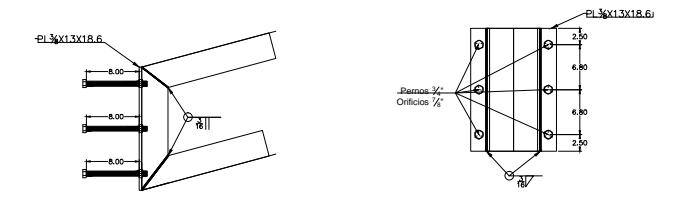
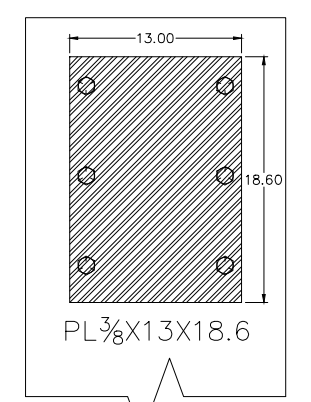
ESCALA 1 : 20



Detalles de Conexion de la celosia
 ESCALA 1 : 5



Conexion Viga Columna
 ESCALA 1 : 5




Detalles de Pernos y placa en apoyos
 ESCALA 1 : 10

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

CONTENIDO:

VISTA EN ELEVACION DE ARMADURA, SECCION DE MARCOS Y CONEXIONES EN APOYOS

| | |
|-------------------------------|--|
| <p>Escalas: INDICADAS</p> | <p>Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ</p> |
|-------------------------------|--|

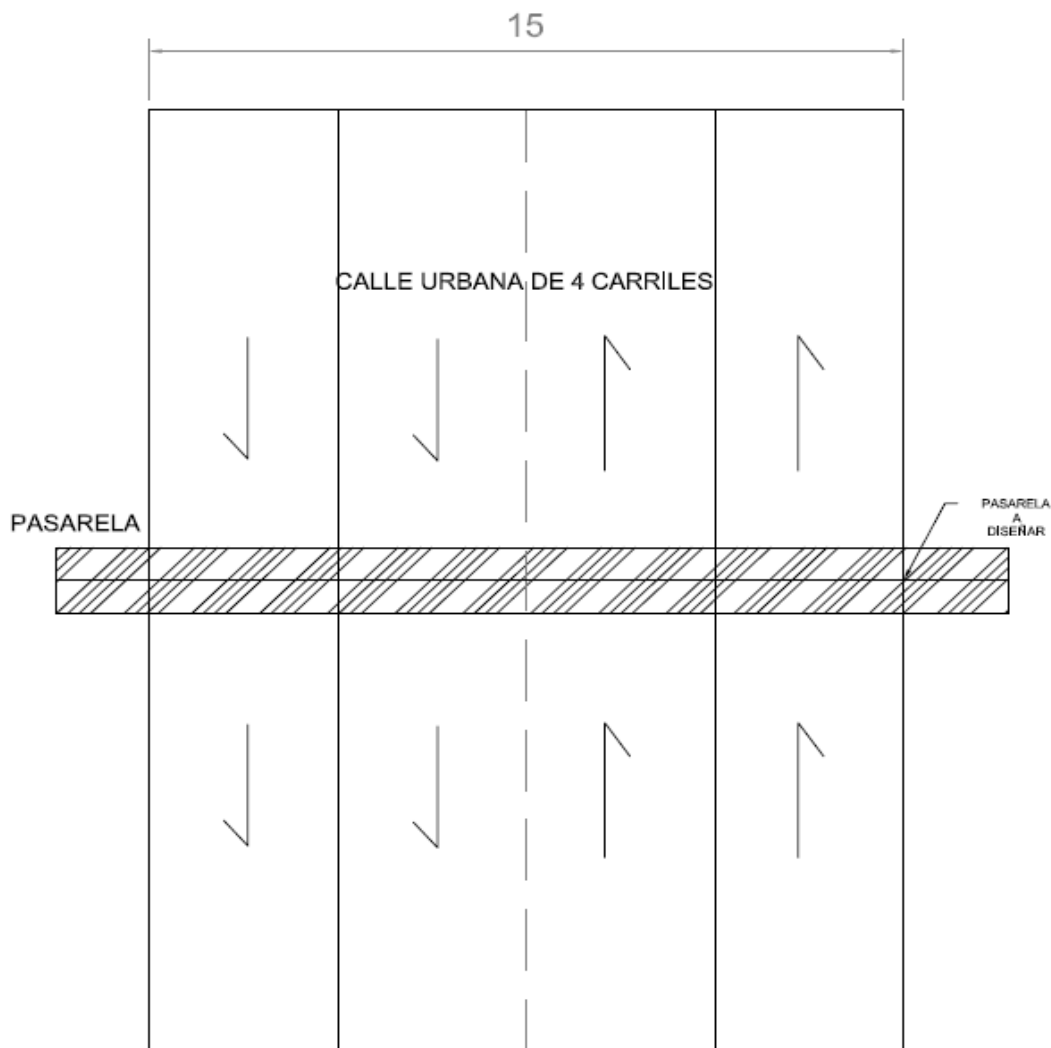


UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

J. q. c. P. A. 3
4

4.5 Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

Realizar el diseño para la estructura de la pasarela para habilitar el paso a peatones en un espacio libre en la calle urbana, con las dimensiones que se muestra en la figura ubicado en una zona urbana de San Miguel dimensiones en metros.



4.5.1 Consideraciones básicas

Como se muestra en la figura, el claro de calle a cubrir será de 15 metros La selección de la súper estructura, depende de los factores que se vieron en la sección 3.4.17 .

A. DEFINICION DE LA LONGITUD DEL PUENTE

La longitud se definió de acuerdo al estudio topográfico y emplazamiento necesario para realizar el paso peatonal (ver fig. 1.).

Tiene una luz, una de 21 metros.

B. DEFINICION DEL ANCHO DE LA CALZADA

Parte del puente especialmente dispuesta y preparada para el tráfico y circulación de los peatones.

Se Planteo 2 fajas de flujo peatonal con un ancho de 0.7 m.

Ancho de Calzada= 1.50.m

Ancho de Calzada libre= 1.40m

Luz=21m

C. DEFINICION DE LA ALTURA DE LA PASARELA

La altura del puente es la que nos recomiendan las normas internacionales la AASHTO, nos habla del galibo vertical, es la altura libre entre el piso de la calzada y el fondo de la viga de la pasarela, que en áreas urbanas no debe ser menor a 4.88metros.

Debemos recordar que los vehículos de carga pesada en algunos casos sobrepasan los 4.50 m. pero estos tienen prohibida la circulación por el segundo anillo de circunvalación. En nuestro caso la altura mínima que tenemos en la pasarela es de 6.0 m.

D. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA

A continuación presentamos las propiedades geométricas de la estructura, de la pasarela que consta de, dos columnas laterales a ambos extremos, un tablero inferior, dos vigas triangulada (TIPO WARREN), con montantes en el soporte de la losa, Contravento superior y su respectiva

fundación, se utilizara un refuerzo tipo Warren con montantes para el soporte de la losa de concreto que será donde circularan los peatones

4.5.2 Criterios para el diseño estructural y memoria de cálculo

Para el diseño de la pasarela peatonal se uso la siguiente norma Guide Specifications For Design Of Pedestrian Bridges (Guia y especificaciones Para el Diseño de Pasarelas)

4.5.2.1 Cargas Vivas

Peatonal carga viva

Las 85 libras por pie cuadrado carga peatonal, lo que representa a una persona ocupando 2 pies cuadrados de superficie de la cubierta de puente, es considerado una carga viva de servicio razonablemente conservadora que es difícil de superar con tráfico peatonal. Cuando se aplica con la ASHTO las tensiones admisibles de carga de servicio o factores de carga de grupo 1 para el diseño de Factor de carga, se proporciona una capacidad de sobrecarga amplia.

Reducción de cargas de viva para áreas de influencia de la cubierta superior a 400 pies cuadrados es consistente las disposiciones de la ASCE 7-95, "Mínimo diseño cargas Para edificios y otras estructuras," y está diseñada para tener en cuenta la reducida probabilidad de gran influencia a áreas simultáneamente máxima cargadas. Para puentes típicos, un valor de la carga viva de diseño único puede calcularse en función en el área de influencia de cubierta completa y aplica a todos los miembros principales de sub-componentes.

Las 65 libras por pie cuadrado límite mínimo de carga se utiliza para proporcionar una medida de consistencia de fuerza con las especificaciones LRFD, que especifican 85 libras por pie cuadrado combinado con un factor de carga menor que bajo las especificaciones de diseño de Factor de carga.

Que requieren un 85 carga viva de psf para cubiertas y los miembros secundarios reconoce el mayor probabilidad de alcanzar máxima cargas en zonas de influencia pequeña. Puede considerarse diseñar cubiertas también para una pequeña carga concentrada

4.5.2.2 Detalles de diseño

Deflexión

Los valores especificados de deflexión son más liberales que los valores de puente de carretera AASHTO, reconociendo que, a diferencia de cargas de vehículos de carretera, la carga viva real necesarios para acercarse o lograr la deflexión máxima será . Peatonales cargas también se aplican mucho más gradualmente que las cargas vehicular. El valor AASHTO de 1/1000 está diseñado para desviaciones causadas por el tráfico de la autopista en puentes que también llevan a los peatones.

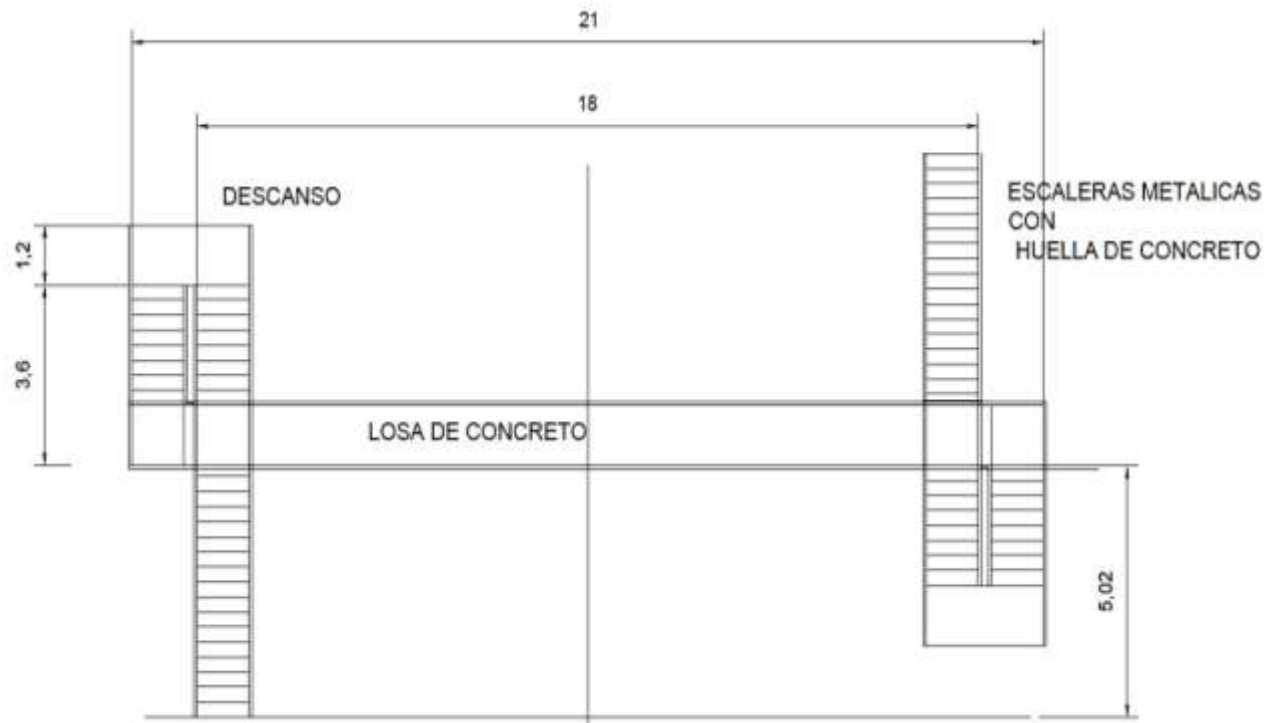
Vibraciones ,

Puentes peatonales en alguna ocasión han exhibido rendimiento inaceptable debido a la vibración causada por personas caminando o corriendo sobre ellos. Tiene la potencial para una respuesta significativa debido a la acción dinámica de caminar o correr sido reconocido por varios análisis de puentes de problema y previstas en el diseño de otro códigos. Investigación en esto fenómeno ha dado lugar a la conclusión de que, además de rigidez,

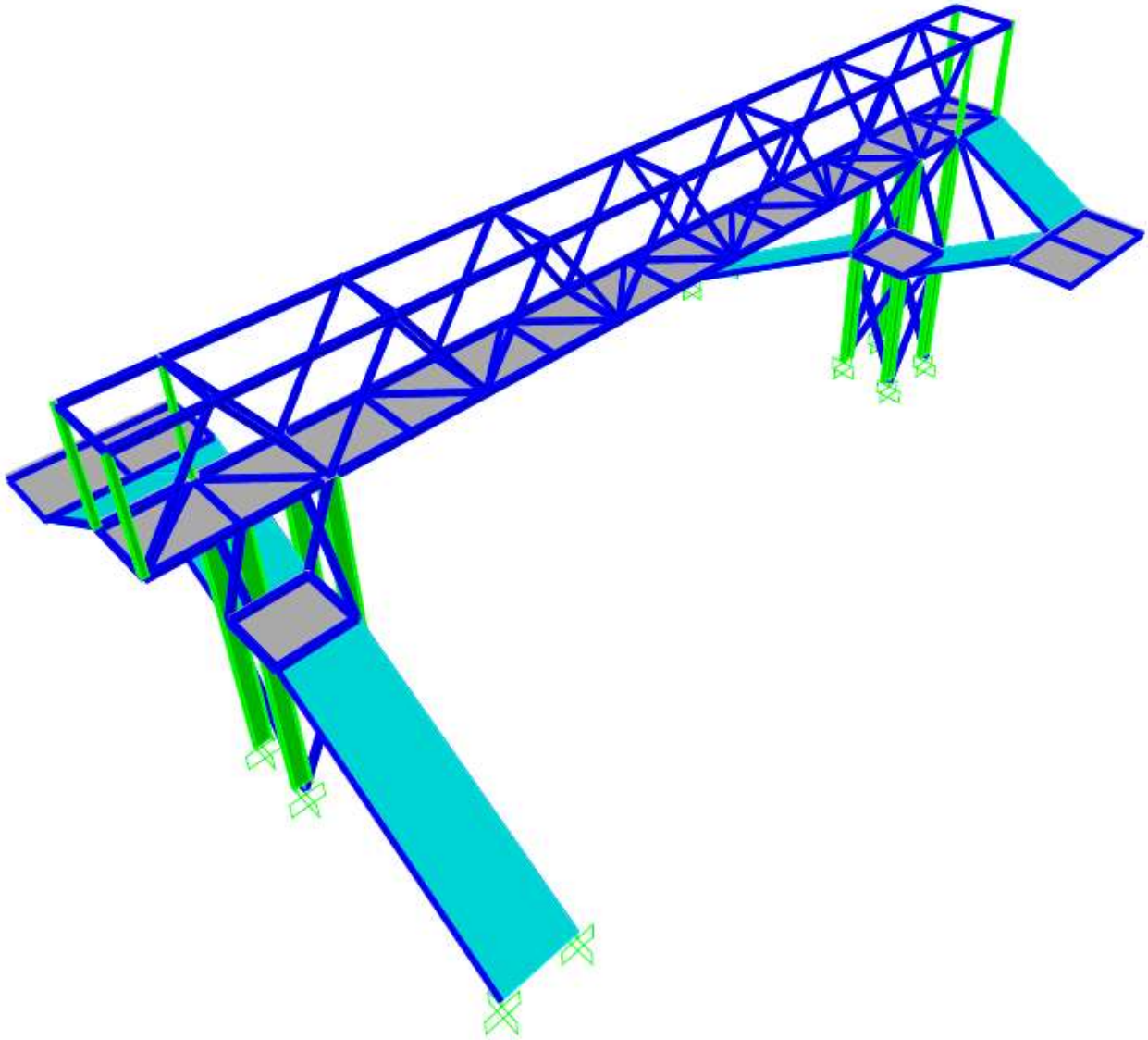
amortiguación y masa son consideraciones clave en la respuesta dinámica de un puente peatonal para asegurar el diseño aceptable. El rango de la primera a través de la tercera armónica de personas caminando/corriendo a través de puentes peatonales es 2 a 8 hercios (Hz), con la frecuencia fundamental de 1.6 2.4 Hz. Por lo tanto, deben evitarse los puentes con frecuencias fundamentales por debajo de 3 Hz.

En nuestro diseño se utilizara las siguientes determinaciones de cargas

- Carga viva = 85 lb/ft²
- Sobre carga = 10 lb/ft²
- las cargas muertas serán asumidas por el programa



El cálculo de las propiedades geométricas viene dadas por el programa ETabs 9.7.4



Vista tridimensional de la pasarela

4.5.3 Análisis de la estructura mediante software eTabs

4.5.3.1 Modelado



AISC-LRFD99 Steel Frame Design Report

Prepared by
Gupo de Tesis UES FMO

Model Name: Pasarela

Septiembre 2012

Design Preferences

Frame Type = SMF
Seismic Design Category = D
System R = 8.
System Omega0 = 3.
Phi(Bending) = 0.9
Phi(Compression) = 0.85
Phi(Tension-Yielding) = 0.9
Phi(Tension-Fracture) = 0.75
Phi(Shear) = 0.9
Phi(Shear-Torsion) = 0.75
Phi(Compression, Angle) = 0.9
Ignore Seismic Code = No
Ignore Special Seismic Load = No
Is Doubler Plate Plug Welded = Yes
Consider Deflection = Yes
Deflection Check Type = Both
DL Limit, L / = 120
Super DL+LL Limit, L / = 120
Live Load Limit, L / = 360
Total Load Limit, L / = 240
Total--Camber Limit, L / = 240
DL Limit, abs = 0.9996
Super DL+LL Limit, abs = 0.9996
Live Load Limit, abs = 0.9996
Total Load Limit, abs = 0.9996
Total--Camber Limit, abs = 0.9996
Pattern Live Load Factor = 0.75
Stress Ratio Limit = 0.95
Maximum Auto Iteration = 1

Material Property Data - General

Material Property Data – General

| Name | Type | Dir/Plane | Modulus of Elasticity | Poisson's Ratio | Thermal Coefficient | Shear Modulus |
|------|------|-----------|-----------------------|-----------------|---------------------|---------------|
| A36 | Iso | All | 29000.000 | 0.3000 | 6.5000E-06 | 11153.846 |

Material Property Data - Mass & Weight

Material Property Data - Mass & Weight

| Name | Mass per Unit Volume | Weight per Unit Volume |
|------|----------------------|------------------------|
| A36 | 7.3240E-07 | 2.8300E-04 |

Material Property Data - Steel Design

Material Property Data - Steel Design

| Name | Steel F _y | Steel F _u | Cost per Unit Weight |
|------|----------------------|----------------------|----------------------|
| A36 | 36.000 | 58.000 | 1.00 |

Frame Section Property Data - General

Frame Section Property Data – General

| Frame Section Name | Material Name | Section Shape Name or Name in Properties File |
|--------------------|---------------|---|
| HSS3X3X3/16 | A36 | HSS3X3X3/16 |
| HSS4X4X3/16 | A36 | HSS4X4X3/16 |
| W12X30 | A36 | W12X30 |
| C4X7.2 | A36 | C4X7.2 |

Frame Section Property Data - Dimensions

Frame Section Property Data – Dimensions

| Frame Section Name | Section Depth | Top Flange Width | Top Flange Thickness | Web Thickness | Bot Flange Width | Bot Flange Thickness |
|--------------------|---------------|------------------|----------------------|---------------|------------------|----------------------|
| HSS3X3X3/16 | 3.0000 | 3.0000 | 0.1740 | 0.1740 | 0.0000 | 0.0000 |
| HSS4X4X3/16 | 4.0000 | 4.0000 | 0.1740 | 0.1740 | 0.0000 | 0.0000 |
| W12X30 | 12.3000 | 6.5200 | 0.4400 | 0.2600 | 6.5200 | 0.4400 |
| C4X7.2 | 4.0000 | 1.7200 | 0.2960 | 0.3210 | 0.0000 | 0.0000 |

Frame Section Property Data - Properties Part 1 of 2

Frame Section Property Data - Properties Part 1 of 2

| Frame Section Name | Section Area | Torsional Constant | Moment of Inertia I33 | Moment of Inertia I22 | Shear Area A2 | Shear Area A3 |
|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| HSS3X3X3/16 | 1.8900 | 4.0300 | 2.4600 | 2.4600 | 1.0440 | 1.0440 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

Frame Section Property Data - Properties Part 1 of 2

| Frame Section Name | Section Area | Torsional Constant | Moment of Inertia I33 | Moment of Inertia I22 | Shear Area A2 | Shear Area A3 |
|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| HSS4X4X3/16 | 2.5800 | 10.0000 | 6.2100 | 6.2100 | 1.3920 | 1.3920 |
| W12X30 | 8.7900 | 0.4570 | 238.0000 | 20.3000 | 3.1980 | 4.7813 |
| C4X7.2 | 2.1300 | 0.0817 | 4.5800 | 0.4250 | 1.2840 | 1.0182 |

Frame Section Property Data - Properties Part 2 of 2

Frame Section Property Data - Properties Part 2 of 2

| Frame Section Name | Section Modulus S33 | Section Modulus S22 | Plastic Modulus Z33 | Plastic Modulus Z22 | Radius of Gyration r33 | Radius of Gyration r22 |
|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| HSS3X3X3/16 | 1.6400 | 1.6400 | 1.9700 | 1.9700 | 1.1409 | 1.1409 |
| HSS4X4X3/16 | 3.1050 | 3.1050 | 3.6700 | 3.6700 | 1.5514 | 1.5514 |
| W12X30 | 38.6992 | 6.2270 | 43.1000 | 9.5600 | 5.2035 | 1.5197 |
| C4X7.2 | 2.2900 | 0.3370 | 2.8400 | 0.6950 | 1.4664 | 0.4467 |

ETABS v9.7.4 File:DISEÑO DE PASARELA Units:Kip-in

PROJECT INFORMATION

Company Name = DISEÑO DE PASARELA

S T O R Y D A T A

| STORY | SIMILAR TO | HEIGHT | ELEVATION |
|--------|------------|---------|-----------|
| STORY2 | None | 86.614 | 322.835 |
| STORY1 | STORY2 | 236.220 | 236.220 |
| BASE | None | | 0.000 |

CASOS ESTATICOS DE CARGA

STATIC LOAD CASES

| STATIC CASE | CASE TYPE | AUTO LAT LOAD | SELF WT MULTIPLIER | NOTIONAL FACTOR | NOTIONAL DIRECTION |
|-------------|------------|---------------|--------------------|-----------------|--------------------|
| SOBRECARGA | SUPER DEAD | N/A | 1 | | |
| VIVA | LIVE | N/A | 0 | | |
| MUERTA | DEAD | N/A | 1 | | |
| SX1 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SX2 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SY1 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SY2 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| LIVEROOF | LIVE | N/A | 1 | | |
| WIND | WIND | UBC97 | 0 | | |

Combinaciones de Carga

LOAD COMBINATIONS

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|--|
| DSTLS32 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA |
| DSTLS33 | 1.200*SOBRECARGA + 1.600*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.600*LIVEROOF |
| DSTLS34 | 1.200*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.600*WIND |
| DSTLS35 | 1.200*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.600*WIND |
| DSTLS36 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 0.800*WIND |
| DSTLS37 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA - 0.800*WIND |
| DSTLS38 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.600*WIND |
| DSTLS39 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.600*WIND |
| DSTLS40 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SX1 |
| DSTLS41 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SX1 |
| DSTLS42 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SX2 |
| DSTLS43 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SX2 |
| DSTLS44 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SY1 |
| DSTLS45 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SY1 |
| DSTLS46 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF + 1.500*SY2 |
| DSTLS47 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*LIVEROOF - 1.500*SY2 |
| DSTLS48 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SX1 |
| DSTLS49 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SX1 |
| DSTLS50 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SX2 |
| DSTLS51 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SX2 |
| DSTLS52 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SY1 |
| DSTLS53 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SY1 |
| DSTLS54 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.500*SY2 |
| DSTLS55 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.500*SY2 |
| DSTLS56 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SX1 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

LOAD COMBINATIONS

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|---|
| DSTLS57 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SX1 |
| DSTLS58 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SX2 |
| DSTLS59 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SX2 |
| DSTLS60 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SY1 |
| DSTLS61 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SY1 |
| DSTLS62 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.500*SY2 |
| DSTLS63 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.500*SY2 |
| DSTLD1 | 1.000*SOBRECARGA + 1.000*MUERTA |
| DSTLD2 | 1.000*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.000*MUERTA + 1.000*LIVEROOF |

Masa Participativa (M A S S S O U R C E L O A D S)

Material Property Data - Mass & Weight

| LOAD | MULTIPLIER |
|--------|------------|
| MUERTA | 1 |

Masa Participativa (M A S S S O U R C E D A T A)

Material Property Data - Steel Design

| MASS FROM | LATERAL MASS ONLY | LIMP MASS |
|---------------|-------------------|-----------|
| Masses & Load | LoaYes | YES |

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

| MODE NUMBER | PERIOD (TIME) | FREQUENCY (CYCLES/TIME) | CIRCULAR FREQ (RADIANS/TIME) |
|-------------|---------------|-------------------------|------------------------------|
| Mode 1 | 0.22744 | 4.39678 | 27.62577 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS (STATIC AND DYNAMIC RATIOS ARE IN PERCENT)

| TYPE | NAME | STATIC | DYNAMIC |
|-------|------------|---------|---------|
| Load | SOBRECARGA | 0.0000 | 0.0902 |
| Load | VIVA | 0.0000 | 0.0001 |
| Load | MUERTA | 0.0000 | 0.0935 |
| Load | SX1 | 25.5729 | 89.6528 |
| Load | SX2 | 25.5729 | 89.6528 |
| Load | SY1 | 25.5729 | 89.6528 |
| Load | SY2 | 0.0000 | 0.0000 |
| Load | LIVEROOF | 0.0000 | 0.0935 |
| Load | WIND | 98.4183 | 84.3399 |
| Accel | UX | 99.1135 | 95.3859 |
| Accel | UY | 0.0309 | 0.0117 |
| Accel | UZ | 0.0000 | 0.0000 |
| Accel | RX | 0.0737 | 0.0309 |
| Accel | RY | 99.7272 | 98.3698 |
| Accel | RZ | 0.0000 | 0.0000 |

TOTAL REACTIVE FORCES (RECOVERED LOADS) AT ORIGIN

| LOAD | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|------------|------------|------------|-----------|-----------|------------|------------|
| SOBRECARGA | -2.656E-13 | -3.588E-13 | 9.228E+01 | 2.543E+03 | -3.815E+04 | 1.038E+00 |
| VIVA | -2.375E-13 | -3.133E-13 | 7.138E+01 | 1.967E+03 | -2.951E+04 | 9.102E-01 |
| MUERTA | -1.693E-13 | -2.420E-13 | 6.709E+01 | 1.849E+03 | -2.773E+04 | 7.172E-01 |
| SX1 | -1.158E+01 | 4.332E-13 | 6.709E+01 | 1.849E+03 | -3.029E+04 | 3.434E+02 |
| SX2 | -1.158E+01 | 4.332E-13 | 6.709E+01 | 1.849E+03 | -3.029E+04 | 3.434E+02 |
| SY1 | -1.158E+01 | 4.332E-13 | 6.709E+01 | 1.849E+03 | -3.029E+04 | 3.434E+02 |
| SY2 | 1.110E-14 | -1.158E+01 | 6.709E+01 | 4.407E+03 | -2.773E+04 | -4.431E+03 |
| LIVEROOF | -1.693E-13 | -2.420E-13 | 6.709E+01 | 1.849E+03 | -2.773E+04 | 7.172E-01 |
| WIND | -6.745E-01 | 4.466E-14 | 5.648E-15 | 2.440E-02 | -1.596E+02 | 1.859E+01 |

STORY FORCES

| STORY | LOAD | P | VX | VY | T | MX | MY |
|--------|------------|------------------|------------------|------------|------------|------------|------------|
| STORY2 | SX1 | 3.276E+00 | 5.040E-14 | -8.714E-15 | 5.268E-01 | 9.027E+01 | -1.354E+03 |
| STORY1 | SX1 | 6.709E+01 | -1.158E+01 | 4.332E-13 | 3.434E+02 | 1.849E+03 | -3.029E+04 |
| STORY2 | SX2 | 3.276E+00 | 5.040E-14 | -8.714E-15 | 5.268E-01 | 9.027E+01 | -1.354E+03 |
| STORY1 | SX2 | 6.709E+01 | -1.158E+01 | 4.332E-13 | 3.434E+02 | 1.849E+03 | -3.029E+04 |
| STORY2 | SY1 | 3.276E+00 | 5.040E-14 | -8.714E-15 | 5.268E-01 | 9.027E+01 | -1.354E+03 |
| STORY1 | SY1 | 6.709E+01 | -1.158E+01 | 4.332E-13 | 3.434E+02 | 1.849E+03 | -3.029E+04 |
| STORY2 | SY2 | 3.276E+00 | -7.702E-15 | -4.603E-14 | 5.639E-01 | 9.031E+01 | -1.354E+03 |
| STORY1 | SY2 | 6.709E+01 | 1.110E-14 | -1.158E+01 | -4.431E+03 | 4.407E+03 | -2.773E+04 |
| STORY2 | WIND | -1.825E-15 | 2.737E-15 | 5.095E-16 | -4.515E-06 | -1.203E-03 | 5.133E-03 |
| STORY1 | WIND | 5.648E-15 | -6.745E-01 | 4.466E-14 | 1.859E+01 | 2.440E-02 | -1.596E+02 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

AISC-LRFD99

Units: Kips-in

FRAME FORCES

Máximos en celosías

| Story | Brace | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|-------|---------|---------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY2 | D140 | DSTLS44 | 0 | -27.02 | -0.07 | 0 | -0.016 | -0.169 | -1.92 |
| STORY2 | D140 | DSTLS44 | 52.415 | -26.91 | 0 | 0 | -0.016 | 0.129 | 0.378 |
| STORY2 | D140 | DSTLS44 | 104.831 | -26.79 | 0.08 | 0 | -0.016 | 0.4 | -1.235 |
| STORY2 | D140 | DSTLS46 | 0 | -27.21 | -0.08 | -0.01 | -0.031 | -0.288 | -2.525 |
| STORY2 | D140 | DSTLS46 | 52.415 | -27.1 | -0.01 | -0.01 | -0.031 | 0.135 | 0.173 |
| STORY2 | D140 | DSTLS46 | 104.831 | -26.99 | 0.07 | -0.01 | -0.031 | 0.528 | -0.997 |
| STORY2 | D145 | DSTLS44 | 0 | -27.51 | -0.11 | 0.01 | 0.006 | 0.546 | -4.608 |
| STORY2 | D145 | DSTLS44 | 52.415 | -27.4 | -0.03 | 0.01 | 0.006 | 0.281 | -0.527 |
| STORY2 | D145 | DSTLS44 | 104.831 | -27.29 | 0.04 | 0.01 | 0.006 | -0.045 | -0.161 |
| STORY2 | D145 | DSTLS46 | 0 | -27.31 | -0.1 | 0.01 | 0.025 | 0.701 | -3.833 |
| STORY2 | D145 | DSTLS46 | 52.415 | -27.2 | -0.02 | 0.01 | 0.025 | 0.284 | -0.298 |
| STORY2 | D145 | DSTLS46 | 104.831 | -27.09 | 0.05 | 0.01 | 0.025 | -0.195 | -0.528 |
| STORY2 | D148 | DSTLS44 | 0 | -27.14 | -0.09 | 0.01 | 0.051 | 0.881 | -2.998 |
| STORY2 | D148 | DSTLS44 | 52.415 | -27.03 | -0.01 | 0.01 | 0.051 | 0.309 | -0.052 |
| STORY2 | D148 | DSTLS44 | 104.831 | -26.92 | 0.07 | 0.01 | 0.051 | -0.33 | -0.926 |
| STORY2 | D148 | DSTLS46 | 0 | -27.34 | -0.1 | 0.01 | 0.033 | 0.738 | -3.776 |
| STORY2 | D148 | DSTLS46 | 52.415 | -27.23 | -0.02 | 0.01 | 0.033 | 0.309 | -0.282 |
| STORY2 | D148 | DSTLS46 | 104.831 | -27.12 | 0.05 | 0.01 | 0.033 | -0.187 | -0.557 |
| STORY2 | D149 | DSTLS44 | 0 | -14.34 | -0.02 | 0.01 | 0.018 | 0.628 | 2.337 |
| STORY2 | D149 | DSTLS44 | 52.415 | -14.22 | 0.06 | 0.01 | 0.018 | 0.205 | 1.379 |
| STORY2 | D149 | DSTLS44 | 104.831 | -14.11 | 0.14 | 0.01 | 0.018 | -0.243 | -3.638 |
| STORY2 | D149 | DSTLS46 | 0 | -14.72 | -0.01 | 0.01 | 0.012 | 0.594 | 2.522 |
| STORY2 | D149 | DSTLS46 | 52.415 | -14.61 | 0.06 | 0.01 | 0.012 | 0.2 | 1.43 |
| STORY2 | D149 | DSTLS46 | 104.831 | -14.5 | 0.14 | 0.01 | 0.012 | -0.218 | -3.727 |
| STORY2 | D153 | DSTLS44 | 0 | -27.42 | -0.09 | -0.01 | -0.057 | -0.458 | -3.131 |
| STORY2 | D153 | DSTLS44 | 52.415 | -27.3 | -0.01 | -0.01 | -0.057 | 0.111 | -0.033 |
| STORY2 | D153 | DSTLS44 | 104.831 | -27.19 | 0.06 | -0.01 | -0.057 | 0.656 | -0.758 |
| STORY2 | D153 | DSTLS46 | 0 | -27.21 | -0.08 | -0.01 | -0.04 | -0.327 | -2.534 |
| STORY2 | D153 | DSTLS46 | 52.415 | -27.1 | -0.01 | -0.01 | -0.04 | 0.109 | 0.172 |
| STORY2 | D153 | DSTLS46 | 104.831 | -26.99 | 0.07 | -0.01 | -0.04 | 0.522 | -0.989 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

FRAME FORCES Máximos en cuerdas

| Story | Beam | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|------|---------|--------|-------|-------|----|--------|--------|---------|
| STORY1 | B43 | DSTLS44 | 17.635 | 0 | 0 | 0 | 1.271 | 0 | 10.974 |
| STORY1 | B43 | DSTLS46 | 17.635 | 0 | 0.01 | 0 | 1.681 | 0 | 10.933 |
| STORY1 | B43 | DSTLS46 | 0 | 0 | -0.05 | 0 | 1.681 | 0 | 10.527 |
| STORY1 | B43 | DSTLS44 | 0 | 0 | -0.06 | 0 | 1.271 | 0 | 10.515 |
| STORY1 | B43 | DSTLS44 | 35.27 | 0 | 0.07 | 0 | 1.271 | 0 | 10.343 |
| STORY1 | B43 | DSTLS46 | 35.27 | 0 | 0.07 | 0 | 1.681 | 0 | 10.25 |
| STORY1 | B43 | DSTLS44 | 52.905 | 0 | 0.13 | 0 | 1.271 | 0 | 8.622 |
| STORY1 | B43 | DSTLS46 | 52.905 | 0 | 0.13 | 0 | 1.681 | 0 | 8.477 |
| STORY1 | B42 | DSTLS44 | 36.745 | 0 | -0.01 | 0 | 1.201 | 0 | -0.367 |
| STORY1 | B42 | DSTLS46 | 36.745 | 0 | 0 | 0 | 0.883 | 0 | -0.441 |
| STORY1 | B42 | DSTLS44 | 55.118 | 0 | 0.03 | 0 | 1.201 | 0 | -0.539 |
| STORY1 | B20 | DSTLS44 | 18.373 | 0 | -0.02 | 0 | -0.14 | 0 | -0.481 |
| STORY1 | B20 | DSTLS46 | 18.373 | 0 | -0.02 | 0 | -0.138 | 0 | -0.489 |
| STORY1 | B20 | DSTLS44 | 36.745 | 0 | 0.03 | 0 | -0.14 | 0 | -0.511 |
| STORY1 | B20 | DSTLS46 | 36.745 | 0 | 0.03 | 0 | -0.138 | 0 | -0.52 |
| STORY1 | B16 | DSTLS46 | 18.373 | 0 | -0.01 | 0 | -0.215 | 0 | 0.054 |
| STORY1 | B16 | DSTLS44 | 18.373 | 0 | -0.02 | 0 | -0.212 | 0 | -0.012 |
| STORY1 | B16 | DSTLS46 | 36.745 | 0 | 0.03 | 0 | -0.215 | 0 | -0.108 |
| STORY1 | B16 | DSTLS44 | 36.745 | 0 | 0.03 | 0 | -0.212 | 0 | -0.161 |
| STORY1 | B16 | DSTLS46 | 0 | 0 | -0.06 | 0 | -0.215 | 0 | -0.651 |
| STORY1 | B16 | DSTLS44 | 0 | 0 | -0.06 | 0 | -0.212 | 0 | -0.729 |
| STORY1 | B150 | DSTLS44 | 0 | -0.63 | 1.48 | 0 | 0 | -0.014 | 35.879 |
| STORY1 | B150 | DSTLS46 | 0 | -1.18 | 1.47 | 0 | -0.001 | -0.012 | 35.546 |
| STORY1 | B150 | DSTLS44 | 18.373 | -0.63 | 1.53 | 0 | 0 | 0.007 | 8.228 |
| STORY1 | B150 | DSTLS46 | 18.373 | -1.18 | 1.52 | 0 | -0.001 | 0.007 | 8.108 |
| STORY1 | B150 | DSTLS46 | 36.745 | -1.18 | 1.57 | 0 | -0.001 | 0.026 | -20.309 |
| STORY1 | B150 | DSTLS44 | 36.745 | -0.63 | 1.58 | 0 | 0 | 0.027 | -20.403 |
| STORY1 | B150 | DSTLS46 | 55.118 | -1.18 | 1.62 | 0 | -0.001 | 0.045 | -49.695 |
| STORY1 | B150 | DSTLS44 | 55.118 | -0.63 | 1.64 | 0 | 0 | 0.047 | -50.003 |
| STORY1 | B15 | DSTLS44 | 61.787 | 0 | -0.01 | 0 | 0.746 | 0 | 0.76 |
| STORY1 | B15 | DSTLS46 | 61.787 | 0 | -0.02 | 0 | 0.891 | 0 | 0.638 |
| STORY1 | B15 | DSTLS44 | 80.781 | 0 | 0.04 | 0 | 0.746 | 0 | 0.535 |
| STORY1 | B15 | DSTLS46 | 80.781 | 0 | 0.03 | 0 | 0.891 | 0 | 0.503 |
| STORY1 | B15 | DSTLS44 | 42.793 | 0 | -0.06 | 0 | 0.746 | 0 | 0.06 |
| STORY1 | B15 | DSTLS46 | 42.793 | 0 | -0.07 | 0 | 0.891 | 0 | -0.153 |
| STORY1 | B15 | DSTLS44 | 23.799 | 0 | -0.11 | 0 | 0.746 | 0 | -1.567 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|------|---------|--------|-------|-------|---|--------|--------|---------|
| STORY1 | B15 | DSTLS46 | 23.799 | 0 | -0.11 | 0 | 0.891 | 0 | -1.87 |
| STORY1 | B15 | DSTLS44 | 4.805 | 0 | -0.16 | 0 | 0.746 | 0 | -4.12 |
| STORY1 | B15 | DSTLS46 | 4.805 | 0 | -0.16 | 0 | 0.891 | 0 | -4.514 |
| STORY1 | B149 | DSTLS46 | 55.118 | 0.13 | -0.11 | 0 | -0.075 | 0 | -1.642 |
| STORY1 | B149 | DSTLS44 | 55.118 | 0.15 | -0.11 | 0 | -0.077 | 0.001 | -1.658 |
| STORY1 | B149 | DSTLS46 | 36.745 | 0.13 | -0.17 | 0 | -0.075 | 0.003 | -4.223 |
| STORY1 | B149 | DSTLS44 | 36.745 | 0.15 | -0.17 | 0 | -0.077 | 0.007 | -4.241 |
| STORY1 | B149 | DSTLS46 | 18.373 | 0.13 | -0.22 | 0 | -0.075 | 0.006 | -7.78 |
| STORY1 | B149 | DSTLS44 | 18.373 | 0.15 | -0.22 | 0 | -0.077 | 0.012 | -7.8 |
| STORY1 | B149 | DSTLS46 | 0 | 0.13 | -0.27 | 0 | -0.075 | 0.01 | -12.316 |
| STORY1 | B149 | DSTLS44 | 0 | 0.15 | -0.27 | 0 | -0.077 | 0.018 | -12.336 |
| STORY1 | B148 | DSTLS44 | 55.118 | -0.09 | -0.11 | 0 | 0.078 | 0.005 | -1.675 |
| STORY1 | B148 | DSTLS46 | 55.118 | -0.07 | -0.11 | 0 | 0.078 | 0.006 | -1.681 |
| STORY1 | B148 | DSTLS44 | 36.745 | -0.09 | -0.17 | 0 | 0.078 | 0.015 | -4.244 |
| STORY1 | B148 | DSTLS46 | 36.745 | -0.07 | -0.17 | 0 | 0.078 | 0.017 | -4.276 |
| STORY1 | B148 | DSTLS44 | 18.373 | -0.09 | -0.22 | 0 | 0.078 | 0.024 | -7.791 |
| STORY1 | B148 | DSTLS46 | 18.373 | -0.07 | -0.22 | 0 | 0.078 | 0.028 | -7.848 |
| STORY1 | B148 | DSTLS44 | 0 | -0.09 | -0.27 | 0 | 0.078 | 0.034 | -12.313 |
| STORY1 | B148 | DSTLS46 | 0 | -0.07 | -0.27 | 0 | 0.078 | 0.039 | -12.396 |
| STORY1 | B147 | DSTLS46 | 0 | -0.05 | 0.03 | 0 | -0.001 | 0.001 | -8.69 |
| STORY1 | B147 | DSTLS44 | 0 | 0.01 | 0.03 | 0 | 0 | 0.005 | -8.923 |
| STORY1 | B147 | DSTLS44 | 118.11 | -0.58 | -0.03 | 0 | 0 | -0.017 | -9.062 |
| STORY1 | B147 | DSTLS46 | 118.11 | -0.66 | -0.03 | 0 | 0 | -0.017 | -9.064 |
| STORY1 | B147 | DSTLS46 | 19.685 | -0.05 | 0.08 | 0 | -0.001 | 0.01 | -9.796 |
| STORY1 | B147 | DSTLS44 | 19.685 | 0.01 | 0.08 | 0 | 0 | 0.014 | -10.027 |
| STORY1 | B147 | DSTLS46 | 98.425 | -0.66 | -0.08 | 0 | 0 | -0.025 | -10.177 |
| STORY1 | B147 | DSTLS44 | 98.425 | -0.58 | -0.08 | 0 | 0 | -0.023 | -10.185 |
| STORY1 | B147 | DSTLS46 | 39.37 | -0.05 | 0.14 | 0 | -0.001 | 0.018 | -12.023 |
| STORY1 | B147 | DSTLS44 | 39.37 | 0.01 | 0.14 | 0 | 0 | 0.022 | -12.252 |
| STORY1 | B147 | DSTLS46 | 78.74 | -0.66 | -0.14 | 0 | 0 | -0.032 | -12.408 |
| STORY1 | B147 | DSTLS44 | 78.74 | -0.58 | -0.14 | 0 | 0 | -0.03 | -12.425 |
| STORY1 | B147 | DSTLS46 | 59.055 | -0.05 | 0.2 | 0 | -0.001 | 0.027 | -15.371 |
| STORY1 | B147 | DSTLS44 | 59.055 | 0.01 | 0.2 | 0 | 0 | 0.031 | -15.598 |
| STORY1 | B147 | DSTLS46 | 59.055 | -0.66 | -0.2 | 0 | 0 | -0.039 | -15.754 |
| STORY1 | B147 | DSTLS44 | 59.055 | -0.58 | -0.2 | 0 | 0 | -0.037 | -15.782 |
| STORY1 | B146 | DSTLS46 | 98.425 | 0.24 | -0.01 | 0 | 0 | 0.01 | -0.236 |
| STORY1 | B146 | DSTLS44 | 98.425 | 0.17 | -0.01 | 0 | 0 | 0.01 | -0.301 |
| STORY1 | B146 | DSTLS44 | 19.685 | 0.17 | 0.01 | 0 | 0 | -0.009 | -0.368 |
| STORY1 | B146 | DSTLS46 | 19.685 | 0.24 | 0.01 | 0 | 0 | -0.008 | -0.404 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|------|---------|--------|-------|-------|---|--------|--------|---------|
| STORY1 | B146 | DSTLS46 | 118.11 | 0.24 | 0.05 | 0 | 0 | 0.015 | -0.57 |
| STORY1 | B146 | DSTLS44 | 118.11 | 0.17 | 0.05 | 0 | 0 | 0.015 | -0.653 |
| STORY1 | B146 | DSTLS44 | 0 | 0.17 | -0.05 | 0 | 0 | -0.014 | -0.752 |
| STORY1 | B146 | DSTLS46 | 0 | 0.24 | -0.05 | 0 | 0 | -0.011 | -0.82 |
| STORY1 | B146 | DSTLS46 | 78.74 | 0.24 | -0.07 | 0 | 0 | 0.005 | -1.024 |
| STORY1 | B146 | DSTLS44 | 78.74 | 0.17 | -0.07 | 0 | 0 | 0.005 | -1.071 |
| STORY1 | B146 | DSTLS44 | 39.37 | 0.17 | 0.07 | 0 | 0 | -0.005 | -1.105 |
| STORY1 | B146 | DSTLS46 | 39.37 | 0.24 | 0.06 | 0 | 0 | -0.004 | -1.11 |
| STORY1 | B146 | DSTLS46 | 59.055 | 0.24 | -0.13 | 0 | 0 | 0 | -2.933 |
| STORY1 | B146 | DSTLS46 | 59.055 | 0.24 | 0.12 | 0 | 0 | 0 | -2.937 |
| STORY1 | B146 | DSTLS44 | 59.055 | 0.17 | -0.12 | 0 | 0 | 0 | -2.962 |
| STORY1 | B146 | DSTLS44 | 59.055 | 0.17 | 0.12 | 0 | 0 | 0 | -2.963 |
| STORY1 | B135 | DSTLS46 | 0 | -0.25 | 1.46 | 0 | 0 | -0.012 | 35.318 |
| STORY1 | B135 | DSTLS44 | 0 | -0.81 | 1.45 | 0 | 0 | -0.011 | 35.001 |
| STORY1 | B135 | DSTLS46 | 18.373 | -0.25 | 1.51 | 0 | 0 | 0.007 | 8.026 |
| STORY1 | B135 | DSTLS44 | 18.373 | -0.81 | 1.5 | 0 | 0 | 0.007 | 7.912 |
| STORY1 | B135 | DSTLS44 | 36.745 | -0.81 | 1.55 | 0 | 0 | 0.025 | -20.156 |
| STORY1 | B135 | DSTLS46 | 36.745 | -0.25 | 1.56 | 0 | 0 | 0.026 | -20.245 |
| STORY1 | B135 | DSTLS44 | 55.118 | -0.81 | 1.61 | 0 | 0 | 0.043 | -49.193 |
| STORY1 | B135 | DSTLS46 | 55.118 | -0.25 | 1.62 | 0 | 0 | 0.045 | -49.485 |
| STORY1 | B134 | DSTLS44 | 0 | 0.12 | 0.11 | 0 | -0.073 | 0 | -1.631 |
| STORY1 | B134 | DSTLS46 | 0 | 0.14 | 0.11 | 0 | -0.075 | -0.001 | -1.646 |
| STORY1 | B134 | DSTLS44 | 18.373 | 0.12 | 0.16 | 0 | -0.073 | -0.004 | -4.161 |
| STORY1 | B134 | DSTLS46 | 18.373 | 0.14 | 0.16 | 0 | -0.075 | -0.008 | -4.18 |
| STORY1 | B134 | DSTLS44 | 36.745 | 0.12 | 0.22 | 0 | -0.073 | -0.009 | -7.668 |
| STORY1 | B134 | DSTLS46 | 36.745 | 0.14 | 0.22 | 0 | -0.075 | -0.014 | -7.69 |
| STORY1 | B134 | DSTLS44 | 55.118 | 0.12 | 0.27 | 0 | -0.073 | -0.013 | -12.153 |
| STORY1 | B134 | DSTLS46 | 55.118 | 0.14 | 0.27 | 0 | -0.075 | -0.021 | -12.178 |
| STORY1 | B133 | DSTLS46 | 55.118 | -0.07 | -0.12 | 0 | 0.077 | 0.005 | -1.669 |
| STORY1 | B133 | DSTLS44 | 55.118 | -0.04 | -0.12 | 0 | 0.077 | 0.005 | -1.675 |
| STORY1 | B133 | DSTLS46 | 36.745 | -0.07 | -0.17 | 0 | 0.077 | 0.012 | -4.328 |
| STORY1 | B133 | DSTLS44 | 36.745 | -0.04 | -0.17 | 0 | 0.077 | 0.015 | -4.359 |
| STORY1 | B133 | DSTLS46 | 18.373 | -0.07 | -0.22 | 0 | 0.077 | 0.02 | -7.963 |
| STORY1 | B133 | DSTLS44 | 18.373 | -0.04 | -0.23 | 0 | 0.077 | 0.024 | -8.021 |
| STORY1 | B133 | DSTLS46 | 0 | -0.07 | -0.28 | 0 | 0.077 | 0.028 | -12.574 |
| STORY1 | B133 | DSTLS44 | 0 | -0.04 | -0.28 | 0 | 0.077 | 0.033 | -12.658 |
| STORY1 | B131 | DSTLS44 | 118.11 | -0.1 | -0.03 | 0 | -0.002 | 0 | -8.461 |
| STORY1 | B131 | DSTLS46 | 118.11 | -0.04 | -0.03 | 0 | -0.001 | -0.004 | -8.679 |
| STORY1 | B131 | DSTLS44 | 0 | -0.71 | 0.03 | 0 | -0.001 | 0.015 | -8.937 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|------|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B131 | DSTLS46 | 0 | -0.64 | 0.03 | 0 | 0 | 0.014 | -8.943 |
| STORY1 | B131 | DSTLS44 | 98.425 | -0.1 | -0.08 | 0 | -0.002 | -0.01 | -9.572 |
| STORY1 | B131 | DSTLS46 | 98.425 | -0.04 | -0.08 | 0 | -0.001 | -0.014 | -9.786 |
| STORY1 | B131 | DSTLS44 | 19.685 | -0.71 | 0.08 | 0 | -0.001 | 0.022 | -10.023 |
| STORY1 | B131 | DSTLS46 | 19.685 | -0.64 | 0.08 | 0 | 0 | 0.021 | -10.037 |
| STORY1 | B131 | DSTLS44 | 78.74 | -0.1 | -0.14 | 0 | -0.002 | -0.019 | -11.803 |
| STORY1 | B131 | DSTLS46 | 78.74 | -0.04 | -0.14 | 0 | -0.001 | -0.023 | -12.015 |
| STORY1 | B131 | DSTLS44 | 39.37 | -0.71 | 0.14 | 0 | -0.001 | 0.03 | -12.225 |
| STORY1 | B131 | DSTLS46 | 39.37 | -0.64 | 0.14 | 0 | 0 | 0.028 | -12.248 |
| STORY1 | B131 | DSTLS44 | 59.055 | -0.1 | -0.2 | 0 | -0.002 | -0.028 | -15.156 |
| STORY1 | B131 | DSTLS46 | 59.055 | -0.04 | -0.2 | 0 | -0.001 | -0.032 | -15.364 |
| STORY1 | B131 | DSTLS44 | 59.055 | -0.71 | 0.2 | 0 | -0.001 | 0.037 | -15.544 |
| STORY1 | B131 | DSTLS46 | 59.055 | -0.64 | 0.2 | 0 | 0 | 0.035 | -15.575 |
| STORY1 | B124 | DSTLS46 | 39.37 | -0.39 | -0.03 | -0.03 | 0.046 | 3.026 | 2.009 |
| STORY1 | B124 | DSTLS46 | 59.055 | -0.39 | 0.04 | -0.03 | 0.046 | 3.599 | 1.929 |
| STORY1 | B124 | DSTLS44 | 39.37 | -0.24 | 0.01 | -0.01 | 0.036 | 2.817 | 1.58 |
| STORY1 | B124 | DSTLS44 | 19.685 | -0.24 | -0.06 | -0.01 | 0.036 | 2.594 | 1.131 |
| STORY1 | B124 | DSTLS46 | 19.685 | -0.39 | -0.1 | -0.03 | 0.046 | 2.452 | 0.731 |
| STORY1 | B124 | DSTLS44 | 59.055 | -0.24 | 0.08 | -0.01 | 0.036 | 3.04 | 0.67 |
| STORY1 | B124 | DSTLS44 | 0 | -0.24 | -0.13 | -0.01 | 0.036 | 2.37 | -0.675 |
| STORY1 | B124 | DSTLS46 | 0 | -0.39 | -0.17 | -0.03 | 0.046 | 1.878 | -1.906 |
| STORY1 | B123 | DSTLS44 | 0 | 0.57 | -0.03 | 0.02 | 1.606 | -3.597 | 4.488 |
| STORY1 | B123 | DSTLS44 | 19.685 | 0.57 | 0.04 | 0.02 | 1.606 | -3.948 | 4.386 |
| STORY1 | B123 | DSTLS46 | 19.685 | 0.55 | -0.01 | 0 | 1.734 | -4.124 | 3.995 |
| STORY1 | B123 | DSTLS46 | 39.37 | 0.55 | 0.06 | 0 | 1.734 | -4.195 | 3.49 |
| STORY1 | B123 | DSTLS46 | 0 | 0.55 | -0.08 | 0 | 1.734 | -4.055 | 3.143 |
| STORY1 | B123 | DSTLS44 | 39.37 | 0.57 | 0.11 | 0.02 | 1.606 | -4.3 | 2.926 |
| STORY1 | B123 | DSTLS46 | 59.055 | 0.55 | 0.13 | 0 | 1.734 | -4.266 | 1.628 |
| STORY1 | B123 | DSTLS44 | 59.055 | 0.57 | 0.18 | 0.02 | 1.606 | -4.653 | 0.11 |
| STORY1 | B122 | DSTLS44 | 0 | -0.23 | 0 | -0.05 | 0.066 | -4.174 | 3.188 |
| STORY1 | B122 | DSTLS44 | 19.685 | -0.23 | 0.07 | -0.05 | 0.066 | -3.245 | 2.429 |
| STORY1 | B122 | DSTLS46 | 19.685 | -0.11 | 0.03 | -0.03 | 0.057 | -3.037 | 2.007 |
| STORY1 | B122 | DSTLS46 | 0 | -0.11 | -0.04 | -0.03 | 0.057 | -3.62 | 1.945 |
| STORY1 | B122 | DSTLS46 | 39.37 | -0.11 | 0.1 | -0.03 | 0.057 | -2.454 | 0.711 |
| STORY1 | B122 | DSTLS44 | 39.37 | -0.23 | 0.14 | -0.05 | 0.066 | -2.315 | 0.312 |
| STORY1 | B122 | DSTLS46 | 59.055 | -0.11 | 0.17 | -0.03 | 0.057 | -1.871 | -1.943 |
| STORY1 | B122 | DSTLS44 | 59.055 | -0.23 | 0.21 | -0.05 | 0.066 | -1.384 | -3.163 |
| STORY1 | B121 | DSTLS44 | 19.685 | 0.49 | -0.01 | -0.01 | 1.728 | 4.136 | 4.083 |
| STORY1 | B121 | DSTLS46 | 39.37 | 0.52 | 0.01 | 0 | 1.617 | 4.18 | 3.976 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|------|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B121 | DSTLS44 | 39.37 | 0.49 | 0.06 | -0.01 | 1.728 | 4.363 | 3.59 |
| STORY1 | B121 | DSTLS46 | 19.685 | 0.52 | -0.06 | 0 | 1.617 | 4.238 | 3.506 |
| STORY1 | B121 | DSTLS44 | 0 | 0.49 | -0.08 | -0.01 | 1.728 | 3.91 | 3.218 |
| STORY1 | B121 | DSTLS46 | 59.055 | 0.52 | 0.08 | 0 | 1.617 | 4.124 | 3.088 |
| STORY1 | B121 | DSTLS44 | 59.055 | 0.49 | 0.13 | -0.01 | 1.728 | 4.591 | 1.74 |
| STORY1 | B121 | DSTLS46 | 0 | 0.52 | -0.13 | 0 | 1.617 | 4.296 | 1.679 |
| STORY1 | B12 | DSTLS46 | 35.659 | 0 | 0.01 | 0 | -0.641 | 0 | 0.668 |
| STORY1 | B12 | DSTLS44 | 35.659 | 0 | 0.01 | 0 | -0.623 | 0 | 0.593 |
| STORY1 | B12 | DSTLS44 | 19.459 | 0 | -0.03 | 0 | -0.623 | 0 | 0.466 |
| STORY1 | B12 | DSTLS46 | 19.459 | 0 | -0.04 | 0 | -0.641 | 0 | 0.417 |
| STORY1 | B12 | DSTLS46 | 51.858 | 0 | 0.05 | 0 | -0.641 | 0 | 0.246 |
| STORY1 | B12 | DSTLS44 | 51.858 | 0 | 0.05 | 0 | -0.623 | 0 | 0.046 |
| STORY1 | B12 | DSTLS44 | 3.26 | 0 | -0.07 | 0 | -0.623 | 0 | -0.335 |
| STORY1 | B12 | DSTLS46 | 3.26 | 0 | -0.08 | 0 | -0.641 | 0 | -0.508 |
| STORY1 | B118 | DSTLS44 | 19.685 | 0.23 | 0.01 | 0 | 0 | -0.009 | -0.187 |
| STORY1 | B118 | DSTLS46 | 19.685 | 0.16 | 0.01 | 0 | 0 | -0.008 | -0.246 |
| STORY1 | B118 | DSTLS46 | 98.425 | 0.16 | -0.01 | 0 | 0 | 0.01 | -0.375 |
| STORY1 | B118 | DSTLS44 | 98.425 | 0.23 | -0.01 | 0 | 0 | 0.008 | -0.408 |
| STORY1 | B118 | DSTLS44 | 0 | 0.23 | -0.05 | 0 | 0 | -0.013 | -0.518 |
| STORY1 | B118 | DSTLS46 | 0 | 0.16 | -0.05 | 0 | 0 | -0.013 | -0.594 |
| STORY1 | B118 | DSTLS46 | 118.11 | 0.16 | 0.05 | 0 | 0 | 0.014 | -0.786 |
| STORY1 | B118 | DSTLS44 | 118.11 | 0.23 | 0.05 | 0 | 0 | 0.012 | -0.847 |
| STORY1 | B118 | DSTLS44 | 39.37 | 0.23 | 0.07 | 0 | 0 | -0.004 | -0.976 |
| STORY1 | B118 | DSTLS46 | 39.37 | 0.16 | 0.07 | 0 | 0 | -0.004 | -1.02 |
| STORY1 | B118 | DSTLS46 | 78.74 | 0.16 | -0.06 | 0 | 0 | 0.005 | -1.085 |
| STORY1 | B118 | DSTLS44 | 78.74 | 0.23 | -0.06 | 0 | 0 | 0.004 | -1.089 |
| STORY1 | B118 | DSTLS44 | 59.055 | 0.23 | 0.13 | 0 | 0 | 0 | -2.887 |
| STORY1 | B118 | DSTLS44 | 59.055 | 0.23 | -0.12 | 0 | 0 | 0 | -2.892 |
| STORY1 | B118 | DSTLS46 | 59.055 | 0.16 | 0.12 | 0 | 0 | 0.001 | -2.914 |
| STORY1 | B118 | DSTLS46 | 59.055 | 0.16 | -0.12 | 0 | 0 | 0.001 | -2.917 |
| STORY1 | B112 | DSTLS46 | 55.118 | -1.69 | -0.16 | -0.09 | 0.817 | -0.967 | 1.931 |
| STORY1 | B112 | DSTLS44 | 55.118 | -2.4 | -0.17 | -0.11 | 0.739 | -0.467 | 1.927 |
| STORY1 | B112 | DSTLS46 | 36.745 | -1.69 | -0.23 | -0.09 | 0.817 | -2.612 | -1.673 |
| STORY1 | B112 | DSTLS44 | 36.745 | -2.4 | -0.24 | -0.11 | 0.739 | -2.409 | -1.815 |
| STORY1 | B112 | DSTLS46 | 18.373 | -1.69 | -0.29 | -0.09 | 0.817 | -4.255 | -6.458 |
| STORY1 | B112 | DSTLS44 | 18.373 | -2.4 | -0.3 | -0.11 | 0.739 | -4.35 | -6.738 |
| STORY1 | B112 | DSTLS46 | 0 | -1.69 | -0.36 | -0.09 | 0.817 | -5.897 | -12.422 |
| STORY1 | B112 | DSTLS44 | 0 | -2.4 | -0.36 | -0.11 | 0.739 | -6.288 | -12.841 |
| STORY1 | B111 | DSTLS44 | 55.118 | 2.27 | 0.02 | 0.07 | -0.897 | 2.352 | -0.539 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|------|---------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY1 | B111 | DSTLS44 | 36.745 | 2.27 | -0.04 | 0.07 | -0.897 | 3.551 | -0.719 |
| STORY1 | B111 | DSTLS46 | 36.745 | 1.11 | -0.03 | 0.08 | -0.764 | 3.284 | -0.823 |
| STORY1 | B111 | DSTLS46 | 55.118 | 1.11 | 0.04 | 0.08 | -0.764 | 1.819 | -0.92 |
| STORY1 | B111 | DSTLS46 | 18.373 | 1.11 | -0.09 | 0.08 | -0.764 | 4.752 | -1.909 |
| STORY1 | B111 | DSTLS44 | 18.373 | 2.27 | -0.11 | 0.07 | -0.897 | 4.752 | -2.082 |
| STORY1 | B111 | DSTLS46 | 0 | 1.11 | -0.16 | 0.08 | -0.764 | 6.221 | -4.18 |
| STORY1 | B111 | DSTLS44 | 0 | 2.27 | -0.17 | 0.07 | -0.897 | 5.955 | -4.629 |
| STORY1 | B110 | DSTLS46 | 0 | 1.45 | -0.02 | 0.08 | -0.757 | -1.794 | -0.597 |
| STORY1 | B110 | DSTLS46 | 18.373 | 1.45 | 0.05 | 0.08 | -0.757 | -3.249 | -0.89 |
| STORY1 | B110 | DSTLS44 | 18.373 | 0.3 | 0.03 | 0.09 | -0.63 | -2.986 | -0.984 |
| STORY1 | B110 | DSTLS44 | 0 | 0.3 | -0.03 | 0.09 | -0.63 | -1.262 | -0.998 |
| STORY1 | B110 | DSTLS44 | 36.745 | 0.3 | 0.1 | 0.09 | -0.63 | -4.712 | -2.154 |
| STORY1 | B110 | DSTLS46 | 36.745 | 1.45 | 0.11 | 0.08 | -0.757 | -4.706 | -2.367 |
| STORY1 | B110 | DSTLS44 | 55.118 | 0.3 | 0.16 | 0.09 | -0.63 | -6.44 | -4.508 |
| STORY1 | B110 | DSTLS46 | 55.118 | 1.45 | 0.18 | 0.08 | -0.757 | -6.165 | -5.029 |
| STORY1 | B109 | DSTLS46 | 0 | -1.07 | 0.2 | -0.09 | 0.818 | 0.979 | 2.568 |
| STORY1 | B109 | DSTLS44 | 0 | -0.45 | 0.19 | -0.07 | 0.897 | 1.477 | 2.497 |
| STORY1 | B109 | DSTLS44 | 18.373 | -0.45 | 0.26 | -0.07 | 0.897 | 2.805 | -1.63 |
| STORY1 | B109 | DSTLS46 | 18.373 | -1.07 | 0.27 | -0.09 | 0.818 | 2.603 | -1.782 |
| STORY1 | B109 | DSTLS44 | 36.745 | -0.45 | 0.32 | -0.07 | 0.897 | 4.132 | -6.94 |
| STORY1 | B109 | DSTLS46 | 36.745 | -1.07 | 0.33 | -0.09 | 0.818 | 4.225 | -7.315 |
| STORY1 | B109 | DSTLS44 | 55.118 | -0.45 | 0.39 | -0.07 | 0.897 | 5.456 | -13.428 |
| STORY1 | B109 | DSTLS46 | 55.118 | -1.07 | 0.4 | -0.09 | 0.818 | 5.845 | -14.026 |
| STORY2 | B84 | DSTLS46 | 69.966 | 7.07 | 0.03 | 0.03 | 0.494 | -0.374 | 1.39 |
| STORY2 | B84 | DSTLS46 | 46.644 | 7.07 | -0.05 | 0.03 | 0.494 | 0.324 | 1.019 |
| STORY2 | B84 | DSTLS44 | 69.966 | 7.81 | 0.04 | 0.03 | 0.562 | -0.329 | 0.888 |
| STORY2 | B84 | DSTLS44 | 46.644 | 7.81 | -0.05 | 0.03 | 0.562 | 0.446 | 0.738 |
| STORY2 | B84 | DSTLS46 | 93.288 | 7.07 | 0.11 | 0.03 | 0.494 | -1.074 | -0.147 |
| STORY2 | B84 | DSTLS44 | 93.288 | 7.81 | 0.12 | 0.03 | 0.562 | -1.106 | -0.873 |
| STORY2 | B84 | DSTLS46 | 23.322 | 7.07 | -0.14 | 0.03 | 0.494 | 1.024 | -1.262 |
| STORY2 | B84 | DSTLS44 | 23.322 | 7.81 | -0.13 | 0.03 | 0.562 | 1.223 | -1.322 |
| STORY2 | B84 | DSTLS46 | 116.61 | 7.07 | 0.19 | 0.03 | 0.494 | -1.779 | -3.592 |
| STORY2 | B84 | DSTLS44 | 116.61 | 7.81 | 0.2 | 0.03 | 0.562 | -1.888 | -4.544 |
| STORY2 | B84 | DSTLS44 | 0 | 7.81 | -0.21 | 0.03 | 0.562 | 2.006 | -5.295 |
| STORY2 | B84 | DSTLS46 | 0 | 7.07 | -0.22 | 0.03 | 0.494 | 1.729 | -5.453 |
| STORY2 | B83 | DSTLS44 | 47.244 | -22.55 | 0 | 0.02 | 0.393 | 0.385 | 3.19 |
| STORY2 | B83 | DSTLS46 | 47.244 | -23.05 | 0 | 0.02 | 0.386 | 0.345 | 3.15 |
| STORY2 | B83 | DSTLS44 | 23.622 | -22.55 | -0.08 | 0.02 | 0.393 | 1.006 | 2.394 |
| STORY2 | B83 | DSTLS46 | 23.622 | -23.05 | -0.08 | 0.02 | 0.386 | 0.973 | 2.39 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|--------|-------|------|-------|--------|--------|
| STORY2 | B83 | DSTLS44 | 70.866 | -22.55 | 0.08 | 0.02 | 0.393 | -0.242 | 2.009 |
| STORY2 | B83 | DSTLS46 | 70.866 | -23.05 | 0.08 | 0.02 | 0.386 | -0.287 | 1.934 |
| STORY2 | B83 | DSTLS46 | 0 | -23.05 | -0.16 | 0.02 | 0.386 | 1.585 | -0.365 |
| STORY2 | B83 | DSTLS44 | 0 | -22.55 | -0.17 | 0.02 | 0.393 | 1.612 | -0.396 |
| STORY2 | B83 | DSTLS44 | 94.488 | -22.55 | 0.17 | 0.02 | 0.393 | -0.866 | -1.132 |
| STORY2 | B83 | DSTLS46 | 94.488 | -23.05 | 0.17 | 0.02 | 0.386 | -0.915 | -1.24 |
| STORY2 | B83 | DSTLS44 | 118.11 | -22.55 | 0.25 | 0.02 | 0.393 | -1.476 | -6.213 |
| STORY2 | B83 | DSTLS46 | 118.11 | -23.05 | 0.25 | 0.02 | 0.386 | -1.529 | -6.353 |
| STORY2 | B82 | DSTLS46 | 47.244 | -38.74 | -0.04 | 0.02 | 0.369 | 0.319 | 3.668 |
| STORY2 | B82 | DSTLS44 | 47.244 | -38.66 | -0.04 | 0.02 | 0.365 | 0.326 | 3.651 |
| STORY2 | B82 | DSTLS46 | 70.866 | -38.74 | 0.05 | 0.02 | 0.369 | -0.274 | 3.464 |
| STORY2 | B82 | DSTLS44 | 70.866 | -38.66 | 0.05 | 0.02 | 0.365 | -0.256 | 3.422 |
| STORY2 | B82 | DSTLS44 | 23.622 | -38.66 | -0.12 | 0.02 | 0.365 | 0.9 | 1.877 |
| STORY2 | B82 | DSTLS46 | 23.622 | -38.74 | -0.12 | 0.02 | 0.369 | 0.904 | 1.868 |
| STORY2 | B82 | DSTLS46 | 94.488 | -38.74 | 0.13 | 0.02 | 0.369 | -0.86 | 1.263 |
| STORY2 | B82 | DSTLS44 | 94.488 | -38.66 | 0.13 | 0.02 | 0.365 | -0.832 | 1.197 |
| STORY2 | B82 | DSTLS44 | 0 | -38.66 | -0.2 | 0.02 | 0.365 | 1.451 | -1.906 |
| STORY2 | B82 | DSTLS46 | 0 | -38.74 | -0.2 | 0.02 | 0.369 | 1.465 | -1.94 |
| STORY2 | B82 | DSTLS46 | 118.11 | -38.74 | 0.21 | 0.02 | 0.369 | -1.424 | -2.93 |
| STORY2 | B82 | DSTLS44 | 118.11 | -38.66 | 0.21 | 0.02 | 0.365 | -1.387 | -3.019 |
| STORY2 | B81 | DSTLS44 | 70.866 | -38.94 | 0.04 | 0.02 | 0.374 | -0.307 | 3.68 |
| STORY2 | B81 | DSTLS46 | 70.866 | -38.65 | 0.04 | 0.02 | 0.378 | -0.315 | 3.66 |
| STORY2 | B81 | DSTLS44 | 47.244 | -38.94 | -0.05 | 0.02 | 0.374 | 0.3 | 3.417 |
| STORY2 | B81 | DSTLS46 | 47.244 | -38.65 | -0.05 | 0.02 | 0.378 | 0.293 | 3.378 |
| STORY2 | B81 | DSTLS44 | 94.488 | -38.94 | 0.12 | 0.02 | 0.374 | -0.906 | 1.939 |
| STORY2 | B81 | DSTLS46 | 94.488 | -38.65 | 0.12 | 0.02 | 0.378 | -0.916 | 1.939 |
| STORY2 | B81 | DSTLS44 | 23.622 | -38.94 | -0.13 | 0.02 | 0.374 | 0.9 | 1.158 |
| STORY2 | B81 | DSTLS46 | 23.622 | -38.65 | -0.13 | 0.02 | 0.378 | 0.894 | 1.102 |
| STORY2 | B81 | DSTLS46 | 118.11 | -38.65 | 0.2 | 0.02 | 0.378 | -1.492 | -1.792 |
| STORY2 | B81 | DSTLS44 | 118.11 | -38.94 | 0.2 | 0.02 | 0.374 | -1.482 | -1.811 |
| STORY2 | B81 | DSTLS44 | 0 | -38.94 | -0.21 | 0.02 | 0.374 | 1.476 | -3.09 |
| STORY2 | B81 | DSTLS46 | 0 | -38.65 | -0.21 | 0.02 | 0.378 | 1.472 | -3.164 |
| STORY2 | B80 | DSTLS46 | 70.866 | -22.77 | 0 | 0.02 | 0.387 | -0.38 | 3.286 |
| STORY2 | B80 | DSTLS44 | 70.866 | -23.49 | 0 | 0.02 | 0.376 | -0.334 | 3.277 |
| STORY2 | B80 | DSTLS46 | 94.488 | -22.77 | 0.09 | 0.02 | 0.387 | -1 | 2.396 |
| STORY2 | B80 | DSTLS44 | 94.488 | -23.49 | 0.09 | 0.02 | 0.376 | -0.947 | 2.387 |
| STORY2 | B80 | DSTLS46 | 47.244 | -22.77 | -0.08 | 0.02 | 0.387 | 0.246 | 2.198 |
| STORY2 | B80 | DSTLS44 | 47.244 | -23.49 | -0.08 | 0.02 | 0.376 | 0.285 | 2.188 |
| STORY2 | B80 | DSTLS46 | 118.11 | -22.77 | 0.17 | 0.02 | 0.387 | -1.605 | -0.488 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|--------|-------|------|-------|--------|--------|
| STORY2 | B80 | DSTLS44 | 118.11 | -23.49 | 0.17 | 0.02 | 0.376 | -1.547 | -0.497 |
| STORY2 | B80 | DSTLS46 | 23.622 | -22.77 | -0.16 | 0.02 | 0.387 | 0.868 | -0.851 |
| STORY2 | B80 | DSTLS44 | 23.622 | -23.49 | -0.16 | 0.02 | 0.376 | 0.899 | -0.861 |
| STORY2 | B80 | DSTLS46 | 0 | -22.77 | -0.24 | 0.02 | 0.387 | 1.477 | -5.846 |
| STORY2 | B80 | DSTLS44 | 0 | -23.49 | -0.24 | 0.02 | 0.376 | 1.5 | -5.856 |
| STORY2 | B79 | DSTLS44 | 70.866 | 6.36 | 0.03 | 0.03 | 0.487 | -0.139 | 1.015 |
| STORY2 | B79 | DSTLS46 | 70.866 | 7.3 | 0.03 | 0.03 | 0.528 | -0.255 | 0.906 |
| STORY2 | B79 | DSTLS44 | 47.244 | 6.36 | -0.05 | 0.03 | 0.487 | 0.509 | 0.778 |
| STORY2 | B79 | DSTLS46 | 47.244 | 7.3 | -0.05 | 0.03 | 0.528 | 0.474 | 0.719 |
| STORY2 | B79 | DSTLS44 | 94.488 | 6.36 | 0.11 | 0.03 | 0.487 | -0.787 | -0.706 |
| STORY2 | B79 | DSTLS46 | 94.488 | 7.3 | 0.11 | 0.03 | 0.528 | -0.986 | -0.868 |
| STORY2 | B79 | DSTLS44 | 23.622 | 6.36 | -0.14 | 0.03 | 0.487 | 1.16 | -1.42 |
| STORY2 | B79 | DSTLS46 | 23.622 | 7.3 | -0.13 | 0.03 | 0.528 | 1.206 | -1.428 |
| STORY2 | B79 | DSTLS44 | 118.11 | 6.36 | 0.19 | 0.03 | 0.487 | -1.44 | -4.386 |
| STORY2 | B79 | DSTLS46 | 118.11 | 7.3 | 0.2 | 0.03 | 0.528 | -1.722 | -4.601 |
| STORY2 | B79 | DSTLS46 | 0 | 7.3 | -0.22 | 0.03 | 0.528 | 1.944 | -5.537 |
| STORY2 | B79 | DSTLS44 | 0 | 6.36 | -0.22 | 0.03 | 0.487 | 1.816 | -5.58 |
| STORY2 | B78 | DSTLS46 | 2 | 0.04 | -0.01 | 0.05 | 0.349 | 1.617 | 0.272 |
| STORY2 | B78 | DSTLS44 | 2 | 0.03 | -0.02 | 0.03 | 0.038 | 1.198 | 0.267 |
| STORY2 | B78 | DSTLS44 | 21.018 | 0.03 | 0.05 | 0.03 | 0.038 | 0.582 | -0.041 |
| STORY2 | B78 | DSTLS46 | 21.018 | 0.04 | 0.05 | 0.05 | 0.349 | 0.755 | -0.087 |
| STORY2 | B78 | DSTLS44 | 40.037 | 0.03 | 0.12 | 0.03 | 0.038 | -0.034 | -1.617 |
| STORY2 | B78 | DSTLS46 | 40.037 | 0.04 | 0.12 | 0.05 | 0.349 | -0.108 | -1.714 |
| STORY2 | B78 | DSTLS44 | 59.055 | 0.03 | 0.18 | 0.03 | 0.038 | -0.65 | -4.46 |
| STORY2 | B78 | DSTLS46 | 59.055 | 0.04 | 0.19 | 0.05 | 0.349 | -0.97 | -4.609 |
| STORY2 | B77 | DSTLS46 | 47.244 | 7.25 | -0.03 | 0.03 | 0.525 | 0.257 | 0.909 |
| STORY2 | B77 | DSTLS44 | 47.244 | 8.21 | -0.03 | 0.04 | 0.561 | 0.377 | 0.798 |
| STORY2 | B77 | DSTLS46 | 70.866 | 7.25 | 0.05 | 0.03 | 0.525 | -0.469 | 0.728 |
| STORY2 | B77 | DSTLS44 | 70.866 | 8.21 | 0.05 | 0.04 | 0.561 | -0.424 | 0.668 |
| STORY2 | B77 | DSTLS46 | 23.622 | 7.25 | -0.11 | 0.03 | 0.525 | 0.985 | -0.869 |
| STORY2 | B77 | DSTLS44 | 23.622 | 8.21 | -0.12 | 0.04 | 0.561 | 1.179 | -1.032 |
| STORY2 | B77 | DSTLS46 | 94.488 | 7.25 | 0.13 | 0.03 | 0.525 | -1.198 | -1.415 |
| STORY2 | B77 | DSTLS44 | 94.488 | 8.21 | 0.13 | 0.04 | 0.561 | -1.227 | -1.424 |
| STORY2 | B77 | DSTLS46 | 0 | 7.25 | -0.2 | 0.03 | 0.525 | 1.717 | -4.607 |
| STORY2 | B77 | DSTLS44 | 0 | 8.21 | -0.2 | 0.04 | 0.561 | 1.988 | -4.822 |
| STORY2 | B77 | DSTLS44 | 118.11 | 8.21 | 0.21 | 0.04 | 0.561 | -2.036 | -5.477 |
| STORY2 | B77 | DSTLS46 | 118.11 | 7.25 | 0.22 | 0.03 | 0.525 | -1.932 | -5.518 |
| STORY2 | B76 | DSTLS44 | 47.244 | -22.05 | 0 | 0.02 | 0.39 | 0.418 | 3.298 |
| STORY2 | B76 | DSTLS46 | 47.244 | -22.79 | 0 | 0.02 | 0.386 | 0.375 | 3.289 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|--------|-------|------|-------|--------|--------|
| STORY2 | B76 | DSTLS44 | 23.622 | -22.05 | -0.09 | 0.02 | 0.39 | 1.03 | 2.408 |
| STORY2 | B76 | DSTLS46 | 23.622 | -22.79 | -0.09 | 0.02 | 0.386 | 0.992 | 2.399 |
| STORY2 | B76 | DSTLS44 | 70.866 | -22.05 | 0.08 | 0.02 | 0.39 | -0.2 | 2.211 |
| STORY2 | B76 | DSTLS46 | 70.866 | -22.79 | 0.08 | 0.02 | 0.386 | -0.247 | 2.201 |
| STORY2 | B76 | DSTLS44 | 0 | -22.05 | -0.17 | 0.02 | 0.39 | 1.627 | -0.478 |
| STORY2 | B76 | DSTLS46 | 0 | -22.79 | -0.17 | 0.02 | 0.386 | 1.593 | -0.486 |
| STORY2 | B76 | DSTLS44 | 94.488 | -22.05 | 0.16 | 0.02 | 0.39 | -0.816 | -0.838 |
| STORY2 | B76 | DSTLS46 | 94.488 | -22.79 | 0.16 | 0.02 | 0.386 | -0.865 | -0.848 |
| STORY2 | B76 | DSTLS44 | 118.11 | -22.05 | 0.24 | 0.02 | 0.39 | -1.419 | -5.833 |
| STORY2 | B76 | DSTLS46 | 118.11 | -22.79 | 0.24 | 0.02 | 0.386 | -1.471 | -5.843 |
| STORY2 | B75 | DSTLS46 | 47.244 | -38.66 | -0.04 | 0.02 | 0.378 | 0.313 | 3.66 |
| STORY2 | B75 | DSTLS44 | 47.244 | -38.35 | -0.03 | 0.02 | 0.375 | 0.317 | 3.639 |
| STORY2 | B75 | DSTLS46 | 70.866 | -38.66 | 0.05 | 0.02 | 0.378 | -0.295 | 3.376 |
| STORY2 | B75 | DSTLS44 | 70.866 | -38.35 | 0.05 | 0.02 | 0.375 | -0.281 | 3.337 |
| STORY2 | B75 | DSTLS46 | 23.622 | -38.66 | -0.12 | 0.02 | 0.378 | 0.914 | 1.941 |
| STORY2 | B75 | DSTLS44 | 23.622 | -38.35 | -0.12 | 0.02 | 0.375 | 0.907 | 1.94 |
| STORY2 | B75 | DSTLS46 | 94.488 | -38.66 | 0.13 | 0.02 | 0.378 | -0.896 | 1.097 |
| STORY2 | B75 | DSTLS44 | 94.488 | -38.35 | 0.13 | 0.02 | 0.375 | -0.873 | 1.04 |
| STORY2 | B75 | DSTLS44 | 0 | -38.35 | -0.2 | 0.02 | 0.375 | 1.474 | -1.77 |
| STORY2 | B75 | DSTLS46 | 0 | -38.66 | -0.2 | 0.02 | 0.378 | 1.491 | -1.788 |
| STORY2 | B75 | DSTLS46 | 118.11 | -38.66 | 0.21 | 0.02 | 0.378 | -1.473 | -3.171 |
| STORY2 | B75 | DSTLS44 | 118.11 | -38.35 | 0.21 | 0.02 | 0.375 | -1.441 | -3.244 |
| STORY2 | B74 | DSTLS44 | 70.866 | -38.81 | 0.04 | 0.02 | 0.366 | -0.308 | 3.684 |
| STORY2 | B74 | DSTLS46 | 70.866 | -38.74 | 0.04 | 0.02 | 0.369 | -0.321 | 3.667 |
| STORY2 | B74 | DSTLS44 | 47.244 | -38.81 | -0.04 | 0.02 | 0.366 | 0.284 | 3.506 |
| STORY2 | B74 | DSTLS46 | 47.244 | -38.74 | -0.05 | 0.02 | 0.369 | 0.272 | 3.464 |
| STORY2 | B74 | DSTLS46 | 94.488 | -38.74 | 0.12 | 0.02 | 0.369 | -0.906 | 1.868 |
| STORY2 | B74 | DSTLS44 | 94.488 | -38.81 | 0.12 | 0.02 | 0.366 | -0.893 | 1.859 |
| STORY2 | B74 | DSTLS44 | 23.622 | -38.81 | -0.13 | 0.02 | 0.366 | 0.869 | 1.328 |
| STORY2 | B74 | DSTLS46 | 23.622 | -38.74 | -0.13 | 0.02 | 0.369 | 0.858 | 1.263 |
| STORY2 | B74 | DSTLS46 | 118.11 | -38.74 | 0.2 | 0.02 | 0.369 | -1.467 | -1.94 |
| STORY2 | B74 | DSTLS44 | 118.11 | -38.81 | 0.2 | 0.02 | 0.366 | -1.455 | -1.973 |
| STORY2 | B74 | DSTLS44 | 0 | -38.81 | -0.21 | 0.02 | 0.366 | 1.432 | -2.843 |
| STORY2 | B74 | DSTLS46 | 0 | -38.74 | -0.21 | 0.02 | 0.369 | 1.422 | -2.93 |
| STORY2 | B73 | DSTLS46 | 70.866 | -23.04 | 0 | 0.02 | 0.387 | -0.351 | 3.15 |
| STORY2 | B73 | DSTLS44 | 70.866 | -23.53 | 0 | 0.02 | 0.375 | -0.308 | 3.111 |
| STORY2 | B73 | DSTLS46 | 94.488 | -23.04 | 0.08 | 0.02 | 0.387 | -0.982 | 2.387 |
| STORY2 | B73 | DSTLS44 | 94.488 | -23.53 | 0.08 | 0.02 | 0.375 | -0.935 | 2.382 |
| STORY2 | B73 | DSTLS46 | 47.244 | -23.04 | -0.08 | 0.02 | 0.387 | 0.286 | 1.937 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY2 | B73 | DSTLS44 | 47.244 | -23.53 | -0.09 | 0.02 | 0.375 | 0.323 | 1.865 |
| STORY2 | B73 | DSTLS44 | 118.11 | -23.53 | 0.16 | 0.02 | 0.375 | -1.547 | -0.342 |
| STORY2 | B73 | DSTLS46 | 118.11 | -23.04 | 0.16 | 0.02 | 0.387 | -1.598 | -0.371 |
| STORY2 | B73 | DSTLS46 | 23.622 | -23.04 | -0.17 | 0.02 | 0.387 | 0.918 | -1.234 |
| STORY2 | B73 | DSTLS44 | 23.622 | -23.53 | -0.17 | 0.02 | 0.375 | 0.949 | -1.338 |
| STORY2 | B73 | DSTLS46 | 0 | -23.04 | -0.25 | 0.02 | 0.387 | 1.536 | -6.344 |
| STORY2 | B73 | DSTLS44 | 0 | -23.53 | -0.25 | 0.02 | 0.375 | 1.561 | -6.478 |
| STORY2 | B72 | DSTLS44 | 48.144 | 6.37 | -0.02 | 0.03 | 0.426 | 0.413 | 1.838 |
| STORY2 | B72 | DSTLS46 | 48.144 | 7.09 | -0.03 | 0.03 | 0.496 | 0.377 | 1.36 |
| STORY2 | B72 | DSTLS44 | 71.466 | 6.37 | 0.06 | 0.03 | 0.426 | -0.204 | 1.278 |
| STORY2 | B72 | DSTLS46 | 71.466 | 7.09 | 0.05 | 0.03 | 0.496 | -0.323 | 1.007 |
| STORY2 | B72 | DSTLS44 | 24.822 | 6.37 | -0.1 | 0.03 | 0.426 | 1.032 | 0.492 |
| STORY2 | B72 | DSTLS46 | 24.822 | 7.09 | -0.11 | 0.03 | 0.496 | 1.079 | -0.195 |
| STORY2 | B72 | DSTLS44 | 94.788 | 6.37 | 0.14 | 0.03 | 0.426 | -0.822 | -1.191 |
| STORY2 | B72 | DSTLS46 | 94.788 | 7.09 | 0.14 | 0.03 | 0.496 | -1.025 | -1.256 |
| STORY2 | B72 | DSTLS44 | 1.5 | 6.37 | -0.18 | 0.03 | 0.426 | 1.656 | -2.759 |
| STORY2 | B72 | DSTLS46 | 1.5 | 7.09 | -0.19 | 0.03 | 0.496 | 1.786 | -3.657 |
| STORY2 | B72 | DSTLS46 | 118.11 | 7.09 | 0.22 | 0.03 | 0.496 | -1.731 | -5.43 |
| STORY2 | B72 | DSTLS44 | 118.11 | 6.37 | 0.23 | 0.03 | 0.426 | -1.444 | -5.57 |
| STORY2 | B56 | DSTLS44 | 57.055 | 0.05 | 0.01 | 0.06 | 0.645 | -2.029 | 0.298 |
| STORY2 | B56 | DSTLS46 | 57.055 | 0.04 | 0.01 | 0.05 | 0.328 | -1.612 | 0.291 |
| STORY2 | B56 | DSTLS46 | 38.037 | 0.04 | -0.05 | 0.05 | 0.328 | -0.754 | -0.082 |
| STORY2 | B56 | DSTLS44 | 38.037 | 0.05 | -0.06 | 0.06 | 0.645 | -0.925 | -0.127 |
| STORY2 | B56 | DSTLS46 | 19.018 | 0.04 | -0.12 | 0.05 | 0.328 | 0.104 | -1.723 |
| STORY2 | B56 | DSTLS44 | 19.018 | 0.05 | -0.12 | 0.06 | 0.645 | 0.178 | -1.819 |
| STORY2 | B56 | DSTLS46 | 0 | 0.04 | -0.19 | 0.05 | 0.328 | 0.962 | -4.631 |
| STORY2 | B56 | DSTLS44 | 0 | 0.05 | -0.19 | 0.06 | 0.645 | 1.282 | -4.779 |
| STORY2 | B43 | DSTLS46 | 2 | -0.21 | -0.01 | 0.04 | -0.002 | 1.593 | -1.142 |
| STORY2 | B43 | DSTLS46 | 20.518 | -0.21 | 0.05 | 0.04 | -0.002 | 0.839 | -1.485 |
| STORY2 | B43 | DSTLS44 | 39.037 | -0.27 | 0.01 | 0.03 | -0.285 | 0.151 | -2.079 |
| STORY2 | B43 | DSTLS44 | 20.518 | -0.27 | -0.05 | 0.03 | -0.285 | 0.662 | -2.436 |
| STORY2 | B43 | DSTLS44 | 57.555 | -0.27 | 0.08 | 0.03 | -0.285 | -0.359 | -2.924 |
| STORY2 | B43 | DSTLS46 | 39.037 | -0.21 | 0.12 | 0.04 | -0.002 | 0.085 | -3.029 |
| STORY2 | B43 | DSTLS44 | 2 | -0.27 | -0.12 | 0.03 | -0.285 | 1.173 | -3.994 |
| STORY2 | B43 | DSTLS46 | 57.555 | -0.21 | 0.18 | 0.04 | -0.002 | -0.67 | -5.776 |
| STORY2 | B42 | DSTLS46 | 2 | 0.03 | -0.01 | -0.06 | -0.401 | -1.575 | 1.273 |
| STORY2 | B42 | DSTLS46 | 19.039 | 0.03 | 0.03 | -0.06 | -0.401 | -0.518 | 1.124 |
| STORY2 | B42 | DSTLS44 | 19.039 | 0.03 | 0 | -0.05 | -0.29 | -0.405 | 0.913 |
| STORY2 | B42 | DSTLS44 | 2 | 0.03 | -0.04 | -0.05 | -0.29 | -1.238 | 0.599 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| STORY2 | B42 | DSTLS44 | 36.079 | 0.03 | 0.05 | -0.05 | -0.29 | 0.428 | 0.482 |
| STORY2 | B42 | DSTLS46 | 36.079 | 0.03 | 0.07 | -0.06 | -0.401 | 0.54 | 0.229 |
| STORY2 | B42 | DSTLS44 | 53.118 | 0.03 | 0.09 | -0.05 | -0.29 | 1.261 | -0.695 |
| STORY2 | B20 | DSTLS46 | 36.745 | -0.01 | 0.02 | -0.11 | -0.116 | 1.002 | 0.416 |
| STORY2 | B20 | DSTLS44 | 36.745 | -0.01 | 0.02 | -0.11 | -0.115 | 0.995 | 0.41 |
| STORY2 | B20 | DSTLS44 | 18.373 | -0.01 | -0.03 | -0.11 | -0.115 | -1.013 | 0.344 |
| STORY2 | B20 | DSTLS46 | 18.373 | -0.01 | -0.03 | -0.11 | -0.116 | -1.024 | 0.341 |
| STORY2 | B20 | DSTLS46 | 55.118 | -0.01 | 0.07 | -0.11 | -0.116 | 3.029 | -0.376 |
| STORY2 | B20 | DSTLS44 | 55.118 | -0.01 | 0.07 | -0.11 | -0.115 | 3.003 | -0.39 |
| STORY2 | B20 | DSTLS44 | 0 | -0.01 | -0.07 | -0.11 | -0.115 | -3.021 | -0.589 |
| STORY2 | B20 | DSTLS46 | 0 | -0.01 | -0.07 | -0.11 | -0.116 | -3.05 | -0.6 |
| STORY2 | B16 | DSTLS46 | 36.745 | -0.02 | 0.01 | -0.12 | -0.221 | 1.094 | 0.516 |
| STORY2 | B16 | DSTLS44 | 36.745 | -0.02 | 0.01 | -0.11 | -0.244 | 1.033 | 0.458 |
| STORY2 | B16 | DSTLS44 | 18.373 | -0.02 | -0.03 | -0.11 | -0.244 | -0.998 | 0.298 |
| STORY2 | B16 | DSTLS46 | 18.373 | -0.02 | -0.04 | -0.12 | -0.221 | -1.057 | 0.239 |
| STORY2 | B16 | DSTLS46 | 55.118 | -0.02 | 0.06 | -0.12 | -0.221 | 3.244 | -0.074 |
| STORY2 | B16 | DSTLS44 | 55.118 | -0.02 | 0.06 | -0.11 | -0.244 | 3.064 | -0.248 |
| STORY2 | B16 | DSTLS44 | 0 | -0.02 | -0.08 | -0.11 | -0.244 | -3.029 | -0.728 |
| STORY2 | B16 | DSTLS46 | 0 | -0.02 | -0.09 | -0.12 | -0.221 | -3.208 | -0.904 |
| STORY2 | B12 | DSTLS44 | 19.373 | -0.01 | 0 | -0.08 | 0.117 | -0.71 | 0.69 |
| STORY2 | B12 | DSTLS46 | 19.373 | -0.02 | -0.02 | -0.1 | -0.02 | -0.859 | 0.456 |
| STORY2 | B12 | DSTLS46 | 37.245 | -0.02 | 0.03 | -0.1 | -0.02 | 0.945 | 0.395 |
| STORY2 | B12 | DSTLS44 | 1.5 | -0.01 | -0.04 | -0.08 | 0.117 | -2.185 | 0.357 |
| STORY2 | B12 | DSTLS44 | 37.245 | -0.01 | 0.05 | -0.08 | 0.117 | 0.765 | 0.204 |
| STORY2 | B12 | DSTLS46 | 1.5 | -0.02 | -0.07 | -0.1 | -0.02 | -2.664 | -0.304 |
| STORY2 | B12 | DSTLS46 | 55.118 | -0.02 | 0.07 | -0.1 | -0.02 | 2.75 | -0.485 |
| STORY2 | B12 | DSTLS44 | 55.118 | -0.01 | 0.1 | -0.08 | 0.117 | 2.241 | -1.103 |

Maximos en Columnas

| Story | Column | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|--------|---------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|---------|
| STORY2 | C1 | DSTLS44 | 0 | -0.47 | 0.02 | 0.04 | -0.072 | 1.253 | 2.529 |
| STORY2 | C1 | DSTLS44 | 41.307 | -0.33 | 0.02 | 0.04 | -0.072 | -0.216 | 1.697 |
| STORY2 | C1 | DSTLS44 | 82.614 | -0.18 | 0.02 | 0.04 | -0.072 | -1.685 | 0.865 |
| STORY2 | C1 | DSTLS46 | 0 | -0.45 | 0.02 | 0.02 | 0.016 | 0.349 | 2.287 |
| STORY2 | C1 | DSTLS46 | 41.307 | -0.3 | 0.02 | 0.02 | 0.016 | -0.459 | 1.51 |
| STORY2 | C1 | DSTLS46 | 82.614 | -0.16 | 0.02 | 0.02 | 0.016 | -1.266 | 0.733 |
| STORY2 | C2 | DSTLS44 | 0 | -0.47 | -0.22 | -0.06 | 0.108 | -3.992 | -14.761 |
| STORY2 | C2 | DSTLS44 | 41.307 | -0.33 | -0.22 | -0.06 | 0.108 | -1.708 | -5.565 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|--------|-------|-------|--------|---------|----------|
| STORY2 | C2 | DSTLS44 | 82.614 | -0.18 | -0.22 | -0.06 | 0.108 | 0.577 | 3.633 |
| STORY2 | C2 | DSTLS46 | 0 | -0.34 | -0.15 | -0.07 | 0.025 | -4.55 | -11.126 |
| STORY2 | C2 | DSTLS46 | 41.307 | -0.2 | -0.15 | -0.07 | 0.025 | -1.788 | -5.069 |
| STORY2 | C2 | DSTLS46 | 82.614 | -0.05 | -0.15 | -0.07 | 0.025 | 0.975 | 0.991 |
| STORY2 | C3 | DSTLS44 | 0 | -0.42 | -0.02 | 0 | 0.096 | 0.451 | -2.117 |
| STORY2 | C3 | DSTLS44 | 41.307 | -0.28 | -0.02 | 0 | 0.096 | 0.638 | -1.354 |
| STORY2 | C3 | DSTLS44 | 82.614 | -0.13 | -0.02 | 0 | 0.096 | 0.825 | -0.59 |
| STORY2 | C3 | DSTLS46 | 0 | -0.45 | -0.02 | -0.02 | 0.014 | -0.343 | -2.365 |
| STORY2 | C3 | DSTLS46 | 41.307 | -0.3 | -0.02 | -0.02 | 0.014 | 0.442 | -1.542 |
| STORY2 | C3 | DSTLS46 | 82.614 | -0.16 | -0.02 | -0.02 | 0.014 | 1.227 | -0.717 |
| STORY2 | C4 | DSTLS44 | 0 | -0.21 | 0.07 | 0.08 | -0.062 | 4.903 | 7.606 |
| STORY2 | C4 | DSTLS44 | 41.307 | -0.07 | 0.07 | 0.08 | -0.062 | 1.758 | 4.616 |
| STORY2 | C4 | DSTLS44 | 82.614 | 0.08 | 0.07 | 0.08 | -0.062 | -1.388 | 1.624 |
| STORY2 | C4 | DSTLS46 | 0 | -0.35 | 0.15 | 0.07 | 0.026 | 4.457 | 11.437 |
| STORY2 | C4 | DSTLS46 | 41.307 | -0.2 | 0.15 | 0.07 | 0.026 | 1.728 | 5.146 |
| STORY2 | C4 | DSTLS46 | 82.614 | -0.06 | 0.15 | 0.07 | 0.026 | -1.001 | -1.147 |
| STORY1 | C5 | DSTLS44 | 0 | 16.08 | 0.05 | -0.07 | 0.015 | -2.343 | 24.034 |
| STORY1 | C5 | DSTLS44 | 116.61 | 17.47 | 0.05 | -0.07 | 0.015 | 6.108 | 18.243 |
| STORY1 | C5 | DSTLS44 | 118.11 | 17.49 | 0.05 | -0.07 | 0.015 | 6.218 | 18.169 |
| STORY1 | C5 | DSTLS44 | 118.11 | 19.21 | -0.96 | 0.46 | -0.041 | 31.366 | -55.22 |
| STORY1 | C5 | DSTLS44 | 233.22 | 20.58 | -0.96 | 0.46 | -0.041 | -20.397 | 55.61 |
| STORY1 | C5 | DSTLS46 | 0 | 15.77 | -0.18 | -0.09 | 0.018 | -3.295 | 3.828 |
| STORY1 | C5 | DSTLS46 | 116.61 | 17.16 | -0.18 | -0.09 | 0.018 | 7.616 | 24.598 |
| STORY1 | C5 | DSTLS46 | 118.11 | 17.18 | -0.18 | -0.09 | 0.018 | 7.758 | 24.865 |
| STORY1 | C5 | DSTLS46 | 118.11 | 21.84 | -1.92 | 0.51 | -0.044 | 35.066 | -124.349 |
| STORY1 | C5 | DSTLS46 | 233.22 | 23.21 | -1.92 | 0.51 | -0.044 | -22.883 | 97.025 |
| STORY2 | C6 | DSTLS44 | 0 | 10.74 | -0.11 | -0.03 | -0.114 | -1.139 | -6.494 |
| STORY2 | C6 | DSTLS44 | 41.307 | 10.85 | -0.11 | -0.03 | -0.114 | -0.187 | -1.865 |
| STORY2 | C6 | DSTLS44 | 82.614 | 10.95 | -0.11 | -0.03 | -0.114 | 0.755 | 2.667 |
| STORY2 | C6 | DSTLS46 | 0 | 9.95 | -0.08 | -0.02 | -0.069 | -0.7 | -5.043 |
| STORY2 | C6 | DSTLS46 | 41.307 | 10.06 | -0.08 | -0.02 | -0.069 | -0.131 | -1.693 |
| STORY2 | C6 | DSTLS46 | 82.614 | 10.16 | -0.08 | -0.02 | -0.069 | 0.43 | 1.567 |
| STORY1 | C6 | DSTLS44 | 0 | -74.11 | 1.63 | 0.45 | -0.024 | 18.157 | 67.494 |
| STORY1 | C6 | DSTLS44 | 116.11 | -72.72 | 1.63 | 0.45 | -0.024 | -34.719 | -121.601 |
| STORY1 | C6 | DSTLS44 | 118.11 | -72.7 | 1.63 | 0.45 | -0.024 | -35.578 | -124.843 |
| STORY1 | C6 | DSTLS44 | 118.11 | -45.16 | 0.01 | -0.15 | -0.002 | -6.934 | 92.967 |
| STORY1 | C6 | DSTLS44 | 232.22 | -43.8 | 0.01 | -0.15 | -0.002 | 12.432 | 91.916 |
| STORY1 | C6 | DSTLS46 | 0 | -64.89 | 1.25 | 0.42 | -0.028 | 16.474 | 36.377 |
| STORY1 | C6 | DSTLS46 | 116.11 | -63.51 | 1.25 | 0.42 | -0.028 | -32.006 | -109.17 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|--------|--------|-------|-------|--------|---------|----------|
| STORY1 | C6 | DSTLS46 | 118.11 | -63.48 | 1.25 | 0.42 | -0.028 | -32.793 | -111.662 |
| STORY1 | C6 | DSTLS46 | 118.11 | -42.47 | -0.52 | -0.12 | 0.001 | -4.988 | 49.468 |
| STORY1 | C6 | DSTLS46 | 232.22 | -41.11 | -0.52 | -0.12 | 0.001 | 10.79 | 109.018 |
| STORY2 | C7 | DSTLS44 | 0 | 9.17 | 0.05 | 0.01 | -0.027 | 0.267 | 3.643 |
| STORY2 | C7 | DSTLS44 | 41.307 | 9.27 | 0.05 | 0.01 | -0.027 | 0.055 | 1.511 |
| STORY2 | C7 | DSTLS44 | 82.614 | 9.38 | 0.05 | 0.01 | -0.027 | -0.153 | -0.542 |
| STORY2 | C7 | DSTLS46 | 0 | 9.96 | 0.08 | 0.02 | -0.07 | 0.678 | 5.036 |
| STORY2 | C7 | DSTLS46 | 41.307 | 10.06 | 0.08 | 0.02 | -0.07 | 0.105 | 1.677 |
| STORY2 | C7 | DSTLS46 | 82.614 | 10.17 | 0.08 | 0.02 | -0.07 | -0.462 | -1.594 |
| STORY1 | C7 | DSTLS44 | 0 | -62.74 | -0.89 | -0.42 | -0.031 | -16.322 | -5.214 |
| STORY1 | C7 | DSTLS44 | 116.11 | -61.35 | -0.89 | -0.42 | -0.031 | 32.838 | 97.207 |
| STORY1 | C7 | DSTLS44 | 118.11 | -61.33 | -0.89 | -0.42 | -0.031 | 33.635 | 98.955 |
| STORY1 | C7 | DSTLS44 | 118.11 | -45.07 | 1.09 | 0.14 | 0.005 | 5.836 | -4.391 |
| STORY1 | C7 | DSTLS44 | 232.22 | -43.71 | 1.09 | 0.14 | 0.005 | -11.78 | -128.815 |
| STORY1 | C7 | DSTLS46 | 0 | -72.7 | -1.25 | -0.47 | -0.027 | -18.187 | -35.655 |
| STORY1 | C7 | DSTLS46 | 116.11 | -71.31 | -1.25 | -0.47 | -0.027 | 35.969 | 108.905 |
| STORY1 | C7 | DSTLS46 | 118.11 | -71.29 | -1.25 | -0.47 | -0.027 | 36.848 | 111.38 |
| STORY1 | C7 | DSTLS46 | 118.11 | -48.31 | 0.54 | 0.17 | 0.001 | 8.135 | -48.512 |
| STORY1 | C7 | DSTLS46 | 232.22 | -46.94 | 0.54 | 0.17 | 0.001 | -13.793 | -109.77 |
| STORY1 | C8 | DSTLS44 | 0 | 9.88 | 0.42 | 0.1 | 0.021 | 3.853 | 17.254 |
| STORY1 | C8 | DSTLS44 | 116.61 | 11.27 | 0.42 | 0.1 | 0.021 | -7.718 | -31.447 |
| STORY1 | C8 | DSTLS44 | 118.11 | 11.29 | 0.42 | 0.1 | 0.021 | -7.868 | -32.074 |
| STORY1 | C8 | DSTLS44 | 118.11 | 18.54 | 2.93 | -0.46 | -0.047 | -31.652 | 194.991 |
| STORY1 | C8 | DSTLS44 | 233.22 | 19.91 | 2.93 | -0.46 | -0.047 | 19.905 | -141.409 |
| STORY1 | C8 | DSTLS46 | 0 | 10.71 | 0.18 | 0.08 | 0.018 | 2.94 | -3.31 |
| STORY1 | C8 | DSTLS46 | 116.61 | 12.11 | 0.18 | 0.08 | 0.018 | -6.341 | -24.74 |
| STORY1 | C8 | DSTLS46 | 118.11 | 12.12 | 0.18 | 0.08 | 0.018 | -6.461 | -25.016 |
| STORY1 | C8 | DSTLS46 | 118.11 | 16.46 | 1.97 | -0.41 | -0.044 | -28.631 | 126.616 |
| STORY1 | C8 | DSTLS46 | 233.22 | 17.83 | 1.97 | -0.41 | -0.044 | 17.941 | -100.1 |
| STORY1 | C9 | DSTLS44 | 0 | -13.56 | 0.89 | -0.09 | -0.024 | -3.383 | 54.138 |
| STORY1 | C9 | DSTLS44 | 116.11 | -12.17 | 0.89 | -0.09 | -0.024 | 6.853 | -49.116 |
| STORY1 | C9 | DSTLS44 | 118.11 | -12.15 | 0.89 | -0.09 | -0.024 | 7.028 | -50.894 |
| STORY1 | C9 | DSTLS44 | 118.11 | -10.93 | -1.12 | 0.34 | -0.003 | 24.548 | -21.928 |
| STORY1 | C9 | DSTLS44 | 232.22 | -9.57 | -1.12 | 0.34 | -0.003 | -14.152 | 106.345 |
| STORY1 | C9 | DSTLS46 | 0 | -7.86 | 0.67 | -0.09 | -0.021 | -2.935 | 34.074 |
| STORY1 | C9 | DSTLS46 | 116.11 | -6.48 | 0.67 | -0.09 | -0.021 | 6.941 | -43.539 |
| STORY1 | C9 | DSTLS46 | 118.11 | -6.45 | 0.67 | -0.09 | -0.021 | 7.11 | -44.875 |
| STORY1 | C9 | DSTLS46 | 118.11 | -8.01 | -2.09 | 0.38 | -0.005 | 27.57 | -90.42 |
| STORY1 | C9 | DSTLS46 | 232.22 | -6.64 | -2.09 | 0.38 | -0.005 | -16.572 | 147.572 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Súper estructura de una pasarela peatonal

| | | | | | | | | | |
|--------|-----|---------|--------|--------|-------|-------|--------|---------|----------|
| STORY1 | C10 | DSTLS44 | 0 | -80.05 | 1.9 | -0.23 | 0.027 | -8.995 | 95.915 |
| STORY1 | C10 | DSTLS44 | 116.11 | -78.66 | 1.9 | -0.23 | 0.027 | 17.622 | -125.173 |
| STORY1 | C10 | DSTLS44 | 118.11 | -78.64 | 1.9 | -0.23 | 0.027 | 18.051 | -128.967 |
| STORY1 | C10 | DSTLS44 | 118.11 | -56.01 | 0.08 | 0.28 | -0.053 | 17.321 | 85.784 |
| STORY1 | C10 | DSTLS44 | 232.22 | -54.64 | 0.08 | 0.28 | -0.053 | -16.961 | 75.953 |
| STORY1 | C10 | DSTLS46 | 0 | -78.86 | 1.61 | -0.23 | 0.031 | -8.525 | 68.063 |
| STORY1 | C10 | DSTLS46 | 116.11 | -77.48 | 1.61 | -0.23 | 0.031 | 17.849 | -119.24 |
| STORY1 | C10 | DSTLS46 | 118.11 | -77.45 | 1.61 | -0.23 | 0.031 | 18.273 | -122.45 |
| STORY1 | C10 | DSTLS46 | 118.11 | -59.09 | -0.63 | 0.32 | -0.058 | 19.654 | 39.234 |
| STORY1 | C10 | DSTLS46 | 232.22 | -57.72 | -0.63 | 0.32 | -0.058 | -18.822 | 110.807 |
| STORY1 | C11 | DSTLS44 | 0 | -69.07 | -1.31 | 0.19 | 0.036 | 6.721 | -38.934 |
| STORY1 | C11 | DSTLS44 | 116.11 | -67.69 | -1.31 | 0.19 | 0.036 | -14.913 | 112.676 |
| STORY1 | C11 | DSTLS44 | 118.11 | -67.66 | -1.31 | 0.19 | 0.036 | -15.26 | 115.271 |
| STORY1 | C11 | DSTLS44 | 118.11 | -56.45 | 1.37 | -0.28 | -0.062 | -17.21 | 8.978 |
| STORY1 | C11 | DSTLS44 | 232.22 | -55.09 | 1.37 | -0.28 | -0.062 | 16.826 | -148.244 |
| STORY1 | C11 | DSTLS46 | 0 | -71.01 | -1.6 | 0.19 | 0.032 | 7.327 | -67.213 |
| STORY1 | C11 | DSTLS46 | 116.11 | -69.62 | -1.6 | 0.19 | 0.032 | -14.977 | 118.771 |
| STORY1 | C11 | DSTLS46 | 118.11 | -69.6 | -1.6 | 0.19 | 0.032 | -15.337 | 121.958 |
| STORY1 | C11 | DSTLS46 | 118.11 | -53.81 | 0.66 | -0.25 | -0.058 | -15.279 | -37.701 |
| STORY1 | C11 | DSTLS46 | 232.22 | -52.45 | 0.66 | -0.25 | -0.058 | 15.328 | -112.626 |
| STORY1 | C12 | DSTLS44 | 0 | -7.72 | -0.44 | 0.06 | -0.019 | 1.973 | -13.354 |
| STORY1 | C12 | DSTLS44 | 116.11 | -6.34 | -0.44 | 0.06 | -0.019 | -5.472 | 37.191 |
| STORY1 | C12 | DSTLS44 | 118.11 | -6.31 | -0.44 | 0.06 | -0.019 | -5.599 | 38.061 |
| STORY1 | C12 | DSTLS44 | 118.11 | -10.74 | 3.03 | -0.33 | -0.007 | -23.98 | 159.145 |
| STORY1 | C12 | DSTLS44 | 232.22 | -9.37 | 3.03 | -0.33 | -0.007 | 14.278 | -186.617 |
| STORY1 | C12 | DSTLS46 | 0 | -12.93 | -0.66 | 0.07 | -0.021 | 2.477 | -33.804 |
| STORY1 | C12 | DSTLS46 | 116.11 | -11.55 | -0.66 | 0.07 | -0.021 | -5.525 | 43.244 |
| STORY1 | C12 | DSTLS46 | 118.11 | -11.52 | -0.66 | 0.07 | -0.021 | -5.662 | 44.57 |
| STORY1 | C12 | DSTLS46 | 118.11 | -13.2 | 2.09 | -0.29 | -0.005 | -21.516 | 91.731 |
| STORY1 | C12 | DSTLS46 | 232.22 | -11.84 | 2.09 | -0.29 | -0.005 | 12.291 | -146.572 |

4.5.4 Revisando la Frecuencia de la Pasarela

$$f \geq 2.86 \ln \left(\frac{180}{W} \right)$$

Del análisis obtuvimos un $W = 109.73 \text{kips}$ y una frecuencia de 4.39678 revisaremos si esta conforme a las ecuaciones proporcionadas por la guía de diseño de pasarelas peatonales en base al LRFD

$$f \geq 2.86 \ln \left(\frac{180}{109.73} \right)$$

$$f \geq 1.4155 < 4.39678 \quad \text{Ok}$$

$$W \geq 180e^{-0.35f}$$

$$W \geq 180e^{-0.35(4.39678)}$$

$$W \geq 38.63 \text{kips} > 109.73 \text{kips} \quad \text{Ok.}$$

4.5.5 Revisando desplazamientos

$$L = 21 \text{ m} = 2100 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{L}{500}$$

$$\Delta = \frac{2100}{500} = 4.2 \text{ cm (del reglamento)}$$

$$U_x = 0.1595 \text{ cm (del software)}$$

Como $4.2 > 0.1595$ la flexión cumple

4.5.6 Conexiones

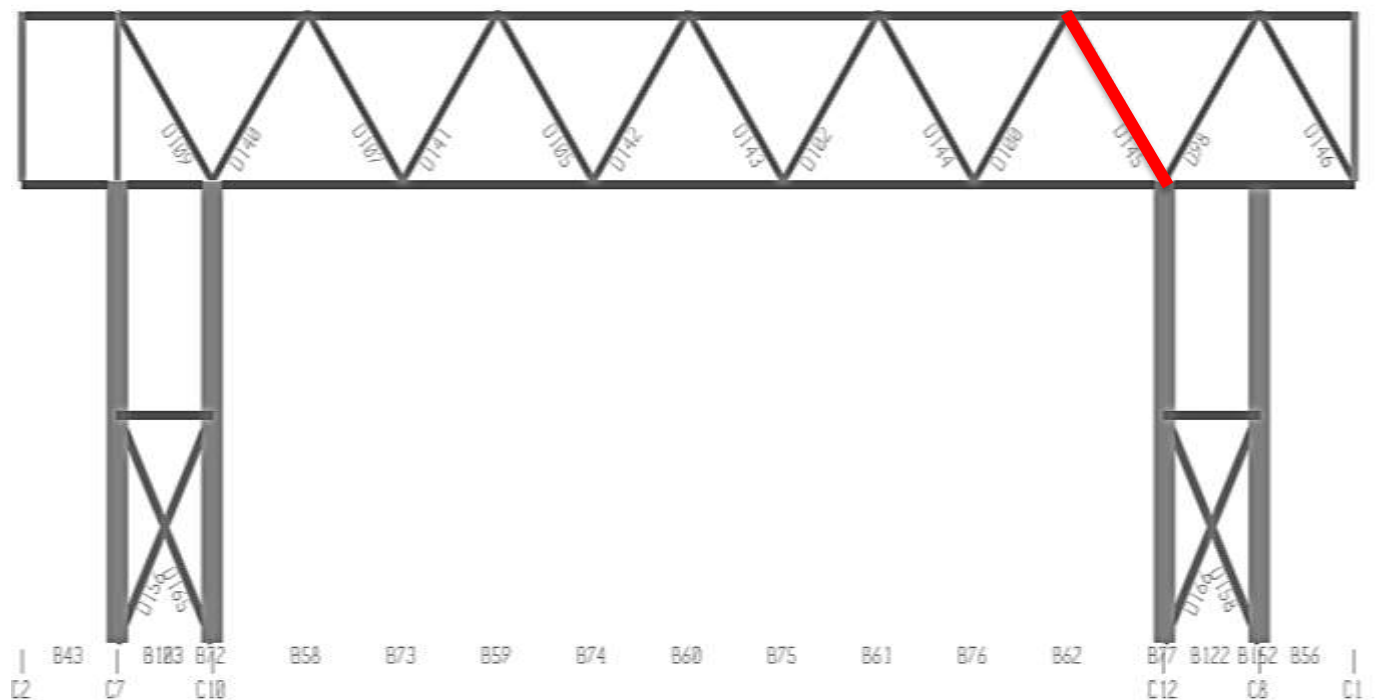
La conexión en estos elementos, será alrededor de toda la sección del elemento sobre las cuerdas. Por lo tanto, verificaremos dicha soldadura, a partir de las mayores solicitaciones, para corroborar que la soldadura soporte dichas solicitaciones.

4.5.6.1 Diseño de soldadura para la celosía de la súper estructura de la pasarela

Encontrando esfuerzos máximos

El miembro más esforzado, lo encontraremos a partir del miembro mas esforzado de acuerdo al índice de efectividad obtenido de eTabs.

De acuerdo a eTabs, consiste en el miembro D145, con un índice de efectividad de 0.835, y el cual se muestra a continuación:



Para este miembro, revisamos los datos del diseño que nos da el programa, a partir de la tabla que se muestra a continuación:

ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK Units: Kip-in (Summary for Combo and Station) | | | | | | | | | |
|---|----------|-------------------------|-----------|--------------------|--------|-------------------------|--------|--------|--|
| Level: STORY2 | | Element: D145 | | Station Loc: 0.000 | | Section ID: HSS3X3X3/16 | | | |
| Element Type: Special Moment Frame | | Classification: Seismic | | | | | | | |
| L=104.831 | | | | | | | | | |
| A=1.890 i22=2.460 i33=2.460 z22=1.970 z33=1.970 | | | | | | | | | |
| s22=1.640 s33=1.640 r22=1.141 r33=1.141 | | | | | | | | | |
| E=29000.000 fy=36.000 Ry=1.300 | | | | | | | | | |
| RLLF=1.000 | | | | | | | | | |
| P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.835 = 0.742 + 0.086 + 0.008 | | | | | | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | | | | |
| | P | M33 | M22 | V2 | V3 | | | | |
| Combo DSTLS44 | -27.511 | -6.151 | 0.546 | -0.109 | 0.008 | | | | |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a) | | | | | | | | | |
| | Pu | phi*Pnc | phi*Pnt | | | | | | |
| | Load | Strength | Strength | | | | | | |
| Axial | 27.511 | 37.080 | 61.236 | | | | | | |
| | Mu | phi*Mn | Cm | B1 | B2 | K | L | Cb | |
| | Moment | Capacity | Factor | Factor | Factor | Factor | Factor | Factor | |
| Major Bending | 6.151 | 63.828 | 0.850 | 1.490 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 2.576 | |
| Minor Bending | 0.546 | 63.828 | 0.567 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| SHEAR DESIGN | | | | | | | | | |
| | Vu | Phi*Vn | Stress | | | | | | |
| | Force | Strength | Ratio | | | | | | |
| Major Shear | 0.109 | 20.295 | 0.005 | | | | | | |
| Minor Shear | 0.008 | 20.295 | 0.000 | | | | | | |
| END REACTION AXIAL FORCES | | | | | | | | | |
| | Left End | Load | Right End | Load | | | | | |
| | Reaction | Combo | Reaction | Combo | | | | | |
| | -27.511 | DSTLS63 | -27.289 | DSTLS63 | | | | | |

A partir de ello, obtenemos la siguiente información:

HSS3X3X3/16

P = -27.511 kips

M3= -6.151

Encontrando reacciones máximas para la soldadura

A partir de ello, obtenemos los siguientes datos:

HSS2X2X1/8

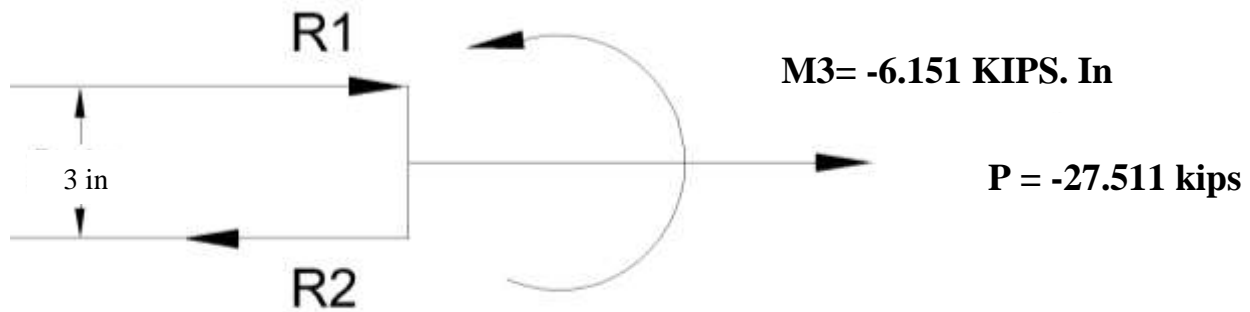
P = -27.511 kips

M3= -6.151

D = 3 in

$$\bar{Y} = 1.5 \text{ in}$$

DCL



Del DCL obtenemos:

$$R1 = C = \frac{M}{d} - \frac{P\bar{Y}}{d}$$

$$R1 = C = \frac{-6.151}{3} - \frac{-27.51 \times 1.5}{3} = -15.81 \text{ kips}$$

$$R2 = T = C + P$$

$$R2 = T = -15.81 + (-27.51) = -43.62 \text{ kips}$$

Consideraremos -7.059, debido a que es la más desfavorable

Análisis de soldadura

Miembros a soldar

HSS3X3X3/16

HSS4X4X3/16

Perímetro de la soldadura = 12 in. (Alrededor del miembro de la celosía)

Menor espesor del miembro conectado = 3/16 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 3/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

Espesor efectivo de la garganta = $(0.707) (1/8 \text{ in}) = 0.08837 \text{ in}$.

Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

$$= (0.75)(0.60 \times 70)(0.08837)(1 + 0.5\sin^{1.5}90^\circ)(12) = 50.1057 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Como:

$$50.1057 \frac{\text{kips}}{\text{in}} > 43.62 \text{ kips} \text{ Ok}$$

La resistencia proporcionada por un perímetro soldado de 12 in es mayor que la fuerza producida por el momento y la fuerza entonces se diseñará para este tipo de soldadura

12 in de soldura

Tomando en cuenta que la soldadura en miembros HSS, es alrededor de todo el perímetro de la sección, tendríamos una soldadura de 12 in por lo tanto, la soldadura cumple para los requerimientos.

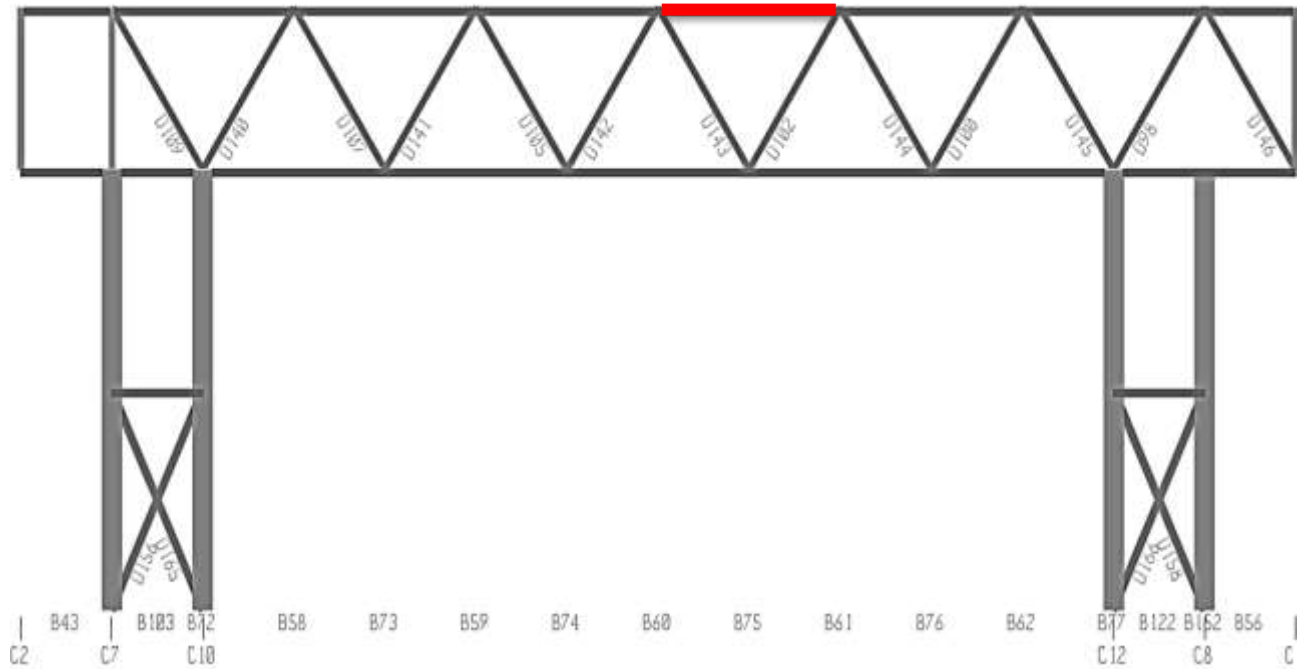
4.5.6.2 Diseño de soldadura entre elementos de la cuerda superior

Encontrando esfuerzos máximos

El miembro más esforzado, lo encontraremos a partir del miembro mas esforzado de acuerdo al índice de efectividad obtenido de eTabs.

De acuerdo a eTabs, consiste en el miembro B75, con un índice de efectividad de 0.703, y el cual se muestra a continuación:

B75



Para este miembro, revisamos los datos del diseño que nos da el programa, a partir de la tabla que se muestra a continuación:

ETABS Steel Design

Engineer _____

Project _____

Subject _____

| | | | | | | | | | |
|---|---------|----------|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--|
| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK Units: Kip-in (Summary for Combo and Station) | | | | | | | | | |
| Level: STORY2 Element: B75 Station Loc: 118.110 Section ID: HSS4X4X3/16 | | | | | | | | | |
| Element Type: Special Moment Frame Classification: Compact | | | | | | | | | |
| L=118.110 | | | | | | | | | |
| A=2.580 i22=6.210 i33=6.210 z22=3.670 z33=3.670 | | | | | | | | | |
| s22=3.105 s33=3.105 r22=1.551 r33=1.551 | | | | | | | | | |
| E=29000.000 fy=36.000 Ry=1.300 | | | | | | | | | |
| RLLF=1.000 | | | | | | | | | |
| Stress Check Message - Lb/ry > 0.086*E/Fy (AISC 341-Part I 9.8) | | | | | | | | | |
| P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.703 = 0.664 + 0.028 + 0.011 | | | | | | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | | | | |
| | P | M33 | M22 | V2 | V3 | | | | |
| Combo DSTLS46 | -38.657 | -3.713 | -1.473 | 0.213 | 0.018 | | | | |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a) | | | | | | | | | |
| | Pu | phi*Pnc | phi*Pnt | | | | | | |
| | Load | Strength | Strength | | | | | | |
| Axial | 38.657 | 58.188 | 83.592 | | | | | | |
| | Mu | phi*Mn | Cm | B1 | B2 | K | L | Cb | |
| | Moment | Capacity | Factor | Factor | Factor | Factor | Factor | Factor | |
| Major Bending | 3.713 | 118.908 | 0.850 | 1.220 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.257 | |
| Minor Bending | 1.473 | 118.908 | 0.205 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| SHEAR DESIGN | | | | | | | | | |
| | Vu | Phi*Vn | Stress | | | | | | |
| | Force | Strength | Ratio | | | | | | |
| Major Shear | 0.213 | 27.060 | 0.008 | | | | | | |
| Minor Shear | 0.018 | 27.060 | 0.001 | | | | | | |

A partir de ello, obtenemos la siguiente información:

HSS4X4X3/16

P = -38.657 kips

M3= -3.713 kips-in

Encontrando reacciones máximas para la soldadura

A partir de ello, obtenemos los siguientes datos:

HSS4X4X3/16

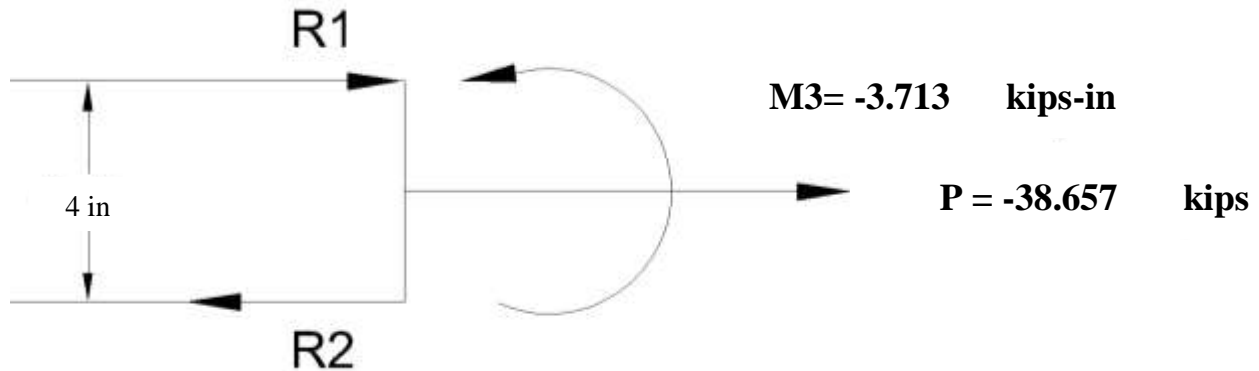
P = -38.657 kips

M3= -3.713 kips-in

D = 4 in

$\bar{Y} = 2$ in

DCL



Del DCL obtenemos:

$$R1 = C = \frac{M}{d} - \frac{P\bar{Y}}{d}$$

$$R1 = C = \frac{-3.713}{4} - \frac{-38.657 \times 2}{4} = 18.40 \text{ kips}$$

$$R2 = T = C + P$$

$$R2 = T = 18.40 + (-38.657) = -20.25675 \text{ kips}$$

Consideraremos -20.311, debido a que es la más desfavorable

Análisis de soldadura

Miembros a soldar

HSS4X4X3/16

Perímetro de la soldadura = 16 in. (Alrededor del miembro de la CUERDA SUPERIOR)

Menor espesor del miembro conectado = 3/16 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 3/16 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

Espesor efectivo de la garganta = (0.707) (1/8 in) = 0.08837 in.

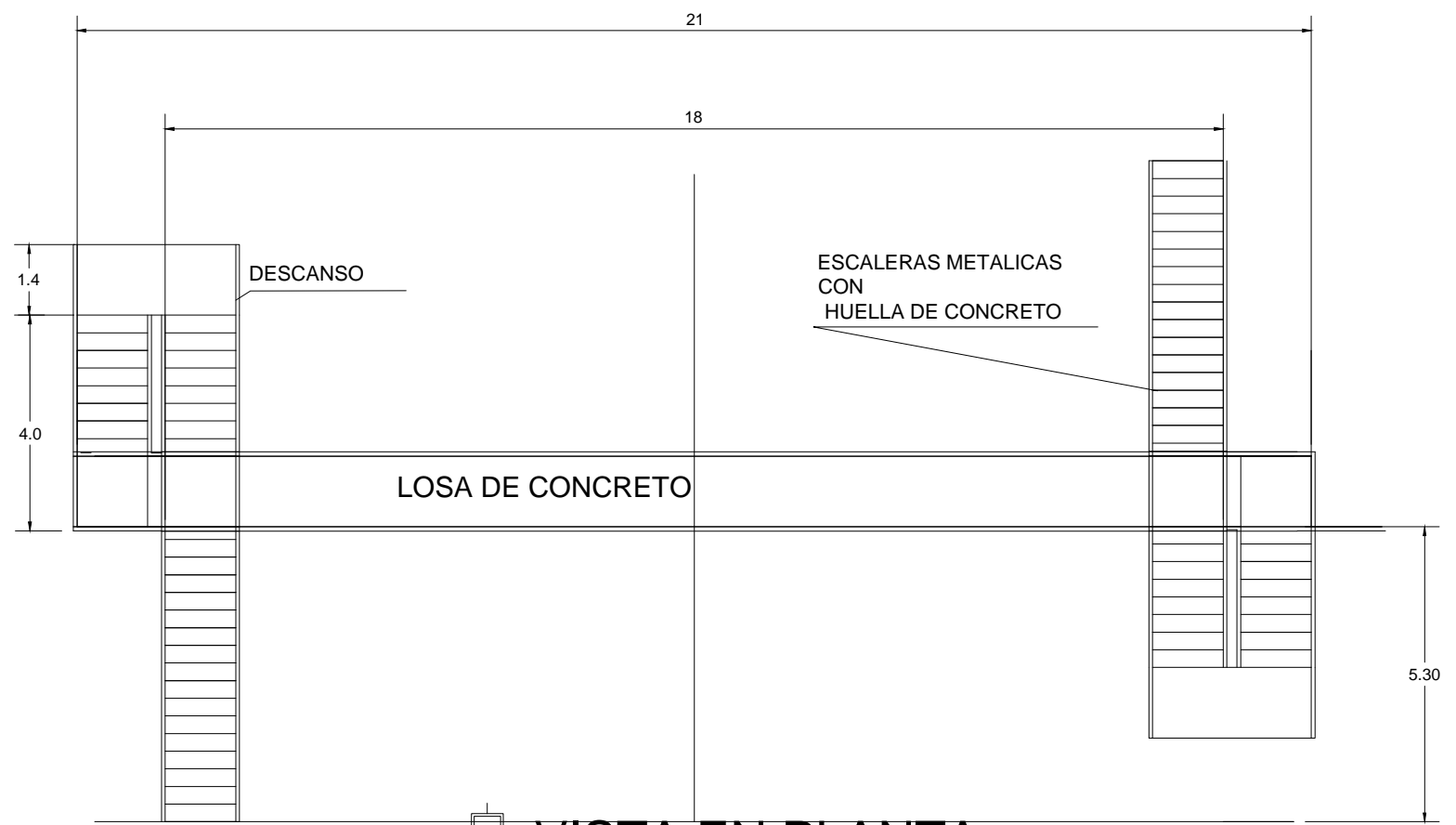
Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

$$= (0.75)(0.60 \times 70)(0.08837)(1) = 2.7836 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{20.25675 \text{ kips}}{2.7836 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 7.27 \text{ in} \cong 8 \text{ in}$$

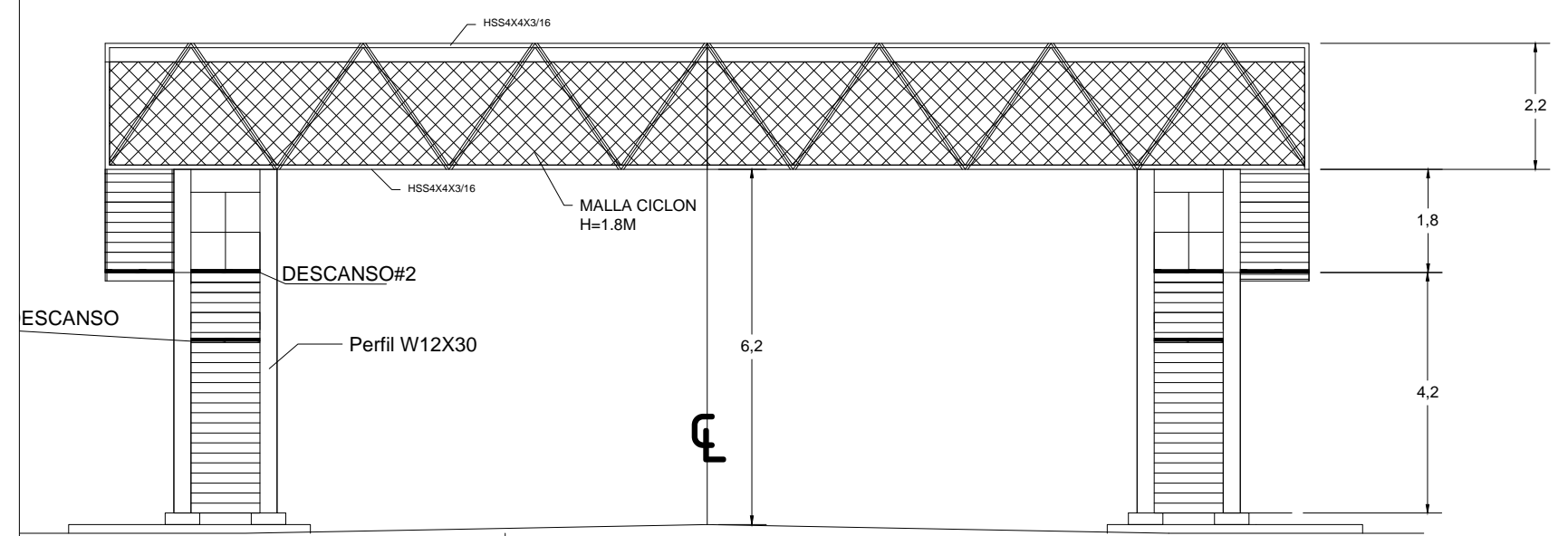
Tomando en cuenta que la soldadura en miembros HSS, es alrededor de todo el perímetro de la sección, tendríamos una soldadura de 16 in por lo tanto, la soldadura cumple para los requerimientos.

4.5.7 Planos estructurales



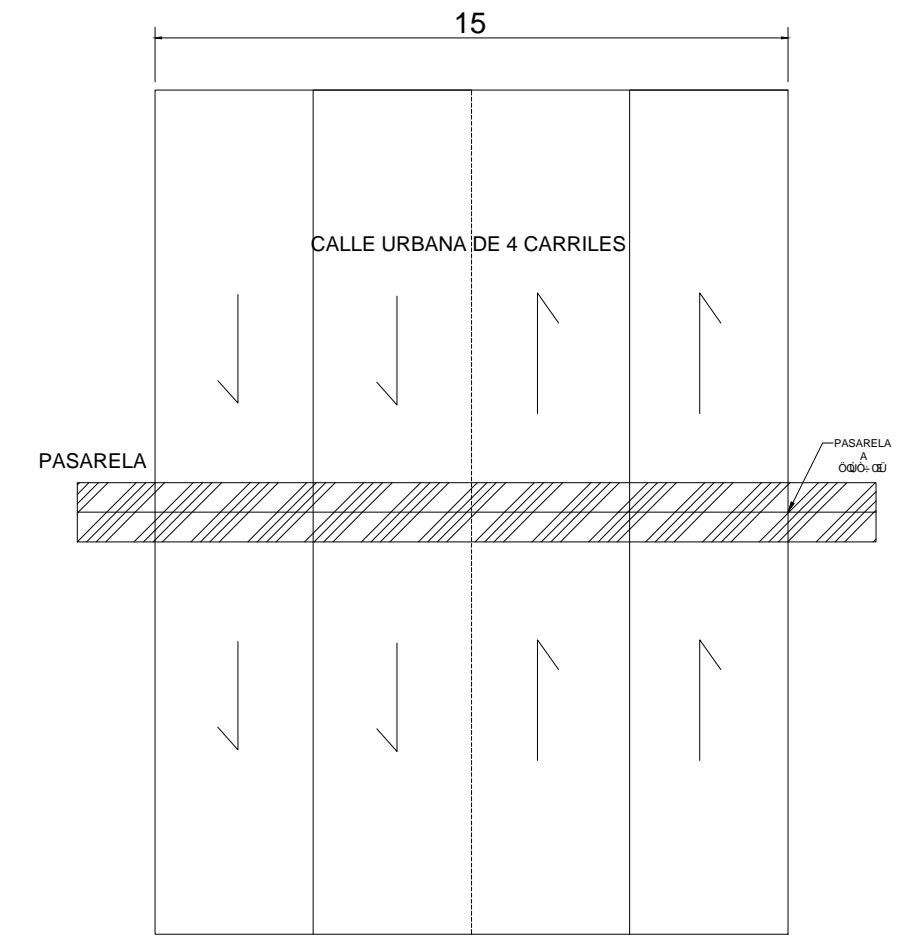
VISTA EN PLANTA

ESCALA 1 : 50




VISTA EN ELEVACION

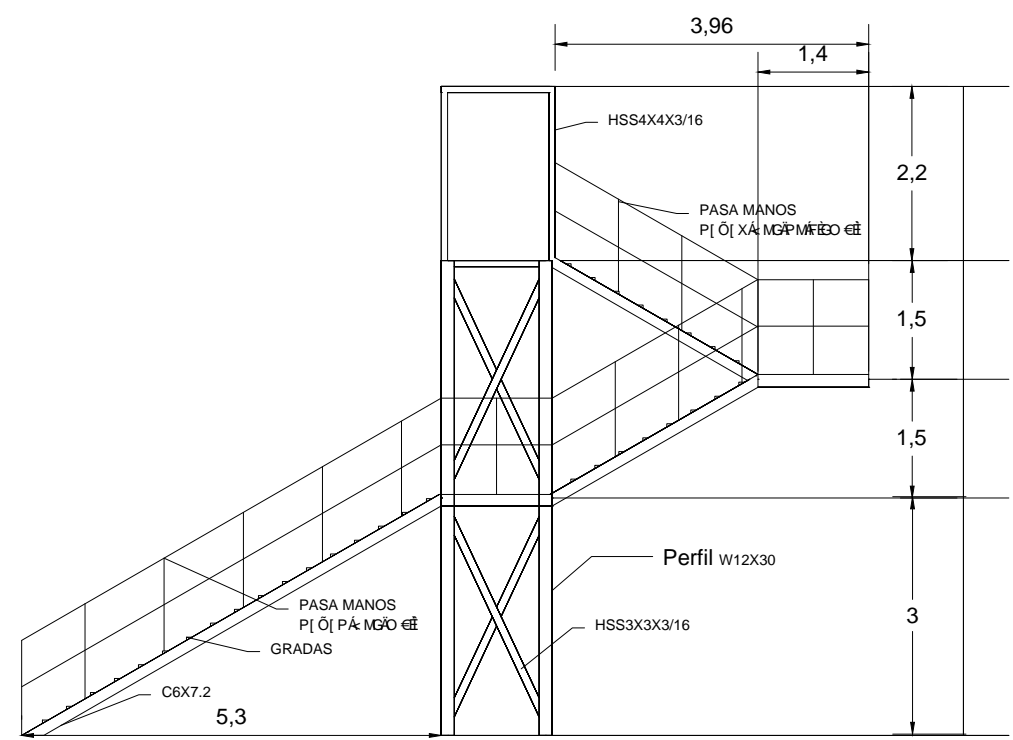
ESCALA 1 : 50



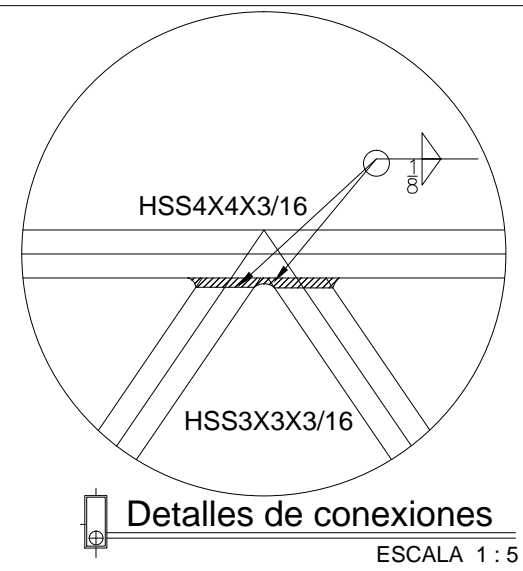
UBICACION DE PASARELA

ESCALA 1 : 75

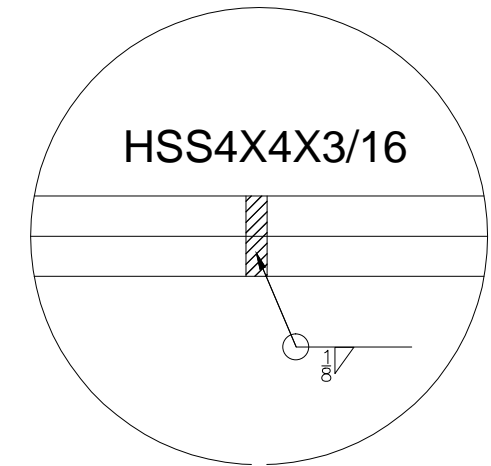
| | | |
|--|--|--|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL 00000000 00000000 00000000 00000000 | |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR |
| Contenido: VISTA EN PLANTA Y VISTA EN ELEVACION DE PASARELA PEATONAL | | |
| Escalas: INDICADAS | Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ | J qic'P A |
| | | <div style="border: 1px solid black; width: 20px; height: 20px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin: 0 auto;"> 1 2 </div> |



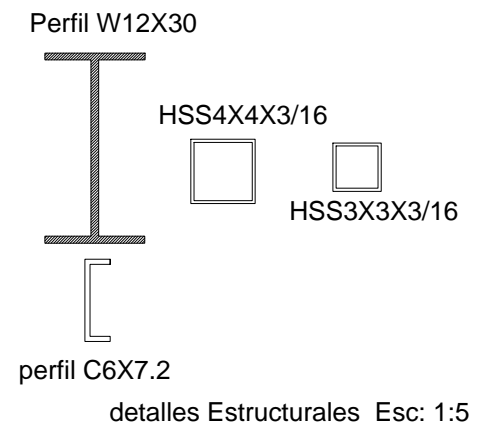
VISTA LATERAL
ESCALA 1 : 40



Detalles de conexiones
ESCALA 1 : 5

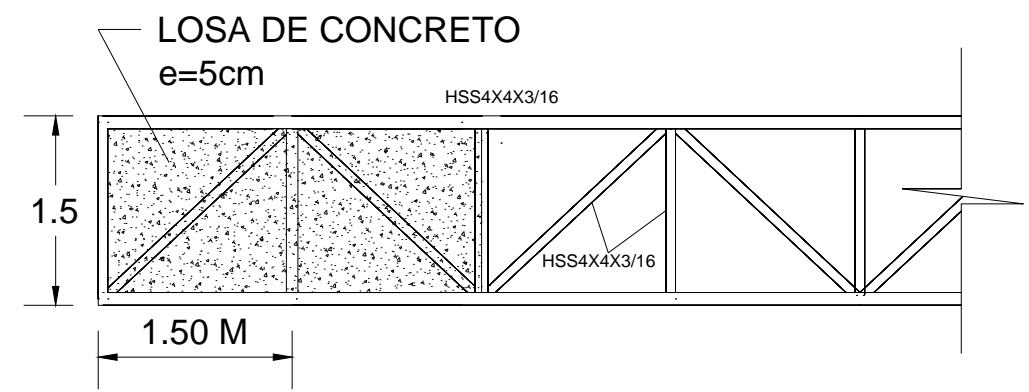


detalle en cuerda superior e inferior
Esc: 1:3



detalles Estructurales Esc: 1:5

Detalles de Soldaduras en uniones
ESCALA 1 : 5



losa de pasarela
vista en planta
ESCALA 1 : 25

| Cuadro de detalle de soldadura | |
|--------------------------------|---|
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado cercano |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en ambos lados y 2 pulgadas de longitud |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado lejano alrededor del elemento |
| | Soldadura de filete de $\frac{3}{16}$ de pulgada en ambos lados y 2 pulgadas de longitud (minimo) |

- Utilizar acero A-36 para todos los elementos estructurales.
- Electrodo E-70XX en todas las soldaduras
- $W_{p\alpha} \alpha \dot{A} \dot{A} \dots \dot{q} \dot{a} \dot{A} \wedge$
• $[\dot{a} \alpha \alpha \dot{ } \dot{a} \dot{A} \dot{A} \alpha \dot{A} \wedge \dot{a} \dot{A}]$
protegido SMAW.
- Todas las dimensiones son $\wedge \dot{A} \dot{A} \alpha \dot{ } \dot{a} \dot{A} \dots \dot{c} \dot{A} \dot{A}]$
- Pernos A325

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
OÜÜCEUVCE ÒP VUÁÖÖÁ ÖÖP ÖÜ CEYÁÜWQÖÖWÜCE

Contenido:
DETALLES CONSTRUCTIVOS DE PASARELA PEATONAL

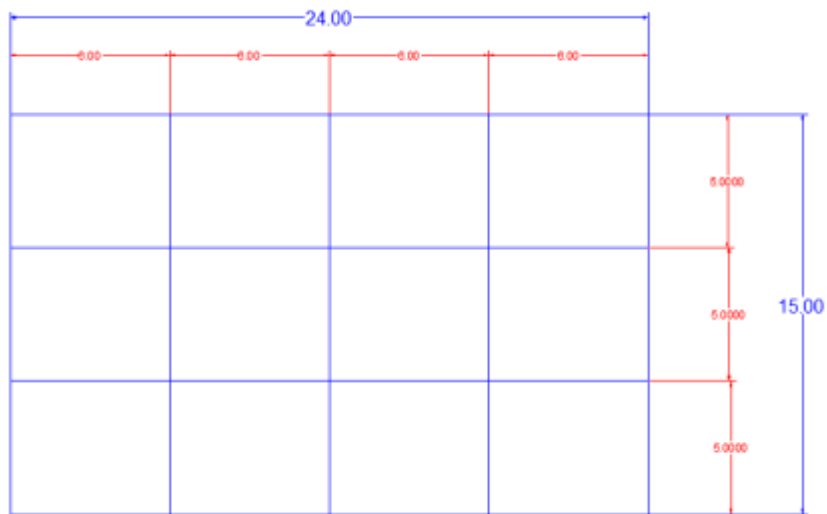
Escalas:
INDICADAS

Presentan:
DANIEL ANTONIO LINARES
EDGAR ATILIO SORIANO
ALBERTH LUIS HERNANDEZ



4.6 Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

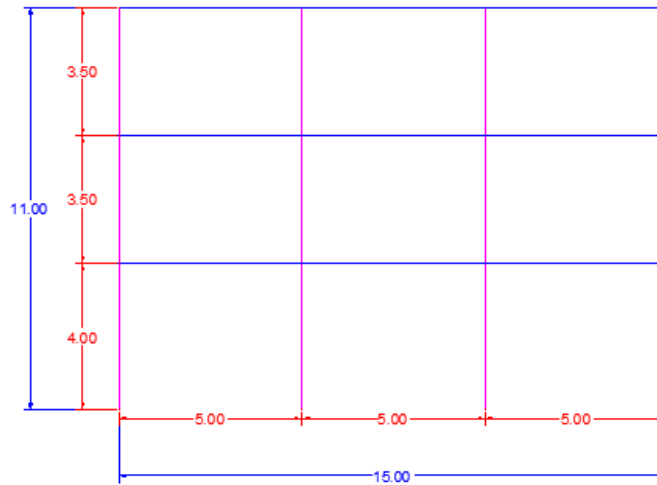
El diseño que se desarrolla a continuación es el de un edificio de 3 niveles formado por marcos de concreto y con vigas de alma abierta como vigas secundarias para distribuir el peso de la losa a las vigas de concreto. El edificio está ubicado en la zona urbana de San Miguel y tiene 3 niveles incluyendo la azotea las dimensiones están en el sistema métrico por lo que su distribución geométrica será la siguiente



Vista en planta



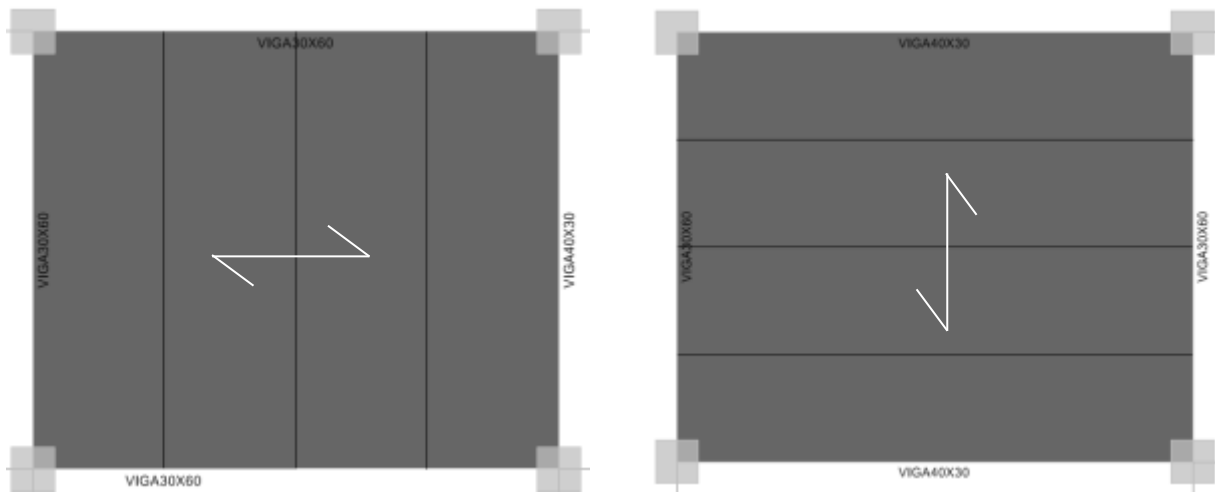
Vista en Elevación Frontal

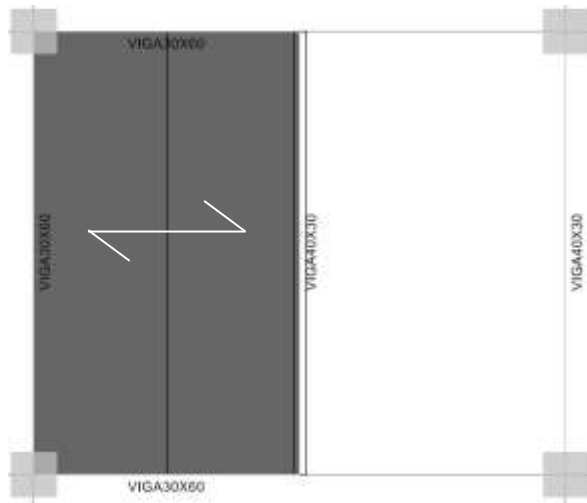


Vista en Elevación Lateral

4.6.1 Distribución de cargas en entrepisos

Para la distribución de cargas tenemos dos dimensiones de losas una de 5m x6m y de 3m x5m para el centro donde se construirán las escaleras y el ascensor la carga aplicada sobre dichas losas será de oficinas 250kg/cm² mientras que para la azotea se utilizó una carga de 100kg/cm². Sobrecarga de 140kg/m² en todos los pisos





Las figuras representan la dirección en la que se localizan las vigas de alma abierta en diversos puntos del edificio la losa carga sobre dichas vigas y estas cargan sobre las vigas principales de concreto

4.6.2 Consideraciones básicas

El edificio será utilizado como oficinas y tendrá al centro un espacio de 6x5 m el cual será destinado a las escaleras y al ascensor además las dimensiones de las columnas y las vigas de concreto.

Primeramente las vigas y las columnas se dimensionaron mediante métodos de pre-dimensionamiento básico para estructuras de concreto. Esto se cambió debido a que en el diseño por software algunas columnas estaban sobre-esforzadas por lo cual se modificaron sus dimensiones por lo se obtuvieron al final vigas primarias de concreto de 0.60 x 0.30 m las cuales soportaban la mayoría de la carga tributaria de las losas y de 0.30 x 0.40m las cuales soportaban una carga considerablemente menor y columnas de 0.50 x 0.50m.

4.6.3 Análisis de estructura mediante software eTabs

4.6.3.1 Modelado



AISC-LRFD99 Steel Frame Design Report

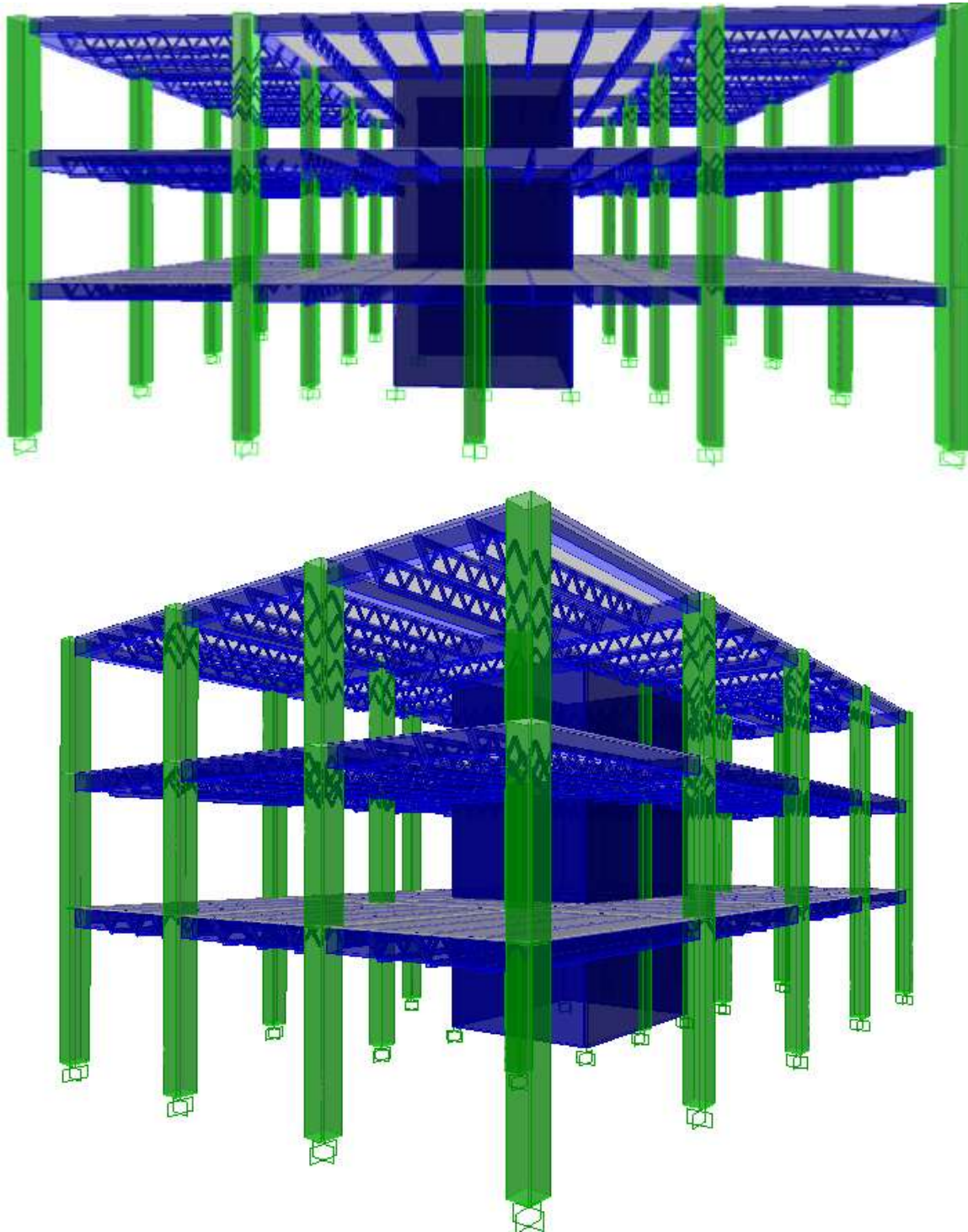
Prepared by
Grupo de Tesis UES FMO

Model Name: Entrepiso

Septiembre 2012

Design Preferences

Frame Type = SMF
 Seismic Design Category = D
 System R = 8.
 System Omega0 = 3.
 Phi(Bending) = 0.9
 Phi(Compression) = 0.85
 Phi(Tension-Yielding) = 0.9
 Phi(Tension-Fracture) = 0.75
 Phi(Shear) = 0.9
 Phi(Shear-Torsion) = 0.75
 Phi(Compression, Angle) = 0.9
 Ignore Seismic Code = No
 Ignore Special Seismic Load = No
 Is Doubler Plate Plug Welded = Yes
 Consider Deflection = Yes
 Deflection Check Type = Both
 DL Limit, L / = 120
 Super DL+LL Limit, L / = 120
 Live Load Limit, L / = 360
 Total Load Limit, L / = 240
 Total--Camber Limit, L / = 240
 DL Limit, abs = 0.9996
 Super DL+LL Limit, abs = 0.9996
 Live Load Limit, abs = 0.9996
 Total Load Limit, abs = 0.9996
 Total--Camber Limit, abs = 0.9996
 Pattern Live Load Factor = 0.75
 Stress Ratio Limit = 0.95
 Maximum Auto Iteration = 1



Propiedades de los Materiales - General

Material Property Data - General

| Name | Type | Dir/Plane | Modulus of Elasticity | Poisson's Ratio | Thermal Coefficient | Shear Modulus |
|-------|------|-----------|-----------------------|-----------------|---------------------|---------------|
| STEEL | Iso | All | 29000.000 | 0.3000 | 6.5000E-06 | 11153.846 |

Propiedades de los Materiales - Mass & Weight

Material Property Data - Mass & Weight

| Name | Mass per Unit Volume | Weight per Unit Volume |
|-------|----------------------|------------------------|
| STEEL | 7.3240E-07 | 2.8300E-04 |

Material Property Data – Diseño del Acero

Material Property Data - Steel Design

| Name | Steel F _y | Steel F _u | Cost per Unit Weight |
|-------|----------------------|----------------------|----------------------|
| STEEL | 50.000 | 65.000 | 1.00 |

Propiedad de la Seccion de los Elementos - General

Frame Section Property Data - General

| Frame Section Name | Material Name | Section Shape Name or Name in Properties File |
|--------------------|---------------|---|
| HSS2X2X1/8 | STEEL | HSS2X2X1/8 |
| HSS4X4X1/8 | STEEL | HSS4X4X1/8 |

Propiedad de la Seccion de los Elementos - Dimensiones

Frame Section Property Data - Dimensions

| Frame Section Name | Section Depth | Top Flange Width | Top Flange Thickness | Web Thickness | Bot Flange Width | Bot Flange Thickness |
|--------------------|---------------|------------------|----------------------|---------------|------------------|----------------------|
| HSS2X2X1/8 | 2.0000 | 2.0000 | 0.1160 | 0.1160 | 0.0000 | 0.0000 |
| HSS4X4X1/8 | 4.0000 | 4.0000 | 0.1160 | 0.1160 | 0.0000 | 0.0000 |

Propiedad de la Seccion de los Elementos - Properties Part 1 of 2

Frame Section Property Data - Properties Part 1 of 2

| Frame Section Name | Section Area | Torsional Constant | Moment of Inertia I33 | Moment of Inertia I22 | Shear Area A2 | Shear Area A3 |
|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| HSS2X2X1/8 | 0.8400 | 0.7960 | 0.4860 | 0.4860 | 0.4640 | 0.4640 |
| HSS4X4X1/8 | 1.7700 | 6.9100 | 4.4000 | 4.4000 | 0.9280 | 0.9280 |

Propiedad de la Seccion de los Elementos - Properties Part 2 of 2

Frame Section Property Data - Properties Part 2 of 2

| Frame Section Name | Section Modulus S33 | Section Modulus S22 | Plastic Modulus Z33 | Plastic Modulus Z22 | Radius of Gyration r33 | Radius of Gyration r22 |
|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| HSS2X2X1/8 | 0.4860 | 0.4860 | 0.5840 | 0.5840 | 0.7606 | 0.7606 |
| HSS4X4X1/8 | 2.2000 | 2.2000 | 2.5600 | 2.5600 | 1.5767 | 1.5767 |

Combinaciones de Carga

Load Combinations

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|--|
| COMB1 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA |
| COMB2 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.600*AZOTEA |
| COMB3 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SX1 + 0.420*SY1 |
| COMB4 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SX1 - 0.420*SY1 |
| COMB5 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SX1 + 0.420*SY1 |
| COMB6 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SX1 - 0.420*SY1 |
| COMB7 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SX1 + 0.420*SY2 |
| COMB8 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SX1 - 0.420*SY2 |
| COMB9 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SX1 + 0.420*SY2 |
| COMB10 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SX1 - 0.420*SY2 |
| COMB11 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SX2 + 0.420*SY1 |
| COMB12 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SX2 - 0.420*SY1 |
| COMB13 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SX2 + 0.420*SY1 |
| COMB14 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SX2 - 0.420*SY1 |
| COMB15 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SX2 + 0.420*SY1 |
| COMB16 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SX2 - 0.420*SY1 |
| COMB17 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SX2 + 0.420*SY1 |
| COMB18 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SX2 - 0.420*SY1 |
| COMB19 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SY1 + 0.420*SX1 |
| COMB20 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SY1 - 0.420*SX1 |
| COMB21 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SY1 + 0.420*SX1 |
| COMB22 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SY1 - 0.420*SX1 |
| COMB23 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SY1 + 0.420*SX2 |
| COMB24 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SY1 - 0.420*SX2 |
| COMB25 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SY1 + 0.420*SX2 |
| COMB26 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SY1 - 0.420*SX2 |
| COMB27 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SY2 + 0.420*SX1 |
| COMB28 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SY2 - 0.420*SX1 |
| COMB29 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SY2 + 0.420*SX1 |
| COMB30 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SY2 - 0.420*SX1 |
| COMB31 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SY2 + 0.420*SX2 |
| COMB32 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.400*SY2 - 0.420*SX2 |
| COMB33 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SY2 + 0.420*SX2 |
| COMB34 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA - 1.400*SY2 - 0.420*SX2 |
| COMB35 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SX1 + 0.420*SY1 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

Load Combinations

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|--|
| COMB36 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SX1 - 0.420*SY1 |
| COMB37 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SX1 + 0.420*SY1 |
| COMB38 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SX1 - 0.420*SY1 |
| COMB39 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SX1 + 0.420*SY2 |
| COMB40 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SX1 - 0.420*SY2 |
| COMB41 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SX1 + 0.420*SY2 |
| COMB42 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SX1 - 0.420*SY2 |
| COMB43 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SX2 + 0.420*SY1 |
| COMB44 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SX2 - 0.420*SY1 |
| COMB45 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SX2 + 0.420*SY1 |
| COMB46 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SX2 - 0.420*SY1 |
| COMB47 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SX2 + 0.420*SY2 |
| COMB48 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SX2 - 0.420*SY2 |
| COMB49 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SX2 + 0.420*SY2 |
| COMB50 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SX2 - 0.420*SY2 |
| COMB51 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SY1 + 0.420*SX1 |
| COMB52 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SY1 - 0.420*SX1 |
| COMB53 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SY1 + 0.420*SX1 |
| COMB54 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SY1 - 0.420*SX1 |
| COMB55 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SY1 + 0.420*SX2 |
| COMB56 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SY1 - 0.420*SX2 |
| COMB57 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SY1 + 0.420*SX2 |
| COMB58 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SY1 - 0.420*SX2 |
| COMB59 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SY2 + 0.420*SX1 |
| COMB60 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SY2 - 0.420*SX1 |
| COMB61 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SY2 + 0.420*SX1 |
| COMB62 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SY2 - 0.420*SX1 |
| COMB63 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SY2 + 0.420*SX2 |
| COMB64 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.400*SY2 - 0.420*SX2 |
| COMB65 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SY2 + 0.420*SX2 |
| COMB66 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.400*SY2 - 0.420*SX2 |
| COMB67 | ENVE[1.000*COMB3, 1.000*COMB4, 1.000*COMB5, 1.000*COMB6, 1.000*COMB7, 1.000*COMB8, 1.000*COMB9, 1.000*COMB10, 1.000*COMB35, 1.000*COMB36, 1.000*COMB37, 1.000*COMB38, 1.000*COMB39, 1.000*COMB40, 1.000*COMB41, 1.000*COMB42] |
| COMB68 | ENVE[1.000*COMB11, 1.000*COMB12, 1.000*COMB13, 1.000*COMB14, 1.000*COMB15, 1.000*COMB16, 1.000*COMB17, 1.000*COMB18, 1.000*COMB43, 1.000*COMB44, 1.000*COMB45, 1.000*COMB46, 1.000*COMB47, 1.000*COMB48, 1.000*COMB49, 1.000*COMB50] |
| COMB69 | ENVE[1.000*COMB19, 1.000*COMB20, 1.000*COMB21, 1.000*COMB22, 1.000*COMB23, 1.000*COMB24, 1.000*COMB25, 1.000*COMB26, 1.000*COMB51, 1.000*COMB52, 1.000*COMB53, 1.000*COMB54, 1.000*COMB55, 1.000*COMB56, 1.000*COMB57, 1.000*COMB58] |
| COMB70 | ENVE[1.000*COMB27, 1.000*COMB28, 1.000*COMB29, 1.000*COMB30, 1.000*COMB31, 1.000*COMB32, 1.000*COMB33, 1.000*COMB34, 1.000*COMB59, 1.000*COMB60, 1.000*COMB61, 1.000*COMB62, 1.000*COMB63, 1.000*COMB64, 1.000*COMB65, 1.000*COMB66] |
| COMB71 | ENVE[1.000*COMB67, 1.000*COMB68, 1.000*COMB69, 1.000*COMB70] |
| DSTLS2 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA |
| DSTLS3 | 1.200*SOBRECARGA + 1.600*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.600*AZOTEA + 1.600*LIVEROOF |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

Load Combinations

| Combination Name | Combination Definition |
|------------------|---|
| DSTLS4 | 1.200*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.600*WIND |
| DSTLS5 | 1.200*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.200*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.600*WIND |
| DSTLS6 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA + 0.800*WIND |
| DSTLS7 | 1.200*SOBRECARGA + 1.200*MUERTA - 0.800*WIND |
| DSTLS8 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA + 1.600*WIND |
| DSTLS9 | 0.900*SOBRECARGA + 0.900*MUERTA - 1.600*WIND |
| DSTLS10 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.000*SX1 |
| DSTLS11 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.000*SX1 |
| DSTLS12 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.000*SX2 |
| DSTLS13 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.000*SX2 |
| DSTLS14 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.000*SY1 |
| DSTLS15 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.000*SY1 |
| DSTLS16 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF + 1.000*SY2 |
| DSTLS17 | 1.400*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.400*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF - 1.000*SY2 |
| DSTLS18 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.000*SX1 |
| DSTLS19 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.000*SX1 |
| DSTLS20 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.000*SX2 |
| DSTLS21 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.000*SX2 |
| DSTLS22 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.000*SY1 |
| DSTLS23 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.000*SY1 |
| DSTLS24 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA + 1.000*SY2 |
| DSTLS25 | 1.400*SOBRECARGA + 1.400*MUERTA - 1.000*SY2 |
| DSTLS26 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.000*SX1 |
| DSTLS27 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.000*SX1 |
| DSTLS28 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.000*SX2 |
| DSTLS29 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.000*SX2 |
| DSTLS30 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.000*SY1 |
| DSTLS31 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.000*SY1 |
| DSTLS32 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA + 1.000*SY2 |
| DSTLS33 | 0.700*SOBRECARGA + 0.700*MUERTA - 1.000*SY2 |
| DSTLD1 | 1.000*SOBRECARGA + 1.000*MUERTA |
| DSTLD2 | 1.000*SOBRECARGA + 1.000*VIVA + 1.000*MUERTA + 1.000*AZOTEA + 1.000*LIVEROOF |

Masa Participativa (M A S S S O U R C E L O A D S)

Material Property Data - Mass & Weight

| LOAD | MULTIPLIER |
|------------|------------|
| SOBRECARGA | 1 |
| VIVA | 0.72 |
| MUERTA | 1 |
| AZOTEA | 0.5 |

Masa Participativa (M A S S S O U R C E D A T A)

Material Property Data - Steel Design

| MASS FROM | LATERAL MASS ONLY | LIMP MASS |
|---------------|-------------------|-----------|
| Masses & Load | YES | YES |

MATERIALES POR TIPO DE ELEMENTO

MATERIAL LIST BY ELEMENT TYPE

| ELEMENT TYPE | MATERIAL | TOTAL WEIGHT kips | NUMBER PIECES | NUMBER STUDS |
|--------------|----------|----------------------|------------------|-----------------|
| Column | CONC280 | 291.18 | 60 | |
| Beam | STEEL | 19.91 | 192 | 0 |
| Beam | CONC280 | 310.73 | 105 | 0 |
| Brace | STEEL | 10.77 | 1752 | |
| Wall | CONC280 | 192.27 | | |
| Floor | CONC280 | 474.16 | | |
| Metal Deck | N,A | 24.51 | | |

MATERIALES POR SECCION
MATERIAL LIST BY SECTION

| SECTION | ELEMENT TYPE | NUMBER PIECES | TOTAL LENGTH feet | TOTAL WEIGHT kips | NUMBER STUDS |
|------------|--------------|---------------|----------------------|----------------------|--------------|
| COL50X50 | Column | 60 | 721.785 | 291.18 | |
| HSS2X2X1/8 | Brace | 1560 | 2996.94 | 8.55 | |
| HSS4X4X1/8 | Beam | 192 | 3311.516 | 19.91 | 0 |
| HSS4X4X1/8 | Brace | 192 | 369.103 | 2.22 | |
| VIGA30X60 | Beam | 72 | 1181.102 | 202.99 | 0 |
| VIGA40X30 | Beam | 33 | 600.394 | 107.74 | 0 |
| MUROESQ | Wall | | | 192.27 | |
| GALVADECK | Floor | | | 474.16 | |
| GALVADECK | Metal Deck | | | 24.51 | |

STATIC LOAD CASES

| STATIC CASE | CASE TYPE | AUTO LAT LOAD | SELF WT MULTIPLIER | NOTIONAL FACTOR | NOTION DIRECTION |
|-------------|------------|---------------|--------------------|-----------------|------------------|
| SOBRECARGA | SUPER DEAD | N/A | 1 | | |
| VIVA | LIVE | N/A | 0 | | |
| MUERTA | DEAD | N/A | 1 | | |
| AZOTEA | LIVE | N/A | 0 | | |
| SX1 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SX2 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SY1 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| SY2 | QUAKE | USER_COEFF | 1 | | |
| LIVEROOF | LIVE | N/A | 1 | | |
| WIND | WIND | UBC97 | 0 | | |

Propiedades de la Seccion de Entrepiso

DECK SECTION PROPERTY DATA

| DECK SECTION | DECK TYPE | SLAB MATERIAL | DECK MATERIAL | DECK SHEAR THICK | DECK UNIT WT |
|--------------|-----------|---------------|---------------|------------------|--------------|
| GALVADECK | Filled | CONC280 | N/A | N/A | 1.5970E-05 |

Información de la Sección de los Conectores de Cortante
DECK SECTION SHEAR STUD DATA

| STUD | STUD DIAM | STUD HEIGHT | STUD FU |
|-----------|-----------|-------------|---------|
| GALVADECK | 0.75 | 3.1496 | 65 |

Información de la Geometría de la Losa
DECK SECTION GEOMETRY DATA

| DECK SECTION | SLAB DEPTH | RIB DEPTH | RIB WIDTH | RIB SPACING |
|--------------|------------|-----------|-----------|-------------|
| GALVADECK | 1.9685 | 2.5591 | 7.835 | 12.5984 |

Restricciones en los Apoyos

SUPPORT (RESTRAINT) DATA

/-----RESTAINED DOF's-----/

| STORY | POINT | UX | UY | UZ | RX | RY | RZ |
|-------|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| BASE | 1 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 2 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 3 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 4 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 5 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 6 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 7 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 8 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 9 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 10 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 11 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 12 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 13 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 14 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 15 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 16 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 17 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 18 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 19 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 20 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | |
|------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| BASE | 3183 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 3239 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 3311-2 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |
| BASE | 3310-2 | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes | Yes |

AUTO WIND UBC97

Case: WIND

AUTO WIND INPUT DATA

Exposure From: Rigid diaphragm extents

Direction Angle = 0 degrees

Windward C_q = 0.8

Leeward C_q = 0.5

Top Story: STORY3

Bottom Story: BASE

No parapet is included

Basic Wind Speed, V = 50 mph

Exposure Type = B

Importance Factor, I_w = 1.2

AUTO WIND EXPOSURE WIDTH INFORMATION (Exposure widths are from diaphragm extents)

AUTO WIND EXPOSURE WIDTH INFORMATION
(Exposure widths are from diaphragm extents)

| STORY | DIAPHRAGM | WIDTH | X | Y |
|--------|-----------|---------|---------|---------|
| STORY3 | D1 | 590.551 | 472.441 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | 590.551 | 472.441 | 295.276 |
| STORY1 | D1 | 590.551 | 472.441 | 295.276 |

AUTO WIND CALCULATION FORMULAS

$P = \text{wind pressure} = \text{SUM}(C_e C_q q_s I_w) \text{ -- Method 1}$

C_e, the combined height, exposure and gust factor coefficient, is from UBC97 Table 16-G

qs is the wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet

$$q_s = 0.00256 V^2 \geq 10 \text{ psf}$$

AUTO WIND CALCULATION RESULTS

$$q_s = 10.0000 \text{ psf}$$

AUTO WIND STORY FORCES

AUTO WIND STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|---------------|------|----|---|----|----|----------|
| STORY3 | | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 433.0709) | | | |
| | 3.66 | 0 | 0 | 0 | 0 | -1080.22 |
| | | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 295.2756) | | | |
| STORY2 | | | | | | |
| | 6.87 | 0 | 0 | 0 | 0 | -2027.31 |
| STORY1 | | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 157.4803) | | | |
| | 6.78 | 0 | 0 | 0 | 0 | -2000.5 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SY1

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
 Typical Eccentricity = 5%
 Eccentricity Overrides: No
 Top Story: STORY3
 Bottom Story: BASE
 C = 0.12
 K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$$V = C W$$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

$$W \text{ Used} = 3042.68$$

$$V \text{ Used} = 0.1200W = 365.12$$

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|-------|----|----|----|----|----|----|
|-------|----|----|----|----|----|----|

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | |
|---------------|--------|---|---|---|---------|----------|
| STORY3 | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 433.0709) | | | | |
| | 163.58 | 0 | 0 | 0 | -35.032 | -53076.8 |
| STORY2 | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 295.2756) | | | | |
| | 130.5 | 0 | 0 | 0 | -23.885 | -42350.4 |
| STORY1 | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 157.4803) | | | | |
| | 71.05 | 0 | 0 | 0 | -12.739 | -23056.3 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SX2

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
 Typical Eccentricity = 5%
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY3
 Bottom Story: BASE

C = 0.12
 K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$V = C W$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 3042.68

V Used = 0.1200W = 365.12

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|---------------|--------|---|----|----|---------|----------|
| STORY3 | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 433.0709) | | | | |
| | 163.58 | 0 | 0 | 0 | -35.032 | -53076.8 |
| STORY2 | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 295.2756) | | | | |
| | 130.5 | 0 | 0 | 0 | -23.885 | -42350.4 |
| STORY1 | | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 157.4803) | | | | |
| | 71.05 | 0 | 0 | 0 | -12.739 | -23056.3 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SX1

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY
 Typical Eccentricity = 5%
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY3
 Bottom Story: BASE

C = 0.12
 K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$V = C W$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 3042.68

V Used = 0.1200W = 365.12

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|---------------|---|----|----|----|---------|----------|
| STORY3 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 433.0709) | | | | | |
| | 163.58 | 0 | 0 | 0 | -35.032 | -53076.8 |
| STORY2 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 295.2756) | | | | | |
| | 130.5 | 0 | 0 | 0 | -23.885 | -42350.4 |
| STORY1 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 157.4803) | | | | | |
| | 71.05 | 0 | 0 | 0 | -12.739 | -23056.3 |

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT

Case: SY2

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: Y - EccX
 Typical Eccentricity = 5%
 Eccentricity Overrides: No

Top Story: STORY3
 Bottom Story: BASE

C = 0.12
 K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$V = C W$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

W Used = 3042.68

V Used = 0.1200W = 365.12

AUTO SEISMIC STORY FORCES

| STORY | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|--------|---|--------|----|--------|----|----------|
| STORY3 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 433.0709) | | | | | |
| | 0 | 163.58 | 0 | 35.032 | 0 | 70965.1 |
| STORY2 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 295.2756) | | | | | |
| | 0 | 130.5 | 0 | 23.885 | 0 | 56451.51 |
| STORY1 | (Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 157.4803) | | | | | |
| | 0 | 71.05 | 0 | 12.739 | 0 | 30722.04 |

4.6.3.2 Resultado de Análisis Estructural

Reacciones En Los Soportes

| Story | Point | Load | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|-------|-------|--------|------|-------|--------|----------|---------|---------|
| BASE | 1 | DJST1 | 1.51 | -0.28 | 114.9 | 13.516 | 77.804 | -0.425 |
| BASE | 1 | DJST2 | 1.73 | -0.72 | 127.31 | 36.393 | 89.163 | -2.8 |
| BASE | 1 | DCON2 | 2.11 | -0.39 | 160.86 | 18.922 | 108.926 | -0.595 |
| BASE | 1 | DCON3 | 2.16 | -1.05 | 157.74 | 52.823 | 111.539 | -4.309 |
| BASE | 1 | DCON4 | 1.9 | -0.78 | 150.23 | 38.996 | 91.046 | -2.977 |
| BASE | 1 | DCON5 | 2.16 | -0.78 | 150.35 | 39.196 | 118.402 | -2.792 |
| BASE | 1 | DCON6 | 1.75 | -0.33 | 137.85 | 16.169 | 86.526 | -0.556 |
| BASE | 1 | DCON7 | 1.87 | -0.33 | 137.91 | 16.269 | 100.204 | -0.464 |
| BASE | 1 | DCON8 | 1.23 | -0.25 | 103.35 | 12.064 | 56.346 | -0.475 |
| BASE | 1 | DCON9 | 1.48 | -0.25 | 103.47 | 12.265 | 83.702 | -0.29 |
| BASE | 1 | DCON10 | 2.17 | -1.29 | 226.19 | 87.953 | 48.408 | 3.016 |
| BASE | 1 | DCON11 | 2.49 | -0.37 | 120.35 | -4.354 | 192.161 | -8.955 |
| BASE | 1 | DCON12 | 2.17 | -1.29 | 226.19 | 87.953 | 48.408 | 3.016 |
| BASE | 1 | DCON13 | 2.49 | -0.37 | 120.35 | -4.354 | 192.161 | -8.955 |
| BASE | 1 | DCON16 | 3.13 | -3.05 | 227.63 | 276.903 | 168.811 | 7.536 |
| BASE | 1 | DCON17 | 1.53 | 1.39 | 118.92 | -193.304 | 71.758 | -13.475 |
| BASE | 1 | DCON18 | 1.95 | -0.85 | 213.78 | 65.075 | 37.05 | 5.391 |
| BASE | 1 | DCON19 | 2.27 | 0.07 | 107.94 | -27.231 | 180.803 | -6.58 |
| BASE | 1 | DCON29 | 1.22 | 0.27 | 27.51 | -36.692 | 126.34 | -6.283 |
| BASE | 1 | DCON30 | 0.89 | -0.65 | 133.35 | 55.614 | -17.414 | 5.688 |
| BASE | 1 | DCON31 | 1.22 | 0.27 | 27.51 | -36.692 | 126.34 | -6.283 |
| BASE | 1 | DCON32 | 1.85 | -2.41 | 134.79 | 244.565 | 102.989 | 10.208 |
| BASE | 1 | DCON33 | 0.26 | 2.03 | 26.07 | -225.643 | 5.937 | -10.803 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | |
|------|---|---------|------|-------|--------|---------|---------|---------|
| BASE | 1 | DCMPC1 | 1.11 | -0.02 | 86.36 | 0.564 | 57.155 | 0.724 |
| BASE | 1 | DCMPC2 | 1.18 | -0.17 | 90.33 | 7.885 | 60.79 | -0.036 |
| BASE | 1 | DCMPS1 | 2.11 | -0.39 | 160.86 | 18.922 | 108.926 | -0.595 |
| BASE | 1 | DCMPS2 | 2.16 | -1.05 | 157.74 | 52.823 | 111.539 | -4.309 |
| BASE | 1 | DCMPD1 | 1.51 | -0.28 | 114.9 | 13.516 | 77.804 | -0.425 |
| BASE | 1 | DCMPD2 | 1.73 | -0.72 | 127.31 | 36.393 | 89.163 | -2.8 |
| BASE | 2 | DCON6 | 1.75 | 0.33 | 137.85 | -16.169 | 86.526 | 0.556 |
| BASE | 2 | DCON7 | 1.87 | 0.33 | 137.91 | -16.269 | 100.204 | 0.464 |
| BASE | 2 | DCON8 | 1.23 | 0.25 | 103.35 | -12.064 | 56.346 | 0.475 |
| BASE | 2 | DCON9 | 1.48 | 0.25 | 103.47 | -12.265 | 83.702 | 0.29 |
| BASE | 2 | DCON10 | 2.02 | 0.39 | 226 | 5.221 | 30.77 | 9.285 |
| BASE | 2 | DCON11 | 2.64 | 1.28 | 120.54 | -88.82 | 209.8 | -3.346 |
| BASE | 2 | DCON12 | 2.02 | 0.39 | 226 | 5.221 | 30.77 | 9.285 |
| BASE | 2 | DCON13 | 2.64 | 1.28 | 120.54 | -88.82 | 209.8 | -3.346 |
| BASE | 2 | DCON14 | 2.02 | 0.39 | 226 | 5.221 | 30.77 | 9.285 |
| BASE | 2 | DCON15 | 2.64 | 1.28 | 120.54 | -88.82 | 209.8 | -3.346 |
| BASE | 2 | DCON16 | 2.92 | -1.36 | 226.87 | 192.599 | 143.202 | 12.57 |
| BASE | 2 | DCON28 | 0.74 | -0.25 | 133.16 | 37.559 | -35.052 | 6.613 |
| BASE | 2 | DCON29 | 1.37 | 0.64 | 27.7 | -56.482 | 143.978 | -6.018 |
| BASE | 2 | DCON30 | 0.74 | -0.25 | 133.16 | 37.559 | -35.052 | 6.613 |
| BASE | 2 | DCON31 | 1.37 | 0.64 | 27.7 | -56.482 | 143.978 | -6.018 |
| BASE | 2 | DCON32 | 1.64 | -2 | 134.02 | 224.938 | 77.38 | 9.898 |
| BASE | 2 | DCON33 | 0.47 | 2.39 | 26.84 | -243.86 | 31.546 | -9.303 |
| BASE | 2 | DSTLS10 | 2.02 | 0.39 | 226 | 5.221 | 30.77 | 9.285 |
| BASE | 2 | DSTLS11 | 2.64 | 1.28 | 120.54 | -88.82 | 209.8 | -3.346 |
| BASE | 2 | DSTLS12 | 2.02 | 0.39 | 226 | 5.221 | 30.77 | 9.285 |
| BASE | 2 | DSTLS13 | 2.64 | 1.28 | 120.54 | -88.82 | 209.8 | -3.346 |
| BASE | 2 | DSTLS14 | 2.02 | 0.39 | 226 | 5.221 | 30.77 | 9.285 |
| BASE | 2 | DSTLS33 | 0.47 | 2.39 | 26.84 | -243.86 | 31.546 | -9.303 |
| BASE | 2 | DSTLD1 | 1.51 | 0.28 | 114.9 | -13.516 | 77.804 | 0.425 |
| BASE | 2 | DSTLD2 | 1.73 | 0.72 | 127.31 | -36.393 | 89.163 | 2.8 |
| BASE | 3 | DJST1 | 1.08 | -1.59 | 79.79 | 84.311 | 56.571 | -13.858 |
| BASE | 3 | DJST2 | 1.3 | -2.08 | 92.01 | 109.943 | 67.822 | -18.917 |
| BASE | 3 | DCON2 | 1.51 | -2.23 | 111.71 | 118.035 | 79.199 | -19.402 |
| BASE | 3 | DCON3 | 1.64 | -2.69 | 115.3 | 142.185 | 85.886 | -24.723 |
| BASE | 3 | DCON22 | 0.82 | -3.27 | 147.27 | 196.818 | -41.202 | -15.611 |
| BASE | 3 | DCON23 | 2.21 | -1.19 | 76.15 | 39.252 | 199.6 | -23.193 |
| BASE | 3 | DCON24 | 1.64 | -4.69 | 150.83 | 367.369 | 61.528 | -10.325 |
| BASE | 3 | DSTLS29 | 1.45 | -0.07 | 20.29 | -19.766 | 160.001 | -13.492 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | |
|------|---|---------|-------|-------|--------|----------|----------|---------|
| BASE | 3 | DSTLS30 | 0.06 | -2.16 | 91.42 | 137.801 | -80.802 | -5.91 |
| BASE | 3 | DSTLS31 | 1.45 | -0.07 | 20.29 | -19.766 | 160.001 | -13.492 |
| BASE | 3 | DSTLS32 | 0.88 | -3.58 | 94.97 | 308.352 | 21.929 | -0.624 |
| BASE | 3 | DSTLS33 | 0.63 | 1.35 | 16.74 | -190.317 | 57.27 | -18.777 |
| BASE | 3 | DSTLD1 | 1.08 | -1.59 | 79.79 | 84.311 | 56.571 | -13.858 |
| BASE | 3 | DSTLD2 | 1.3 | -2.08 | 92.01 | 109.943 | 67.822 | -18.917 |
| BASE | 4 | DJST1 | -0.8 | -0.41 | 144.65 | 21.588 | -37.952 | -0.929 |
| BASE | 4 | DJST2 | -0.9 | -0.99 | 162.88 | 51.99 | -42.116 | 1.249 |
| BASE | 4 | DCON2 | -1.12 | -0.57 | 202.52 | 30.223 | -53.132 | -1.3 |
| BASE | 4 | DCON3 | -1.11 | -1.43 | 202.74 | 74.548 | -52.204 | 2.369 |
| BASE | 4 | DCON4 | -1.19 | -1.07 | 191.45 | 56.017 | -61.832 | 1.263 |
| BASE | 4 | DCON5 | -0.93 | -1.08 | 192.17 | 56.598 | -37.58 | 0.863 |
| BASE | 4 | DCON6 | -1.03 | -0.49 | 173.41 | 25.76 | -51.605 | -1.014 |
| BASE | 4 | DCON7 | -0.9 | -0.49 | 173.77 | 26.05 | -39.479 | -1.215 |
| BASE | 4 | DCON8 | -0.85 | -0.37 | 129.83 | 19.138 | -46.282 | -0.636 |
| BASE | 4 | DCON9 | -0.59 | -0.37 | 130.55 | 19.719 | -22.03 | -1.036 |
| BASE | 4 | DCON10 | -2.9 | -1.43 | 281.52 | 85.73 | -204.158 | 4.355 |
| BASE | 4 | DCON22 | -2.8 | -0.84 | 263.3 | 55.329 | -199.994 | 2.177 |
| BASE | 4 | DCON23 | 0.56 | -0.31 | 141.73 | 5.117 | 93.73 | -4.778 |
| BASE | 4 | DCON24 | -1.56 | -2.4 | 266.68 | 222.498 | -67.757 | 4.701 |
| BASE | 4 | DCON25 | -0.69 | 1.25 | 138.35 | -162.053 | -38.507 | -7.301 |
| BASE | 4 | DCON26 | -2.24 | -0.56 | 162.04 | 40.217 | -173.428 | 2.827 |
| BASE | 4 | DCON27 | 1.12 | -0.02 | 40.47 | -9.994 | 120.296 | -4.127 |
| BASE | 4 | DCMPC1 | -0.6 | -0.07 | 107.56 | 3.65 | -28.496 | -1.718 |
| BASE | 4 | DCMPC2 | -0.63 | -0.25 | 113.39 | 13.379 | -29.828 | -1.022 |
| BASE | 4 | DCMPS1 | -1.12 | -0.57 | 202.52 | 30.223 | -53.132 | -1.3 |
| BASE | 4 | DSTLS9 | -0.59 | -0.37 | 130.55 | 19.719 | -22.03 | -1.036 |
| BASE | 4 | DSTLS18 | -2.8 | -0.84 | 263.3 | 55.329 | -199.994 | 2.177 |
| BASE | 4 | DSTLS19 | 0.56 | -0.31 | 141.73 | 5.117 | 93.73 | -4.778 |
| BASE | 4 | DSTLS20 | -2.8 | -0.84 | 263.3 | 55.329 | -199.994 | 2.177 |
| BASE | 5 | DCON16 | -1.53 | -0.58 | 291.03 | 127.088 | -78.291 | 7.272 |
| BASE | 5 | DCON17 | -0.9 | 2.9 | 150.45 | -248.337 | -36.301 | -9.027 |
| BASE | 5 | DCON18 | -3 | 0.4 | 263.12 | -10.008 | -219.723 | 6.279 |
| BASE | 5 | DCON19 | 0.75 | 0.75 | 141.92 | -50.438 | 113.459 | -3.679 |
| BASE | 5 | DCON20 | -3 | 0.4 | 263.12 | -10.008 | -219.723 | 6.279 |
| BASE | 5 | DCON21 | 0.75 | 0.75 | 141.92 | -50.438 | 113.459 | -3.679 |
| BASE | 5 | DCON22 | -3 | 0.4 | 263.12 | -10.008 | -219.723 | 6.279 |
| BASE | 5 | DCON23 | 0.75 | 0.75 | 141.92 | -50.438 | 113.459 | -3.679 |
| BASE | 5 | DCON24 | -1.44 | -1.17 | 272.81 | 157.49 | -74.127 | 9.449 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | |
|------|---|--------|-------|-------|--------|----------|----------|--------|
| BASE | 5 | DCON25 | -0.81 | 2.32 | 132.23 | -217.935 | -32.137 | -6.849 |
| BASE | 5 | DCON26 | -2.44 | 0.11 | 161.86 | 5.104 | -193.157 | |
| BASE | 5 | DCON27 | 1.31 | 0.46 | 40.66 | -35.326 | 140.025 | -4.329 |
| BASE | 5 | DCON28 | -2.44 | 0.11 | 161.86 | 5.104 | -193.157 | 5.629 |
| BASE | 5 | DCON29 | 1.31 | 0.46 | 40.66 | -35.326 | 140.025 | -4.329 |
| BASE | 5 | DCON30 | -2.44 | 0.11 | 161.86 | 5.104 | -193.157 | 5.629 |
| BASE | 5 | DCON31 | 1.31 | 0.46 | 40.66 | -35.326 | 140.025 | -4.329 |
| BASE | 5 | DCON32 | -0.88 | -1.46 | 171.55 | 172.601 | -47.561 | 8.799 |
| BASE | 5 | DCON33 | -0.25 | 2.03 | 30.97 | -202.824 | -5.571 | -7.499 |
| BASE | 6 | DCON13 | 2.44 | -2.32 | 140.78 | 108.19 | 210.456 | 20.064 |
| BASE | 6 | DCON14 | 0.12 | -4.2 | 248.69 | 228.665 | -78.006 | 41.008 |
| BASE | 6 | DCON15 | 2.44 | -2.32 | 140.78 | 108.19 | 210.456 | 20.064 |
| BASE | 6 | DCON16 | 1.15 | -5.51 | 251.4 | 382.783 | 36.327 | 44.242 |
| BASE | 6 | DCON24 | 0.86 | -4.89 | 226.91 | 350.924 | 21.452 | 38.123 |
| BASE | 6 | DCON25 | 1.12 | -0.39 | 113.57 | -77.786 | 81.246 | 10.71 |
| BASE | 6 | DCON26 | -0.67 | -2.26 | 139.08 | 128.522 | -118.557 | 22.68 |
| BASE | 6 | DCON27 | 1.66 | -0.38 | 31.16 | 8.047 | 169.905 | 1.736 |
| BASE | 6 | DCON28 | -0.67 | -2.26 | 139.08 | 128.522 | -118.557 | 22.68 |
| BASE | 6 | DCON29 | 1.66 | -0.38 | 31.16 | 8.047 | 169.905 | 1.736 |
| BASE | 7 | DCON20 | -1.54 | -0.2 | 104.83 | 13.438 | -139.292 | 2.945 |
| BASE | 7 | DCON21 | 1.54 | -0.12 | 51.97 | 7.864 | 139.091 | -2.941 |
| BASE | 7 | DCON22 | -1.54 | -0.2 | 104.83 | 13.438 | -139.292 | 2.945 |
| BASE | 7 | DCON23 | 1.54 | -0.12 | 51.97 | 7.864 | 139.091 | -2.941 |
| BASE | 7 | DCON24 | 0.27 | -1.82 | 40.51 | 175.292 | 20.328 | 4.972 |
| BASE | 7 | DCON25 | -0.27 | 1.5 | 116.3 | -153.99 | -20.528 | -4.968 |
| BASE | 7 | DCON26 | -1.54 | -0.12 | 65.63 | 8.112 | -139.242 | 2.944 |
| BASE | 7 | DCON27 | 1.54 | -0.04 | 12.77 | 2.539 | 139.141 | -2.942 |
| BASE | 7 | DCON28 | -1.54 | -0.12 | 65.63 | 8.112 | -139.242 | 2.944 |
| BASE | 7 | DCON29 | 1.54 | -0.04 | 12.77 | 2.539 | 139.141 | -2.942 |
| BASE | 7 | DCON30 | -1.54 | -0.12 | 65.63 | 8.112 | -139.242 | 2.944 |
| BASE | 7 | DCON31 | 1.54 | -0.04 | 12.77 | 2.539 | 139.141 | -2.942 |
| BASE | 7 | DCON32 | 0.27 | -1.74 | 1.31 | 169.966 | 20.378 | 4.971 |
| BASE | 8 | DCMPD1 | 0 | 0.11 | 56 | -7.608 | -0.072 | -0.002 |
| BASE | 8 | DCMPD2 | 0 | 0.17 | 61.59 | -11.345 | -0.136 | -0.004 |
| BASE | 8 | DSTLS2 | 0 | 0.16 | 78.4 | -10.651 | -0.1 | -0.002 |
| BASE | 8 | DSTLS3 | 0 | 0.23 | 76.14 | -15.108 | -0.189 | -0.005 |
| BASE | 8 | DSTLS4 | -0.13 | 0.19 | 72.79 | -12.858 | -11.295 | 0.096 |
| BASE | 8 | DSTLS5 | 0.13 | 0.19 | 72.78 | -12.874 | 10.994 | -0.104 |
| BASE | 8 | DSTLS6 | -0.07 | 0.13 | 67.21 | -9.125 | -5.658 | 0.048 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | |
|------|----|---------|-------|-------|--------|----------|----------|--------|
| BASE | 8 | DSTLS7 | 0.06 | 0.13 | 67.2 | -9.133 | 5.486 | -0.052 |
| BASE | 8 | DSTLS8 | -0.13 | 0.1 | 50.41 | -6.839 | -11.209 | 0.099 |
| BASE | 8 | DSTLS9 | 0.13 | 0.1 | 50.39 | -6.855 | 11.08 | -0.101 |
| BASE | 8 | DSTLS18 | -1.94 | 0.2 | 104.83 | -13.426 | -169.516 | 4.155 |
| BASE | 8 | DSTLS19 | 1.93 | 0.12 | 51.97 | -7.876 | 169.315 | -4.16 |
| BASE | 8 | DSTLS20 | -1.94 | 0.2 | 104.83 | -13.426 | -169.516 | 4.155 |
| BASE | 8 | DSTLS21 | 1.93 | 0.12 | 51.97 | -7.876 | 169.315 | -4.16 |
| BASE | 8 | DSTLS22 | -1.94 | 0.2 | 104.83 | -13.426 | -169.516 | 4.155 |
| BASE | 8 | DSTLS23 | 1.93 | 0.12 | 51.97 | -7.876 | 169.315 | -4.16 |
| BASE | 9 | DCON24 | -0.38 | -2.95 | 225.57 | 224.602 | -39.444 | 8.471 |
| BASE | 9 | DCON25 | 0.38 | 0.17 | 112.75 | -90.213 | 39.604 | -8.579 |
| BASE | 9 | DCON26 | -1.44 | -1.12 | 138.19 | 54.047 | -157.948 | 4.984 |
| BASE | 9 | DCON27 | 1.44 | -0.27 | 30.97 | 13.147 | 158.028 | -5.038 |
| BASE | 9 | DCON28 | -1.44 | -1.12 | 138.19 | 54.047 | -157.948 | 4.984 |
| BASE | 9 | DCON29 | 1.44 | -0.27 | 30.97 | 13.147 | 158.028 | -5.038 |
| BASE | 9 | DCON30 | -1.44 | -1.12 | 138.19 | 54.047 | -157.948 | 4.984 |
| BASE | 9 | DCON31 | 1.44 | -0.27 | 30.97 | 13.147 | 158.028 | -5.038 |
| BASE | 9 | DCON32 | -0.38 | -2.26 | 140.99 | 191.005 | -39.484 | 8.498 |
| BASE | 9 | DCON33 | 0.38 | 0.87 | 28.17 | -123.81 | 39.564 | -8.552 |
| BASE | 9 | DCMPC1 | 0 | -0.67 | 85.75 | 32.762 | -0.039 | -0.003 |
| BASE | 9 | DCMPC2 | 0 | -0.76 | 93.55 | 36.787 | 0.021 | -0.023 |
| BASE | 9 | DCMPS1 | 0 | -1.39 | 169.16 | 67.194 | 0.08 | -0.054 |
| BASE | 9 | DCMPS2 | 0 | -1.62 | 183.96 | 77.72 | 0.37 | -0.147 |
| BASE | 9 | DCMPD1 | 0 | -0.99 | 120.83 | 47.996 | 0.057 | -0.039 |
| BASE | 9 | DCMPD2 | 0 | -1.26 | 145.18 | 60.574 | 0.246 | -0.102 |
| BASE | 9 | DSTLS2 | 0 | -1.39 | 169.16 | 67.194 | 0.08 | -0.054 |
| BASE | 9 | DSTLS3 | 0 | -1.62 | 183.96 | 77.72 | 0.37 | -0.147 |
| BASE | 9 | DSTLS4 | -0.1 | -1.46 | 169.35 | 70.235 | -10.007 | -0.123 |
| BASE | 9 | DSTLS5 | 0.1 | -1.46 | 169.35 | 70.11 | 10.522 | -0.096 |
| BASE | 9 | DSTLS6 | -0.05 | -1.19 | 145 | 57.626 | -5.064 | -0.053 |
| BASE | 10 | DSTLS12 | 1.5 | 3.01 | 158.95 | -137.189 | 23.911 | 37.211 |
| BASE | 10 | DSTLS13 | 1.96 | 2.43 | 88.91 | -150.147 | 156.988 | 11.709 |
| BASE | 10 | DSTLS14 | 1.5 | 3.01 | 158.95 | -137.189 | 23.911 | 37.211 |
| BASE | 10 | DSTLS15 | 1.96 | 2.43 | 88.91 | -150.147 | 156.988 | 11.709 |
| BASE | 10 | DSTLS16 | 2.56 | 1.58 | 157.77 | 35.71 | 158.391 | 44.563 |
| BASE | 10 | DSTLS17 | 0.89 | 3.86 | 90.09 | -323.045 | 22.509 | 4.358 |
| BASE | 10 | DSTLS18 | 1.28 | 2.52 | 146.73 | -111.556 | 12.66 | 32.153 |
| BASE | 10 | DSTLS19 | 1.75 | 1.94 | 76.69 | -124.514 | 145.737 | 6.651 |
| BASE | 10 | DSTLS20 | 1.28 | 2.52 | 146.73 | -111.556 | 12.66 | 32.153 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | |
|------|----|---------|-------|-------|--------|----------|----------|---------|
| BASE | 10 | DSTLS21 | 1.75 | 1.94 | 76.69 | -124.514 | 145.737 | 6.651 |
| BASE | 10 | DSTLS22 | 1.28 | 2.52 | 146.73 | -111.556 | 12.66 | 32.153 |
| BASE | 10 | DSTLS23 | 1.75 | 1.94 | 76.69 | -124.514 | 145.737 | 6.651 |
| BASE | 10 | DSTLS24 | 2.35 | 1.09 | 145.55 | 61.343 | 147.14 | 39.504 |
| BASE | 10 | DSTLS25 | 0.68 | 3.37 | 77.88 | -297.413 | 11.258 | -0.701 |
| BASE | 11 | DSTLS20 | 0.38 | 3.21 | 223.78 | -155.078 | -34.623 | -26.282 |
| BASE | 11 | DSTLS21 | 1.6 | 2.07 | 116.7 | -118.059 | 137.32 | -22.551 |
| BASE | 11 | DSTLS22 | 0.38 | 3.21 | 223.78 | -155.078 | -34.623 | -26.282 |
| BASE | 11 | DSTLS23 | 1.6 | 2.07 | 116.7 | -118.059 | 137.32 | -22.551 |
| BASE | 11 | DSTLS24 | 1.66 | 1.93 | 221.46 | -1.922 | 109.593 | -24.723 |
| BASE | 11 | DSTLS25 | 0.32 | 3.35 | 119.02 | -271.216 | -6.896 | -24.11 |
| BASE | 11 | DSTLS26 | -0.12 | 1.89 | 138.66 | -86.794 | -60.297 | -14.073 |
| BASE | 11 | DSTLS27 | 1.11 | 0.75 | 31.58 | -49.775 | 111.646 | -10.343 |
| BASE | 11 | DSTLS28 | -0.12 | 1.89 | 138.66 | -86.794 | -60.297 | -14.073 |
| BASE | 11 | DSTLS29 | 1.11 | 0.75 | 31.58 | -49.775 | 111.646 | -10.343 |
| BASE | 11 | DSTLS30 | -0.12 | 1.89 | 138.66 | -86.794 | -60.297 | -14.073 |
| BASE | 11 | DSTLS31 | 1.11 | 0.75 | 31.58 | -49.775 | 111.646 | -10.343 |
| BASE | 11 | DSTLS32 | 1.17 | 0.61 | 136.34 | 66.363 | 83.919 | -12.515 |
| BASE | 11 | DSTLS33 | -0.18 | 2.03 | 33.9 | -202.931 | -32.57 | -11.901 |
| BASE | 11 | DSTLD1 | 0.71 | 1.89 | 121.6 | -97.549 | 36.678 | -17.44 |
| BASE | 11 | DSTLD2 | 1 | 2.51 | 146.09 | -129.408 | 51.554 | -23.56 |
| BASE | 12 | DJST1 | 0 | 0.99 | 120.83 | -47.996 | 0.057 | 0.039 |
| BASE | 12 | DJST2 | 0 | 1.26 | 145.18 | -60.574 | 0.246 | 0.102 |
| BASE | 12 | DCON2 | 0 | 1.39 | 169.16 | -67.194 | 0.08 | 0.054 |
| BASE | 12 | DCON3 | 0 | 1.62 | 183.96 | -77.72 | 0.37 | 0.147 |
| BASE | 12 | DCON4 | -0.1 | 1.46 | 169.35 | -70.235 | -10.007 | 0.123 |
| BASE | 12 | DCON5 | 0.1 | 1.46 | 169.35 | -70.11 | 10.522 | 0.096 |
| BASE | 12 | DCON6 | -0.05 | 1.19 | 145 | -57.626 | -5.064 | 0.053 |
| BASE | 12 | DCON7 | 0.05 | 1.19 | 145 | -57.564 | 5.201 | 0.04 |
| BASE | 12 | DCON8 | -0.1 | 0.89 | 108.75 | -43.259 | -10.213 | 0.048 |
| BASE | 12 | DCON9 | 0.1 | 0.89 | 108.75 | -43.134 | 10.316 | 0.022 |
| BASE | 12 | DCON10 | -0.88 | 2.08 | 247.12 | -100.215 | -99.39 | 6.596 |
| BASE | 12 | DCON11 | 0.88 | 1.24 | 139.91 | -59.329 | 99.927 | -6.361 |
| BASE | 12 | DCON12 | -0.88 | 2.08 | 247.12 | -100.215 | -99.39 | 6.596 |
| BASE | 12 | DCON13 | 0.88 | 1.24 | 139.91 | -59.329 | 99.927 | -6.361 |
| BASE | 13 | DCON16 | -1.18 | 3.04 | 245.8 | -89.522 | -43.391 | 44.872 |
| BASE | 13 | DCON12 | -2.45 | 4.22 | 248.12 | -229.543 | -180.663 | 44.502 |
| BASE | 13 | DSTLS16 | -1.18 | 3.04 | 245.8 | -89.522 | -43.391 | 44.872 |
| BASE | 14 | DCMPS2 | 1.57 | -0.46 | 230.77 | 24.061 | 75.509 | 4.234 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | |
|------|----|---------|-------|-------|--------|----------|----------|--------|
| BASE | 14 | DCMPD1 | 0.92 | -0.17 | 151.57 | 9.131 | 43.637 | 2.566 |
| BASE | 14 | DCMPD2 | 1.21 | -0.33 | 182.12 | 17.321 | 58.102 | 3.288 |
| BASE | 14 | DSTLS2 | 1.28 | -0.24 | 212.19 | 12.783 | 61.092 | 3.592 |
| BASE | 14 | DSTLS3 | 1.57 | -0.46 | 230.77 | 24.061 | 75.509 | 4.234 |
| BASE | 14 | DSTLS4 | 1.3 | -0.36 | 212.79 | 19.182 | 57.423 | 3.805 |
| BASE | 14 | DSTLS5 | 1.49 | -0.36 | 212.08 | 19.112 | 76.235 | 3.797 |
| BASE | 14 | DSTLS6 | 1.05 | -0.21 | 182.06 | 10.975 | 47.661 | 3.081 |
| BASE | 14 | DSTLS7 | 1.15 | -0.21 | 181.7 | 10.94 | 57.067 | 3.077 |
| BASE | 14 | DSTLS8 | 0.73 | -0.15 | 136.77 | 8.253 | 29.867 | 2.313 |
| BASE | 14 | DSTLS9 | 0.92 | -0.15 | 136.05 | 8.183 | 48.679 | 2.306 |
| BASE | 14 | DSTLS10 | 0.64 | -0.21 | 316.42 | 0.47 | -36.096 | 10.121 |
| BASE | 14 | DSTLS11 | 2.51 | -0.58 | 169.07 | 41.476 | 187.21 | -1.493 |
| BASE | 14 | DSTLS12 | 0.64 | -0.21 | 316.42 | 0.47 | -36.096 | 10.121 |
| BASE | 14 | DSTLS19 | 2.22 | -0.43 | 138.52 | 33.286 | 172.745 | -2.215 |
| BASE | 14 | DSTLS20 | 0.35 | -0.06 | 285.86 | -7.72 | -50.561 | 9.4 |
| BASE | 14 | DSTLS21 | 2.22 | -0.43 | 138.52 | 33.286 | 172.745 | -2.215 |
| BASE | 14 | DSTLS22 | 0.35 | -0.06 | 285.86 | -7.72 | -50.561 | 9.4 |
| BASE | 14 | DSTLS23 | 2.22 | -0.43 | 138.52 | 33.286 | 172.745 | -2.215 |
| BASE | 14 | DSTLS24 | 1.98 | -1.48 | 276.08 | 144.606 | 102.53 | 9.766 |
| BASE | 14 | DSTLS25 | 0.58 | 1 | 148.3 | -119.039 | 19.654 | -2.581 |
| BASE | 14 | DSTLS26 | -0.3 | 0.06 | 179.77 | -14.111 | -81.107 | 7.603 |
| BASE | 14 | DSTLS27 | 1.58 | -0.31 | 32.42 | 26.895 | 142.199 | -4.011 |
| BASE | 14 | DSTLS28 | -0.3 | 0.06 | 179.77 | -14.111 | -81.107 | 7.603 |
| BASE | 14 | DSTLS29 | 1.58 | -0.31 | 32.42 | 26.895 | 142.199 | -4.011 |
| BASE | 14 | DSTLS30 | -0.3 | 0.06 | 179.77 | -14.111 | -81.107 | 7.603 |
| BASE | 14 | DSTLS31 | 1.58 | -0.31 | 32.42 | 26.895 | 142.199 | -4.011 |
| BASE | 14 | DSTLS32 | 1.34 | -1.36 | 169.99 | 138.214 | 71.984 | 7.97 |
| BASE | 14 | DSTLS33 | -0.06 | 1.12 | 42.21 | -125.431 | -10.892 | -4.377 |
| BASE | 14 | DSTLD1 | 0.92 | -0.17 | 151.57 | 9.131 | 43.637 | 2.566 |
| BASE | 14 | DSTLD2 | 1.21 | -0.33 | 182.12 | 17.321 | 58.102 | 3.288 |
| BASE | 15 | DJST1 | 0.92 | 0.17 | 151.57 | -9.131 | 43.637 | -2.566 |
| BASE | 15 | DJST2 | 1.21 | 0.33 | 182.12 | -17.321 | 58.102 | -3.288 |
| BASE | 15 | DCON2 | 1.28 | 0.24 | 212.19 | -12.783 | 61.092 | -3.592 |
| BASE | 15 | DCON3 | 1.57 | 0.46 | 230.77 | -24.061 | 75.509 | -4.234 |
| BASE | 15 | DCON4 | 1.3 | 0.36 | 212.79 | -19.182 | 57.424 | -3.805 |
| BASE | 15 | DCON5 | 1.49 | 0.36 | 212.08 | -19.112 | 76.235 | -3.797 |
| BASE | 15 | DCON28 | -0.49 | 0.38 | 179.95 | -31.229 | -100.956 | 0.899 |
| BASE | 15 | DCON29 | 1.77 | -0.14 | 32.24 | 18.446 | 162.048 | -4.492 |
| BASE | 15 | DSTLS4 | 1.3 | 0.36 | 212.79 | -19.182 | 57.424 | -3.805 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | |
|------|--------|---------|---------|---------|--------|----------|----------|--------|
| BASE | 15 | DSTLS5 | 1.49 | 0.36 | 212.08 | -19.112 | 76.235 | -3.797 |
| BASE | 15 | DSTLS6 | 1.05 | 0.21 | 182.06 | -10.975 | 47.661 | -3.081 |
| BASE | 15 | DSTLS7 | 1.15 | 0.21 | 181.7 | -10.94 | 57.067 | -3.077 |
| BASE | 15 | DSTLS8 | 0.73 | 0.15 | 136.77 | -8.253 | 29.867 | -2.313 |
| BASE | 15 | DSTLS9 | 0.92 | 0.15 | 136.05 | -8.183 | 48.679 | -2.306 |
| BASE | 15 | DSTLS10 | 0.45 | 0.66 | 316.6 | -45.81 | -55.945 | -1.619 |
| BASE | 15 | DSTLS11 | 2.71 | 0.14 | 168.89 | 3.864 | 207.059 | -7.01 |
| BASE | 3183 | DJST1 | -10.23 | -9.18 | 182.13 | 48.812 | -137.329 | -0.049 |
| BASE | 3183 | DJST2 | -11.24 | -9.77 | 199.41 | 43.513 | -164.349 | 0.044 |
| BASE | 3183 | DCON2 | -14.33 | -12.85 | 254.98 | 68.337 | -192.261 | -0.068 |
| BASE | 3183 | DCON3 | -13.9 | -11.97 | 246.2 | 50.095 | -208.026 | 0.089 |
| BASE | 3183 | DCON4 | -19.85 | -12.56 | 249.19 | 56.663 | -278.351 | -0.089 |
| BASE | 3183 | DCON5 | -6.73 | -10.66 | 222.48 | 49.887 | -105.278 | 0.157 |
| BASE | 3183 | DCON6 | -15.56 | -11.49 | 225.23 | 60.268 | -208.063 | -0.12 |
| BASE | 3183 | DCON7 | -9 | -10.54 | 211.88 | 56.881 | -121.527 | 0.003 |
| BASE | 3183 | DCON8 | -15.77 | -9.21 | 177.27 | 47.319 | -210.133 | -0.167 |
| BASE | 3183 | DCON9 | -2.65 | -7.31 | 150.56 | 40.543 | -37.06 | 0.079 |
| BASE | 3183 | DCON10 | -115.11 | -25.67 | 573.8 | 49.497 | -1659.62 | -4.039 |
| BASE | 3183 | DCON11 | 84.43 | -1.22 | -29.28 | 76.578 | 1221.059 | 4.087 |
| BASE | 3183 | DCON12 | -115.11 | -25.67 | 573.8 | 49.497 | -1659.62 | -4.039 |
| BASE | 3183 | DCON13 | 84.43 | -1.22 | -29.28 | 76.578 | 1221.059 | 4.087 |
| BASE | 3183 | DSTLS20 | -114.1 | -25.08 | 556.52 | 54.796 | -1632.6 | -4.131 |
| BASE | 3239 | DCON9 | 15.39 | -9.22 | 176.85 | 46.378 | 220.067 | 0.249 |
| BASE | 3239 | DCON10 | -74.95 | -10.03 | 141.9 | 126.012 | -1099.93 | -3.74 |
| BASE | 3239 | DCON11 | 105.42 | -16.77 | 400.23 | -4.477 | 1533.748 | 4.187 |
| BASE | 3239 | DCON12 | -74.95 | -10.03 | 141.9 | 126.012 | -1099.93 | -3.74 |
| BASE | 3239 | DCON13 | 105.42 | -16.77 | 400.23 | -4.477 | 1533.748 | 4.187 |
| BASE | 3239 | DCON14 | -74.95 | -10.03 | 141.9 | 126.012 | -1099.93 | -3.74 |
| BASE | 3239 | DCON15 | 105.42 | -16.77 | 400.23 | -4.477 | 1533.748 | 4.187 |
| BASE | 3239 | DCON16 | 21.61 | -113.28 | 589.52 | 1462.9 | 9.811 | -5.024 |
| BASE | 3239 | DCON17 | 8.86 | 86.48 | -47.39 | -1341.37 | 424.012 | 5.47 |
| BASE | 3239 | DCON18 | -75.93 | -9.45 | 125.15 | 132.534 | -1126.12 | -3.787 |
| BASE | 3239 | DCON19 | 104.44 | -16.19 | 383.48 | 2.044 | 1507.554 | 4.14 |
| BASE | 3239 | DCON20 | -75.93 | -9.45 | 125.15 | 132.534 | -1126.12 | -3.787 |
| BASE | 3239 | DCON21 | 104.44 | -16.19 | 383.48 | 2.044 | 1507.554 | 4.14 |
| BASE | 3239 | DCON22 | -75.93 | -9.45 | 125.15 | 132.534 | -1126.12 | -3.787 |
| BASE | 3239 | DCON23 | 104.44 | -16.19 | 383.48 | 2.044 | 1507.554 | 4.14 |
| BASE | 3239 | DCON24 | 20.63 | -112.7 | 572.77 | 1469.422 | -16.383 | -5.071 |
| BASE | 3311-2 | DCON6 | -15.56 | 11.49 | 225.23 | -60.268 | -208.063 | 0.12 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | |
|------|--------|---------|--------|--------|--------|----------|----------|--------|
| BASE | 3311-2 | DCON7 | -9 | 10.54 | 211.88 | -56.881 | -121.527 | -0.003 |
| BASE | 3311-2 | DCON8 | -15.77 | 9.21 | 177.27 | -47.319 | -210.133 | 0.167 |
| BASE | 3311-2 | DCON9 | -2.65 | 7.31 | 150.56 | -40.543 | -37.06 | -0.079 |
| BASE | 3311-2 | DCON10 | -95.87 | 42.38 | 574.72 | -253.902 | -1441.92 | -0.341 |
| BASE | 3311-2 | DCON11 | 65.2 | -15.49 | -30.2 | 127.827 | 1003.358 | 0.293 |
| BASE | 3311-2 | DCON12 | -95.87 | 42.38 | 574.72 | -253.902 | -1441.92 | -0.341 |
| BASE | 3311-2 | DCON13 | 65.2 | -15.49 | -30.2 | 127.827 | 1003.358 | 0.293 |
| BASE | 3311-2 | DCON14 | -95.87 | 42.38 | 574.72 | -253.902 | -1441.92 | -0.341 |
| BASE | 3311-2 | DCON15 | 65.2 | -15.49 | -30.2 | 127.827 | 1003.358 | 0.293 |
| BASE | 3311-2 | DCON16 | 7.38 | -55.24 | 126.91 | 1014.906 | -253.171 | -1.55 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS12 | -55.7 | -6.7 | 140.96 | 78.481 | -882.537 | -0.638 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS13 | 86.17 | 33.49 | 401.16 | -200.016 | 1316.361 | 0.192 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS14 | -55.7 | -6.7 | 140.96 | 78.481 | -882.537 | -0.638 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS15 | 86.17 | 33.49 | 401.16 | -200.016 | 1316.361 | 0.192 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS16 | 18.49 | -77.65 | 124.89 | 1289.65 | 545.57 | -5.57 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS17 | 11.98 | 104.45 | 417.24 | -1411.18 | -111.746 | 5.124 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS18 | -56.68 | -7.27 | 124.22 | 71.959 | -908.732 | -0.591 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS19 | 85.19 | 32.91 | 384.42 | -206.538 | 1290.167 | 0.239 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS20 | -56.68 | -7.27 | 124.22 | 71.959 | -908.732 | -0.591 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS21 | 85.19 | 32.91 | 384.42 | -206.538 | 1290.167 | 0.239 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS22 | -56.68 | -7.27 | 124.22 | 71.959 | -908.732 | -0.591 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS23 | 85.19 | 32.91 | 384.42 | -206.538 | 1290.167 | 0.239 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS24 | 17.51 | -78.23 | 108.14 | 1283.128 | 519.376 | -5.523 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS25 | 11 | 103.87 | 400.49 | -1417.71 | -137.941 | 5.171 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS26 | -63.81 | -13.68 | -2.94 | 105.604 | -1004.09 | -0.503 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS27 | 78.06 | 26.5 | 257.26 | -172.893 | 1194.808 | 0.327 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS28 | -63.81 | -13.68 | -2.94 | 105.604 | -1004.09 | -0.503 |
| BASE | 3310-2 | DSTLS29 | 78.06 | 26.5 | 257.26 | -172.893 | 1194.808 | 0.327 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

Frame Forces

AISC-LRFD99

Units: Kips-in

| Story | Beam | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|-------|---------|--------|-------|-------|----|-------|-------|---------|
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 0 | -2.12 | -2.19 | 0 | 0.007 | 0.042 | -19.72 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 0 | -1.7 | -2.13 | 0 | 0.009 | 0.06 | -18.506 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 0 | -2.5 | -2.06 | 0 | 0.025 | 0.013 | -16.909 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 12.303 | -2.12 | -0.81 | 0 | 0.007 | 0.045 | -1.289 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 12.303 | -1.7 | -0.75 | 0 | 0.009 | 0.059 | -0.825 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 12.303 | -2.5 | -0.67 | 0 | 0.025 | 0.019 | -0.118 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 24.606 | -4.67 | -1.53 | 0 | 0.026 | 0.027 | -3.753 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 24.606 | -3.88 | -1.52 | 0 | 0.012 | 0.058 | -3.67 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 24.606 | -4.29 | -1.52 | 0 | 0.009 | 0.049 | -3.46 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 24.606 | -2.5 | 0.71 | 0 | 0.025 | 0.025 | -0.325 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 24.606 | -1.7 | 0.64 | 0 | 0.009 | 0.059 | -0.14 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 24.606 | -2.12 | 0.57 | 0 | 0.007 | 0.048 | 0.145 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 28.121 | -2.51 | -1.14 | 0 | 0.026 | 0.031 | 0.944 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 28.121 | -4.67 | -1.14 | 0 | 0.026 | 0.028 | 0.944 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 28.121 | -1.71 | -1.13 | 0 | 0.012 | 0.058 | 0.996 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 28.121 | -3.88 | -1.13 | 0 | 0.012 | 0.059 | 0.996 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 28.121 | -2.12 | -1.12 | 0 | 0.009 | 0.051 | 1.177 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 28.121 | -4.29 | -1.12 | 0 | 0.009 | 0.049 | 1.177 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 49.213 | -3.31 | -1.49 | 0 | 0.015 | 0.057 | -2.576 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 49.213 | -3.72 | -1.49 | 0 | 0.011 | 0.056 | -2.561 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 49.213 | -4.1 | -1.49 | 0 | 0.027 | 0.043 | -2.439 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 49.213 | -1.71 | 1.24 | 0 | 0.012 | 0.057 | -0.143 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 49.213 | -2.12 | 1.25 | 0 | 0.009 | 0.055 | -0.139 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 49.213 | -2.51 | 1.23 | 0 | 0.026 | 0.04 | -0.013 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 56.243 | -2.2 | -0.7 | 0 | 0.015 | 0.057 | 5.114 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 56.243 | -3.31 | -0.7 | 0 | 0.015 | 0.057 | 5.114 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 56.243 | -2.62 | -0.7 | 0 | 0.011 | 0.058 | 5.134 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 56.243 | -3.72 | -0.7 | 0 | 0.011 | 0.057 | 5.134 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 56.243 | -3 | -0.7 | 0 | 0.028 | 0.048 | 5.236 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 56.243 | -4.1 | -0.7 | 0 | 0.027 | 0.045 | 5.236 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 65.617 | -1.59 | 0.35 | 0 | 0.015 | 0.056 | 6.733 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 65.617 | -2.2 | 0.35 | 0 | 0.015 | 0.056 | 6.733 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 65.617 | -2 | 0.35 | 0 | 0.011 | 0.061 | 6.761 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 65.617 | -2.62 | 0.35 | 0 | 0.011 | 0.059 | 6.761 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|---------|-------|-------|---|-------|-------|--------|
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 65.617 | -2.39 | 0.36 | 0 | 0.028 | 0.054 | 6.835 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 65.617 | -3 | 0.36 | 0 | 0.028 | 0.05 | 6.835 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 73.819 | -2.55 | -1.41 | 0 | 0.016 | 0.055 | -1.081 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 73.819 | -2.96 | -1.41 | 0 | 0.012 | 0.063 | -1.047 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 73.819 | -3.34 | -1.4 | 0 | 0.028 | 0.058 | -0.976 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 73.819 | -1.59 | 1.27 | 0 | 0.015 | 0.056 | 0.056 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 73.819 | -2 | 1.27 | 0 | 0.011 | 0.062 | 0.091 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 73.819 | -2.39 | 1.28 | 0 | 0.028 | 0.055 | 0.141 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 84.364 | -2.24 | -0.22 | 0 | 0.016 | 0.055 | 7.493 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 84.364 | -2.55 | -0.22 | 0 | 0.016 | 0.055 | 7.493 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 84.364 | -2.65 | -0.22 | 0 | 0.012 | 0.066 | 7.526 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 84.364 | -2.96 | -0.22 | 0 | 0.012 | 0.065 | 7.526 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 84.364 | -3.04 | -0.22 | 0 | 0.028 | 0.065 | 7.589 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 84.364 | -3.34 | -0.22 | 0 | 0.028 | 0.061 | 7.589 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 98.425 | -2.24 | 1.36 | 0 | 0.016 | 0.054 | -0.5 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 98.425 | -2.65 | 1.36 | 0 | 0.012 | 0.069 | -0.468 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 98.425 | -3.04 | 1.36 | 0 | 0.028 | 0.07 | -0.418 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 98.425 | -2.12 | -1.34 | 0 | 0.016 | 0.054 | -0.316 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 98.425 | -2.53 | -1.34 | 0 | 0.012 | 0.07 | -0.284 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 98.425 | -2.91 | -1.34 | 0 | 0.028 | 0.073 | -0.216 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 112.486 | -2.12 | 0.24 | 0 | 0.016 | 0.054 | 7.416 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 112.486 | -2.67 | 0.24 | 0 | 0.016 | 0.053 | 7.416 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 112.486 | -2.53 | 0.24 | 0 | 0.012 | 0.073 | 7.448 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 112.486 | -3.09 | 0.24 | 0 | 0.012 | 0.074 | 7.448 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 112.486 | -2.91 | 0.24 | 0 | 0.028 | 0.078 | 7.503 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 112.486 | -3.48 | 0.24 | 0 | 0.028 | 0.082 | 7.503 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 123.031 | -2.67 | 1.42 | 0 | 0.016 | 0.053 | -1.355 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 123.031 | -3.09 | 1.42 | 0 | 0.012 | 0.076 | -1.322 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 123.031 | -3.48 | 1.42 | 0 | 0.028 | 0.085 | -1.277 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 123.031 | -1.4 | -1.23 | 0 | 0.016 | 0.053 | 0.195 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 123.031 | -1.81 | -1.23 | 0 | 0.013 | 0.077 | 0.231 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 123.031 | -2.19 | -1.22 | 0 | 0.029 | 0.088 | 0.295 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 131.234 | -1.4 | -0.31 | 0 | 0.016 | 0.052 | 6.489 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 131.234 | -2.2 | -0.31 | 0 | 0.016 | 0.052 | 6.489 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 131.234 | -1.81 | -0.31 | 0 | 0.013 | 0.078 | 6.515 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 131.234 | -2.61 | -0.31 | 0 | 0.013 | 0.08 | 6.515 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 131.234 | -2.19 | -0.3 | 0 | 0.029 | 0.09 | 6.565 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 131.234 | -3 | -0.3 | 0 | 0.03 | 0.093 | 6.565 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 140.607 | -2.2 | 0.75 | 0 | 0.016 | 0.052 | 4.432 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|---------|-------|-------|---|-------|--------|---------|
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 140.607 | -3.49 | 0.75 | 0 | 0.016 | 0.051 | 4.432 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 140.607 | -2.61 | 0.75 | 0 | 0.013 | 0.081 | 4.447 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 140.607 | -3.9 | 0.75 | 0 | 0.013 | 0.082 | 4.447 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 140.607 | -3 | 0.75 | 0 | 0.03 | 0.095 | 4.48 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 140.607 | -4.29 | 0.75 | 0 | 0.03 | 0.098 | 4.48 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 147.638 | -3.49 | 1.54 | 0 | 0.016 | 0.051 | -3.586 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 147.638 | -3.9 | 1.54 | 0 | 0.013 | 0.083 | -3.579 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 147.638 | -4.29 | 1.54 | 0 | 0.03 | 0.1 | -3.558 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 147.638 | -2.05 | -1.48 | 0 | 0.016 | 0.084 | -1.091 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 147.638 | -1.64 | -1.47 | 0 | 0.017 | 0.051 | -1.086 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 147.638 | -2.43 | -1.48 | 0 | 0.033 | 0.103 | -1.061 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 168.729 | -1.64 | 0.9 | 0 | 0.017 | 0.05 | 4.855 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 168.729 | -4 | 0.9 | 0 | 0.017 | 0.05 | 4.855 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 168.729 | -2.05 | 0.89 | 0 | 0.016 | 0.089 | 5.072 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 168.729 | -4.41 | 0.89 | 0 | 0.016 | 0.09 | 5.072 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 168.729 | -2.43 | 0.89 | 0 | 0.033 | 0.112 | 5.235 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 168.729 | -4.81 | 0.89 | 0 | 0.033 | 0.115 | 5.235 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 172.244 | -4 | 1.3 | 0 | 0.017 | 0.05 | 0.989 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 172.244 | -4.41 | 1.29 | 0 | 0.016 | 0.09 | 1.243 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 172.244 | -4.81 | 1.28 | 0 | 0.033 | 0.116 | 1.428 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 172.244 | -1.68 | 1.22 | 0 | 0.018 | 0.05 | 7.078 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 172.244 | -2.09 | 1.29 | 0 | 0.019 | 0.091 | 7.428 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 172.244 | -2.47 | 1.35 | 0 | 0.037 | 0.118 | 7.695 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 184.547 | -2.47 | 2.73 | 0 | 0.037 | 0.124 | -17.418 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 184.547 | -2.09 | 2.68 | 0 | 0.019 | 0.094 | -16.999 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 184.547 | -1.68 | 2.6 | 0 | 0.018 | 0.049 | -16.399 |
| STORY3 | B1110 | DSTLS16 | 196.85 | -2.47 | 4.11 | 0 | 0.037 | 0.13 | -59.528 |
| STORY2 | B1110 | DSTLS16 | 196.85 | -2.09 | 4.06 | 0 | 0.019 | 0.097 | -58.424 |
| STORY1 | B1110 | DSTLS16 | 196.85 | -1.68 | 3.98 | 0 | 0.018 | 0.048 | -56.872 |
| STORY3 | D3059 | DSTLS16 | 0 | -9.13 | 0.26 | 0 | 0.002 | 0.007 | 2.897 |
| STORY3 | D3059 | DSTLS16 | 11.607 | -9.12 | 0.26 | 0 | 0.002 | 0.004 | -0.114 |
| STORY3 | D3059 | DSTLS16 | 23.214 | -9.11 | 0.27 | 0 | 0.002 | 0.001 | -3.189 |
| STORY2 | D3059 | DSTLS16 | 0 | -9.13 | 0.25 | 0 | 0.002 | 0.005 | 2.831 |
| STORY2 | D3059 | DSTLS16 | 11.607 | -9.12 | 0.26 | 0 | 0.002 | 0.002 | -0.116 |
| STORY2 | D3059 | DSTLS16 | 23.214 | -9.12 | 0.26 | 0 | 0.002 | -0.001 | -3.128 |
| STORY1 | D3059 | DSTLS16 | 0 | -9.2 | 0.24 | 0 | 0.001 | 0.003 | 2.745 |
| STORY1 | D3059 | DSTLS16 | 11.607 | -9.19 | 0.25 | 0 | 0.001 | 0.002 | -0.12 |
| STORY1 | D3059 | DSTLS16 | 23.214 | -9.18 | 0.26 | 0 | 0.001 | 0.001 | -3.051 |

Desplazamiento del Diafragma Semirrígido Kgf-cm

| Story | Diaphragm | Load | UX | UY | UZ | RX | RY | RZ | Point | X | Y | Z |
|--------|-----------|---------|---------|---------|----|----|----|----------|-------|---------|---------|---------|
| STORY3 | D1 | DJST1 | 0.0001 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DJST2 | 0.0001 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON2 | 0.0001 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON3 | 0.0002 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON4 | 0.0035 | 0.0013 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON5 | -0.0032 | 0.0013 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON6 | 0.0018 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON7 | -0.0016 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON8 | 0.0034 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON9 | -0.0033 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON10 | 0.0596 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON11 | -0.0592 | 0.0014 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON12 | 0.0596 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON13 | -0.0592 | 0.0014 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON14 | 0.0596 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON15 | -0.0592 | 0.0014 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON16 | 0.0027 | 0.0716 | 0 | 0 | 0 | -0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON17 | -0.0024 | -0.0686 | 0 | 0 | 0 | 0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON18 | 0.0595 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON19 | -0.0593 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON20 | 0.0595 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON21 | -0.0593 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON22 | 0.0595 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON23 | -0.0593 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON24 | 0.0026 | 0.0713 | 0 | 0 | 0 | -0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON25 | -0.0024 | -0.0689 | 0 | 0 | 0 | 0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON26 | 0.0595 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON27 | -0.0594 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON28 | 0.0595 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON29 | -0.0594 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON30 | 0.0595 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON31 | -0.0594 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON32 | 0.0026 | 0.0707 | 0 | 0 | 0 | -0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCON33 | -0.0025 | -0.0695 | 0 | 0 | 0 | 0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCMPC1 | 0 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCMPC2 | 0 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCMPS1 | 0.0001 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCMPS2 | 0.0002 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCMPD1 | 0.0001 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DCMPD2 | 0.0001 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS2 | 0.0001 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS3 | 0.0002 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS4 | 0.0035 | 0.0013 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS5 | -0.0032 | 0.0013 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS6 | 0.0018 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS7 | -0.0016 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS8 | 0.0034 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS9 | -0.0033 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS10 | 0.0596 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|---------|---------|---|---|---|----------|------|---------|---------|---------|
| STORY3 | D1 | DSTLS11 | -0.0592 | 0.0014 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS12 | 0.0596 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS13 | -0.0592 | 0.0014 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS14 | 0.0596 | 0.0015 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS15 | -0.0592 | 0.0014 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS16 | 0.0027 | 0.0716 | 0 | 0 | 0 | -0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS17 | -0.0024 | -0.0686 | 0 | 0 | 0 | 0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS18 | 0.0595 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS19 | -0.0593 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS20 | 0.0595 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS21 | -0.0593 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS22 | 0.0595 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS23 | -0.0593 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS24 | 0.0026 | 0.0713 | 0 | 0 | 0 | -0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS25 | -0.0024 | -0.0689 | 0 | 0 | 0 | 0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS26 | 0.0595 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS27 | -0.0594 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS28 | 0.0595 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS29 | -0.0594 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS30 | 0.0595 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | -0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS31 | -0.0594 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00004 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS32 | 0.0026 | 0.0707 | 0 | 0 | 0 | -0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLS33 | -0.0025 | -0.0695 | 0 | 0 | 0 | 0.00007 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLD1 | 0.0001 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY3 | D1 | DSTLD2 | 0.0001 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4906 | 480.647 | 295.276 | 433.071 |
| STORY2 | D1 | DJST1 | 0 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DJST2 | 0.0001 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON2 | 0 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON3 | 0.0001 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON4 | 0.0025 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON5 | -0.0023 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON6 | 0.0012 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON7 | -0.0012 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON8 | 0.0024 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON9 | -0.0024 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON10 | 0.0395 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON11 | -0.0393 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON12 | 0.0395 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON13 | -0.0393 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON14 | 0.0395 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON15 | -0.0393 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON16 | 0.0015 | 0.0482 | 0 | 0 | 0 | -0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON17 | -0.0013 | -0.0461 | 0 | 0 | 0 | 0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON18 | 0.0394 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON19 | -0.0393 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON20 | 0.0394 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON21 | -0.0393 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON22 | 0.0394 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON23 | -0.0393 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON24 | 0.0015 | 0.048 | 0 | 0 | 0 | -0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON25 | -0.0014 | -0.0463 | 0 | 0 | 0 | 0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON26 | 0.0394 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|---------|---------|---|---|---|----------|------|---------|---------|---------|
| STORY2 | D1 | DCON27 | -0.0393 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON28 | 0.0394 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON29 | -0.0393 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON30 | 0.0394 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON31 | -0.0393 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON32 | 0.0015 | 0.0476 | 0 | 0 | 0 | -0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCON33 | -0.0014 | -0.0468 | 0 | 0 | 0 | 0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCMPC1 | 0 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCMPC2 | 0 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCMPS1 | 0 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCMPS2 | 0.0001 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCMPD1 | 0 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DCMPD2 | 0.0001 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS2 | 0 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS3 | 0.0001 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS4 | 0.0025 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS5 | -0.0023 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS6 | 0.0012 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS7 | -0.0012 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS8 | 0.0024 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS9 | -0.0024 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS10 | 0.0395 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS11 | -0.0393 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS12 | 0.0395 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS13 | -0.0393 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS14 | 0.0395 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS15 | -0.0393 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS16 | 0.0015 | 0.0482 | 0 | 0 | 0 | -0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS17 | -0.0013 | -0.0461 | 0 | 0 | 0 | 0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS18 | 0.0394 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS19 | -0.0393 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS20 | 0.0394 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS21 | -0.0393 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS22 | 0.0394 | 0.0009 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS23 | -0.0393 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS24 | 0.0015 | 0.048 | 0 | 0 | 0 | -0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS25 | -0.0014 | -0.0463 | 0 | 0 | 0 | 0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS26 | 0.0394 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS27 | -0.0393 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS28 | 0.0394 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS29 | -0.0393 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS30 | 0.0394 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS31 | -0.0393 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0.00003 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS32 | 0.0015 | 0.0476 | 0 | 0 | 0 | -0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLS33 | -0.0014 | -0.0468 | 0 | 0 | 0 | 0.00005 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLD1 | 0 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY2 | D1 | DSTLD2 | 0.0001 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4907 | 479.443 | 295.276 | 295.276 |
| STORY1 | D1 | DIST1 | 0 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DIST2 | 0 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON2 | 0 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON3 | 0 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON4 | 0.0012 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de Entrepiso Con Vigas De Alma Abierta Mediante Software

| | | | | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|---------|---------|---|---|---|----------|------|---------|---------|--------|
| STORY1 | D1 | DCON5 | -0.0012 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON6 | 0.0006 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON7 | -0.0006 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON8 | 0.0012 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON9 | -0.0012 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON10 | 0.0181 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON11 | -0.018 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON12 | 0.0181 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON13 | -0.018 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON14 | 0.0181 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON15 | -0.018 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON16 | 0.0006 | 0.0227 | 0 | 0 | 0 | -0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON17 | -0.0006 | -0.0208 | 0 | 0 | 0 | 0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON18 | 0.0181 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON19 | -0.018 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON20 | 0.0181 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON21 | -0.018 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON22 | 0.0181 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON23 | -0.018 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON24 | 0.0006 | 0.0225 | 0 | 0 | 0 | -0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON25 | -0.0006 | -0.021 | 0 | 0 | 0 | 0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON26 | 0.0181 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON27 | -0.0181 | 0.0003 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON28 | 0.0181 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON29 | -0.0181 | 0.0003 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON30 | 0.0181 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON31 | -0.0181 | 0.0003 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON32 | 0.0006 | 0.0221 | 0 | 0 | 0 | -0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCON33 | -0.0006 | -0.0214 | 0 | 0 | 0 | 0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCMPC1 | 0 | 0.0003 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCMPC2 | 0 | 0.0004 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCMPS1 | 0 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCMPS2 | 0 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCMPD1 | 0 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DCMPD2 | 0 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS2 | 0 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS3 | 0 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS4 | 0.0012 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS5 | -0.0012 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS6 | 0.0006 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS7 | -0.0006 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS8 | 0.0012 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS9 | -0.0012 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS10 | 0.0181 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS11 | -0.018 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS12 | 0.0181 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS13 | -0.018 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS14 | 0.0181 | 0.001 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS15 | -0.018 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS16 | 0.0006 | 0.0227 | 0 | 0 | 0 | -0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS17 | -0.0006 | -0.0208 | 0 | 0 | 0 | 0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS18 | 0.0181 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |

| | | | | | | | | | | | | |
|--------|----|---------|---------|---------|---|---|---|----------|------|---------|---------|--------|
| STORY1 | D1 | DSTLS19 | -0.018 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS20 | 0.0181 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS21 | -0.018 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS22 | 0.0181 | 0.0008 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS23 | -0.018 | 0.0006 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS24 | 0.0006 | 0.0225 | 0 | 0 | 0 | -0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS25 | -0.0006 | -0.021 | 0 | 0 | 0 | 0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS26 | 0.0181 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS27 | -0.0181 | 0.0003 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS28 | 0.0181 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS29 | -0.0181 | 0.0003 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS30 | 0.0181 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | -0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS31 | -0.0181 | 0.0003 | 0 | 0 | 0 | 0.00001 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS32 | 0.0006 | 0.0221 | 0 | 0 | 0 | -0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLS33 | -0.0006 | -0.0214 | 0 | 0 | 0 | 0.00002 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLD1 | 0 | 0.0005 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |
| STORY1 | D1 | DSTLD2 | 0 | 0.0007 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4908 | 479.299 | 295.276 | 157.48 |

El valor máximo permitido para la deriva de piso por la NTDS dado en la tabla #8 por las características de ocupación de la estructura es 0.08 (Nivel de ocupación III, Edificios de 4 pisos o menos), por lo tanto es mayor que el desplazamiento máximo obtenido del programa de 0.0716 cms.

4.6.3.3 Periodo de la estructura T

El periodo de la estructura se compara con el obtenido a partir de la Norma Técnica para diseño por Sismo, correspondiente al valor:

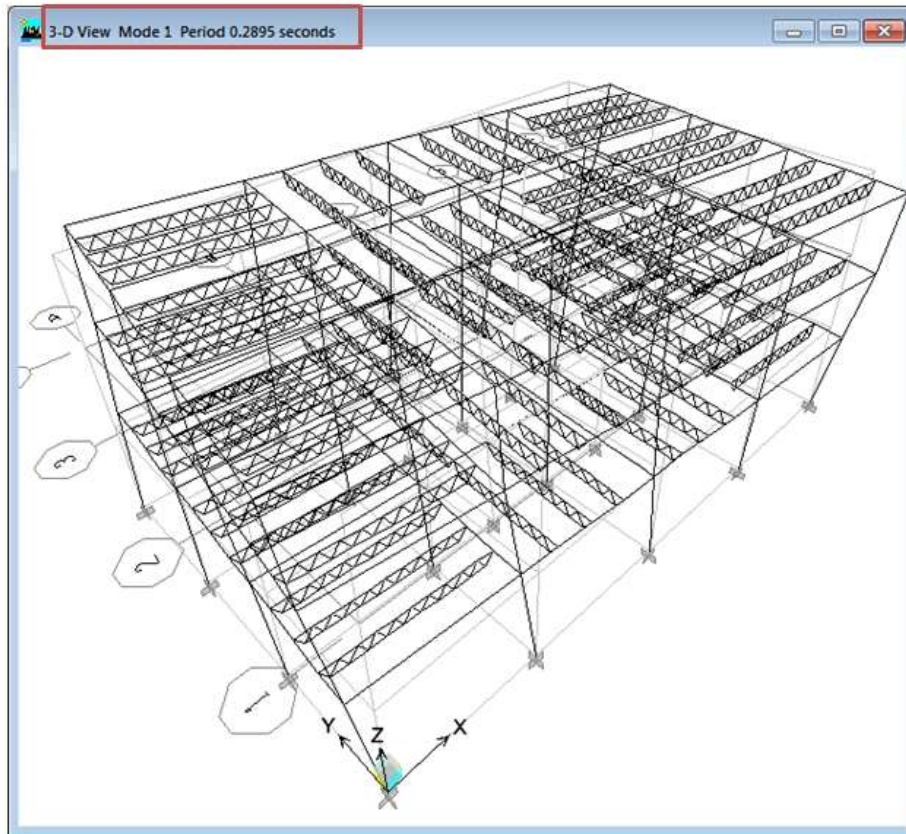
$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}}$$

$C_t = 0.073$, marcos de concreto reforzado

$h_n = 11$ metros

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}} = 0.073(11)^{\frac{3}{4}} = 0.4409 \text{ s}$$

Este es el periodo teórico a comparar con el periodo obtenido del análisis de la estructura, como se muestra en la figura siguiente:



En esta figura, se resalta el periodo obtenido de 0.2895, el cual es menor que el teórico de 0.4409 s.

4.6.4 Conexiones

La conexión se verificará para todos los elementos a diseñar. Para ello, tomaremos en cuenta las solicitaciones de los miembros más esforzados, esto de acuerdo a la relación de efectividad mayor. En resumen, las soldaduras, se verificaran para el perímetro de los miembros más esforzados comparando las solicitaciones obtenidas.

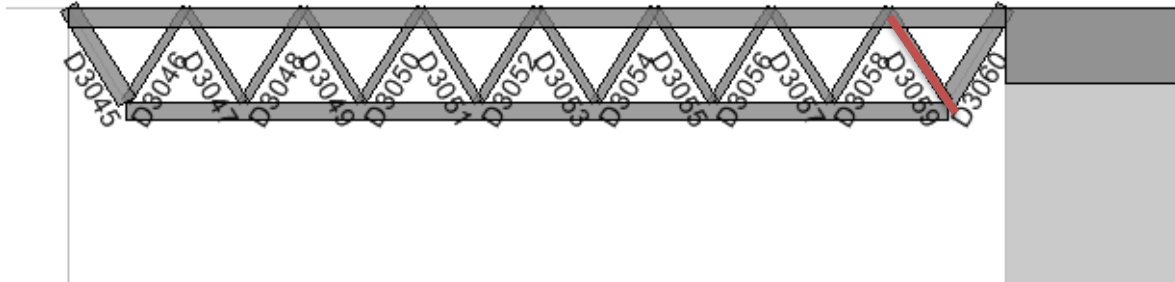
4.6.4.1 Diseño de soldadura para celosías en vigas secundarias de alma abierta

De acuerdo al diseño, tenemos 2 diseños de vigas principales, correspondientes a las vigas principales en la dirección X e Y.

Encontrando esfuerzos máximos

El miembro más esforzado, lo encontraremos a partir del miembro más esforzado de acuerdo al índice de efectividad obtenido de eTabs.

De acuerdo a eTabs, consiste en el miembro D3059, con un índice de efectividad de 0.381, y el cual se muestra a continuación:



Para este miembro, revisamos los datos del diseño que nos da el programa, a partir de la tabla que se muestra a continuación:

ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

```

AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK      Units: Kip-in (Summary for Combo and Station)
Level: STORY3 Element: D3059 Station Loc: 23.214 Section ID: HSS2X2X1/8
Element Type: Special Moment Frame Classification: Seismic

L=23.214
A=0.840  t22=0.486  t33=0.486  x22=0.584  x33=0.584
s22=0.486  s33=0.486  r22=0.761  r33=0.761
E=29000.000 fy=50.000 Ry=1.300
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is  0.381 = 0.273 + 0.108 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
      P           M33           M22           V2           V3
Combo DSTLS16  -9.113          -3.189          0.001          0.268  2.539E-04

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)
      Pu           phi*Pnc           phi*Pnt
Axial Load Strength Strength
      9.113          33.350          37.800

      Mu           phi*Mn           Cm           B1           B2           K           L           Cb
Major Bending Moment Capacity Factor Factor Factor Factor Factor Factor
Minor Bending  0.001          26.280  0.666  1.000  1.000  1.000  1.000  2.271

SHEAR DESIGN
      Vu           Phi*Vn           Stress
Force Strength Ratio
Major Shear  0.268          12.528  0.021
Minor Shear  2.539E-04          12.528  2.027E-05

END REACTION AXIAL FORCES
      Left End           Load           Right End           Load
Reaction Combo Reaction Combo
      -9.233          DSTLS93          -9.215          DSTLS93
    
```

A partir de ello, obtenemos la siguiente información:

HSS2X2X1/8

$$P = -9.113 \text{ kips}$$

$$M3 = -3.189 \text{ kips.in}$$

Encontrando reacciones máximas para la soldadura

A partir de ello, obtenemos los siguientes datos:

HSS2X2X1/8

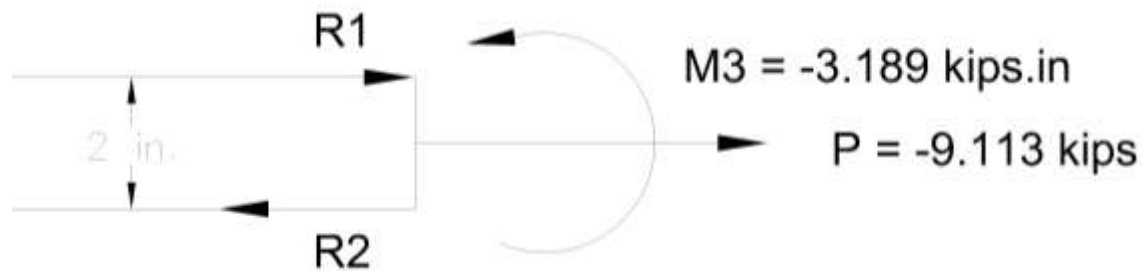
$$P = -9.113 \text{ kips}$$

$$M3 = -3.189 \text{ kips.in}$$

$$D = 2 \text{ in}$$

$$\bar{Y} = 1 \text{ in}$$

DCL



Del DCL obtenemos:

$$R1 = C = \frac{M}{d} - \frac{P\bar{Y}}{d}$$

$$R1 = C = \frac{-3.189}{2} - \frac{-9.113 \times 1}{2} = 2.962 \text{ kips}$$

$$R2 = T = C + P$$

$$R2 = T = 2.962 + (-9.113) = 6.151 \text{ kips}$$

Consideraremos 6.151 kips, debido a que es la más desfavorable

Análisis de soldadura

Miembros a soldar

HSS4X4X1/8

HSS2X2X1/8

Perímetro de la soldadura = 8 in. (Alrededor del miembro de la cuerda)

Menor espesor del miembro conectado = 1/8 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 1/8 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

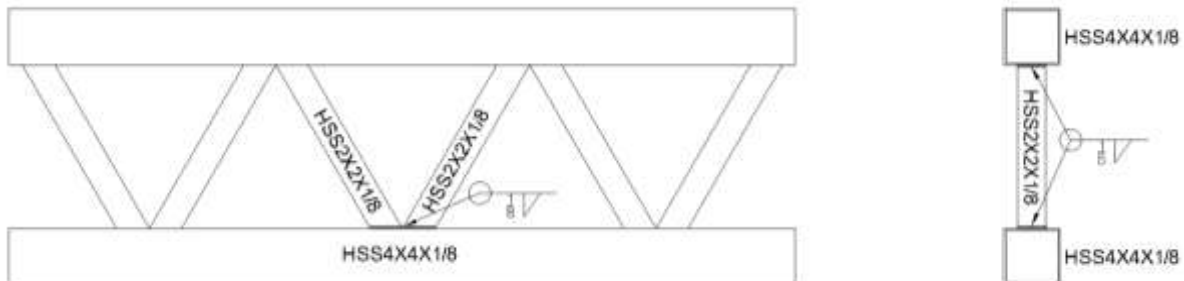
Espesor efectivo de la garganta = $(0.707) (1/8 \text{ in}) = 0.08837 \text{ in}$.

Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

$$= (0.75)(0.60 \times 70)(0.08837)(1 + 0.5\sin^{1.5}90^\circ)(1) = 4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

$$\text{Resistencia de la soldadura} = 4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \times 8 \text{ in} = 33.36 \text{ kips} > 6.151 \text{ kips } \mathbf{OK}$$

Esta resistencia encontrada es la resistencia de la soldadura, alrededor de los miembros en las cuerdas de las vigas principales. Como vemos, esta es mayor que la fuerza necesaria. Además debido al tipo de miembro a soldar (HSS), es necesario soldar alrededor de toda la sección.



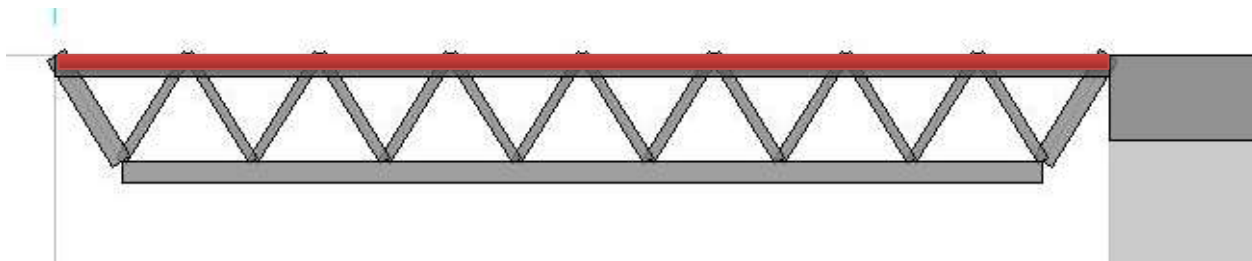
4.6.4.2 Diseño de soldadura para cuerda en vigas secundarias de alma abierta

Al igual que el diseño anterior, se verificaran las soldaduras para las solicitaciones de la cuerda mas demandada.

Encontrando esfuerzos máximos

El miembro más esforzado, lo encontraremos a partir del miembro más esforzado de acuerdo al índice de efectividad obtenido de eTabs.

De acuerdo a eTabs, consiste en el miembro B1110, con un índice de efectividad de 0.623, y el cual se muestra a continuación:



Para este miembro, revisamos los datos del diseño que nos da el programa, a partir de la tabla que se muestra a continuación:

ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

```

AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK      Units: Kip-in (Summary for Combo and Station)
Level: STORY3 Element: B1110 Station Loc: 196.850 Section ID: HSS4X4X1/8
Element Type: Special Moment Frame Classification: Non-Compact

L=196.850
A=1.770 i22=4.400 i33=4.400 z22=2.560 z33=2.560
s22=2.200 s33=2.200 r22=1.577 r33=1.577
E=29000.000 fy=50.000 Ry=1.300
RLLF=1.000

Stress Check Message - Lb/ry > 0.086*E/Fy (AISC 341-PartI 9.8)

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.623 = 0.051 + 0.570 + 0.001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
      P          M33          M22          V2          V3
Combo DSTLS16 -2.470 -59.528 0.130 4.113 -4.864E-04

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)
      Pu          phi*Pnc          phi*Pnt
Axial Load Strength Strength
      Axial 2.470 24.227 79.650

      Mu          phi*Mn          Cm          B1          B2          K          L          Cb
Major Bending Moment Capacity Factor Factor Factor Factor Factor Factor
      Major Bending 59.528 104.366 0.850 1.000 1.000 1.000 0.125 4.645
      Minor Bending 0.130 104.366 0.850 1.000 1.000 1.000 1.000

SHEAR DESIGN
      Vu          Phi*Vn          Stress
Major Shear Force Strength Ratio
      Major Shear 4.113 25.056 0.164
      Minor Shear 4.864E-04 25.056 1.941E-05

END REACTION MAJOR SHEAR FORCES
      Left End          Load          Right End          Load
      Reaction          Combo          Reaction          Combo
      -2.056          DSTLS33          4.357          DSTLS33
    
```

A partir de ello, obtenemos la siguiente información:

HSS4X4X1/8

P = -2.47 kips

M3= -59.528 kips-in

Encontrando reacciones máximas para la soldadura

A partir de ello, obtenemos los siguientes datos:

HSS4X4X1/8

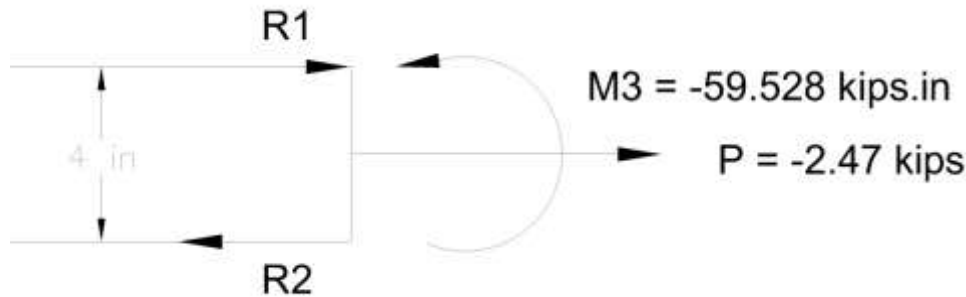
P = -2.47 kips

M3= -59.528 kips-in

D = 4 in

$\bar{Y} = 2$ in

DCL



Del DCL obtenemos:

$$R1 = C = \frac{M}{d} - \frac{P\bar{Y}}{d}$$

$$R1 = C = \frac{-59.528}{4} - \frac{-2.47 \times 2}{4} = -13.647 \text{ kips}$$

$$R2 = T = C + P$$

$$R2 = T = -13.647 + (-2.47) = -16.117 \text{ kips}$$

Consideraremos el análisis con la reacción $R2 = -16.117$ kips por ser mas desfavorable.

Análisis de soldadura

Miembros a soldar

HSS4X4X1/8

Perímetro de la soldadura = 16 in. (Alrededor del miembro de la celosía)

Menor espesor del miembro conectado = 1/8 in

Revisamos el valor máximo y mínimo, a partir del AISC

Espesor mínimo recomendado = 1/8 in

Espesor máximo recomendado = 1/8 in

A partir de eso, se propone un tamaño de soldadura (t) de 1/8 in.

Resistencia de electrodo = 70 ksi

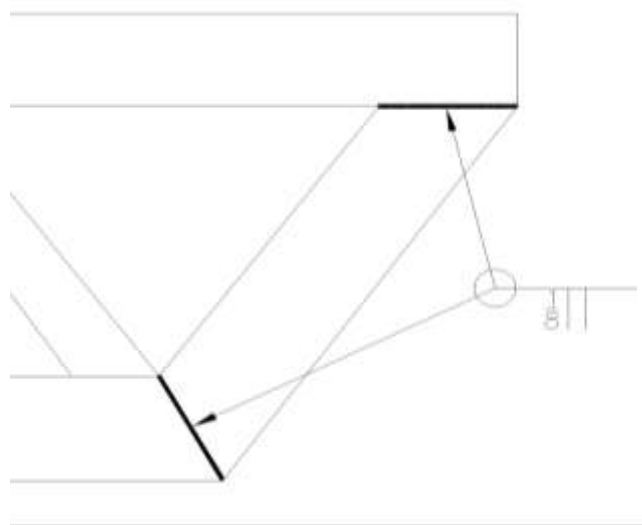
Espesor efectivo de la garganta = $(0.707) (1/8 \text{ in}) = 0.08837 \text{ in}$.

Resistencia de diseño de la soldadura alrededor de los miembros

$$= (0.75)(0.60 \times 70)(0.08837)(1 + 0.5\sin^{1.5}90^\circ)(1) = 4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

$$\text{Resistencia de la soldadura} = 4.17 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \times 16 \text{ in} = 66.72 \text{ kips} > 16.117 \text{ kips } \mathbf{OK}$$

Esta resistencia encontrada es la resistencia de la soldadura, alrededor de los miembros en las cuerdas de las vigas secundarias. Como vemos, esta es mayor que la fuerza necesaria, esto es debido a que la soldadura será alrededor de todo el miembro.



4.6.4.3 Diseño de conexión viga primaria de concreto – viga secundaria de alma abierta

ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

| | | | | | | | | | |
|---|---------|-----------|----------|-----------|---------|------------|--------|--------|--------|
| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK Units: Kip-in (Summary for Combo and Station) | | | | | | | | | |
| Level: STORY3 Element: B1110 Station Loc: 196.850 Section ID: HSS4X4X1/8 | | | | | | | | | |
| Element Type: Special Moment Frame Classification: Non-Compact | | | | | | | | | |
| L=196.850 | | | | | | | | | |
| A=1.770 i22=4.400 i33=4.400 z22=2.560 z33=2.560 | | | | | | | | | |
| s22=2.200 s33=2.200 r22=1.577 r33=1.577 | | | | | | | | | |
| E=29000.000 fy=50.000 Ry=1.300 | | | | | | | | | |
| RLLF=1.000 | | | | | | | | | |
| Stress Check Message - Lb/ry > 0.086*E/Fy (AISC 341-PartI 9.8) | | | | | | | | | |
| P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.623 = 0.051 + 0.570 + 0.001 | | | | | | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | | | | |
| | | P | M33 | M22 | V2 | V3 | | | |
| Combo | DSTLS16 | -2.470 | -59.528 | 0.130 | 4.113 | -4.864E-04 | | | |
| AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1-1b) | | | | | | | | | |
| | | Pu | phi*Pnc | phi*Pnt | | | | | |
| | | Load | Strength | Strength | | | | | |
| Axial | | 2.470 | 24.227 | 79.650 | | | | | |
| | | Mu | phi*Mn | Cm | B1 | B2 | K | L | Cb |
| | | Moment | Capacity | Factor | Factor | Factor | Factor | Factor | Factor |
| Major Bending | | 59.528 | 104.366 | 0.850 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.125 | 4.645 |
| Minor Bending | | 0.130 | 104.366 | 0.850 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | |
| SHEAR DESIGN | | | | | | | | | |
| | | Vu | Phi*Vn | Stress | | | | | |
| | | Force | Strength | Ratio | | | | | |
| Major Shear | | 4.113 | 25.056 | 0.164 | | | | | |
| Minor Shear | | 4.864E-04 | 25.056 | 1.941E-05 | | | | | |
| END REACTION MAJOR SHEAR FORCES | | | | | | | | | |
| | | Left End | Load | Right End | Load | | | | |
| | | Reaction | Combo | Reaction | Combo | | | | |
| | | -2.056 | DSTLS33 | 4.357 | DSTLS33 | | | | |

Diseño por compresión en placa de apoyo

La excentricidad en la placa, la suponemos cero porque estamos considerando solo una carga puntual sobre la placa, la cual será distribuida hacia las columnas. Además para considerar una excentricidad diferente de cero, tendríamos que considerar los momentos involucrados en este punto (flexo compresión). En este punto, solo consideramos compresión en la placa.

Datos:

Viga: 0.40 x 0.30 m ≈ 15.74 x 11.81 in.

Pu = 4.375 kips

$F'_c = 3 \text{ ksi}$

$F_y = 36 \text{ ksi}$

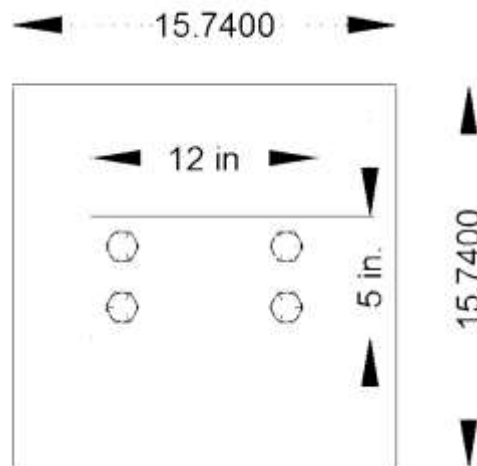
Estableciendo dimensiones de viga metálica sobre el apoyo

Debido a que normalmente, tenemos sobre la placa, una viga de medidas fijas, para este caso de la viga metálica, encontraremos unas medidas que se ajusten a la superficie que cubre la el tubo estructural HSS4X4X1/8 sobre una de las caras de la viga de concreto.

El ancho del alma, tomando en cuenta los dos ángulos y la placa de conexión es:

$$\text{Ancho de viga metálica sobre apoyo } (b_f) = 2(2) + \frac{1}{4} = 4.25 \text{ in.}$$

El largo, d , lo supondremos de 12 in. Y tomaremos como una colocación de la siguiente manera:



En la dimensión larga de la viga metálica, d , suponemos solo 5 in., ya que, cuando la viga metálica cargue, sobre la placa, solo la parte encima de la placa, transmitirá las cargas, y la sección que viene de los bordes quedará separada de la placa, y no transmitirá esfuerzos.

Encontrando el área de soporte de concreto:

Para este caso, se supondrá un área cuadrada de una de las caras laterales de la viga de concreto es área suficiente para soportar los esfuerzos, tomando en cuenta que de antemano sabemos que la placa, resultara en unas dimensiones mucho menores que toda la dimensión de la viga de concreto (viga primaria).

$$A_1 = (15.74 \times 15.74)in = 247.75 in^2$$

Ahora calculamos las posibles áreas de la placa en base a las siguientes formulas:

$$A_2 = \frac{1}{A_1} \left(\frac{Pu}{\phi_c 0.85 f'_c} \right)^2 = \frac{1}{247.75} \left(\frac{4.375 kips}{0.6 \times 0.85 \times 3 ksi} \right)^2 = 0.033 in^2$$

$$A_3 = \frac{Pu}{\phi_c 1.7 f'_c} = \frac{4.375 kips}{0.6 \times 1.7 \times 3} = 1.43 in^2$$

$$A_4 = b_f \times d = 4.675 \times 5 = 23.36 in^2$$

Donde:

$\phi_c = 0.6$, coeficiente por aplastamiento del concreto

De estas ultimas tres ecuaciones, escogemos la mayor.

Cuando Pu es muy alto, las áreas A2 y A3 son mucho mayores que A4 y cuando Pu es muy pequeño, las áreas A2 y A3 son menores que A4. En este caso se tomará $A_4 = 23.36 in^2$, debido a que es el área de mayor magnitud, puesto que Pu es muy pequeño.

Optimizando las dimensiones de la placa.

Las dimensiones de la placa base se optimiza cuando $m = n$ y con ella se obtiene el espesor mínimos de la placa.

Primero encontramos Δ

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{(0.95)(5) - (0.8)(4.25)}{2} = 0.675 in$$

Ahora procedemos a encontrar N y B

$$N = \sqrt{A_4} + \Delta = \sqrt{23.36} + 0.675 = 5.51 in$$

$$B = \frac{A_4}{N} = \frac{23.36}{5.51} = 4.23 in. \text{ como es menor a } b_f, \text{ tomamos } 5 in$$

Ahora calculamos n y m

$$m = \frac{6 in - (0.95 \times 5 in)}{2} = 0.625 in$$

$$n = \frac{5 \text{ in} - (0.95 \times 4.25 \text{ in})}{2} = 0.48 \text{ in}$$

Ahora calculamos el espesor de la placa

$$t_p = m \sqrt{\frac{2Pu}{0.9F_yBN}} = 0.625 \sqrt{\frac{2 \times 14.298}{0.9 \times 36 \times 5 \times 6}} = 0.1715 \text{ in}$$

Según los 0.1715 dados, eso equivale a una placa de grosor 1/8", debido a que los miembros a conectarse serán de 1/8, usaremos placa de 1/4".

Diseño de Pernos en placa de apoyo

Consideraremos tornillos A325 de 3/4 in

De acuerdo a la tabla J3-4 AISC, encontramos la distancia mínima al borde.

Según dice que para bordes recortados mecánicamente, la distancia mínima es de $1\frac{1}{4}$

Resistencia de diseño de tornillos en cortante simple sobre placa de 1/8 in.

$$\text{Resistencia de tornillo en cortante simple} = \phi(0.785)(15) = (0.75)(0.785)(15) = 8.83 \text{ kips}$$

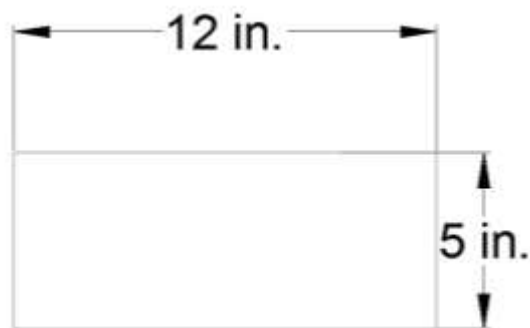
$$\text{Número de tornillos necesarios} = \frac{4.375 \text{ kips}}{8.83 \text{ kips}} = 0.50$$

Por simetría, colocaremos 2 pernos de 3/4" a cada lado. Con una separación entre centro a centro de 2 1/2 in, la cual es mayor que 3d estipulado por el LRFD.

Los orificios en la placa, serán 1/8 mayores que el diámetro de los pernos.

Diseño Final de la placa

Usaremos placa PL 1/4 X 12 x 5, como se muestra a continuación



Diseño de soldadura en la unión

La Placa adecuada para Resistir los diferentes esfuerzos a los que estará sometida.

Es necesario además Revisar la soldadura en la unión de la placa suponemos que el espesor no rige el tamaño de la soldadura.

Esfuerzo por cortante

$$f_s = \frac{4.375 \text{ klb}}{0.25 \times 6} = 2.92 \frac{\text{Klb}}{\text{pulg}^2}$$

Esfuerzo por momento

$$f_s = \frac{Mc}{I}$$

$$f_s = \frac{(59.528)(2.5)}{\frac{1}{12}(0.25)(12)^3} = 4.13 \frac{\text{Klb}}{\text{pulg}^2}$$

Esfuerzo Por tensión

$$f_t = \frac{2.47 \text{ kips}}{3 \times 3} = 0.27 \frac{\text{Klb}}{\text{pulg}^2}$$

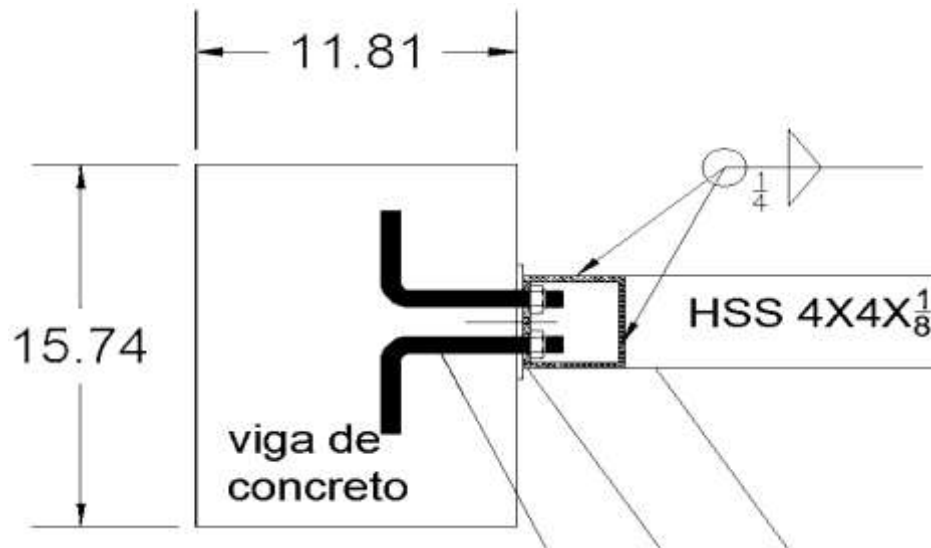
Esfuerzo Resultante

$$f_r = \sqrt{(2.92)^2 + (4.13)^2 + (0.2744)^2} = 5.065 \frac{\text{Klb}}{\text{pulg}^2}$$

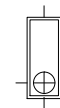
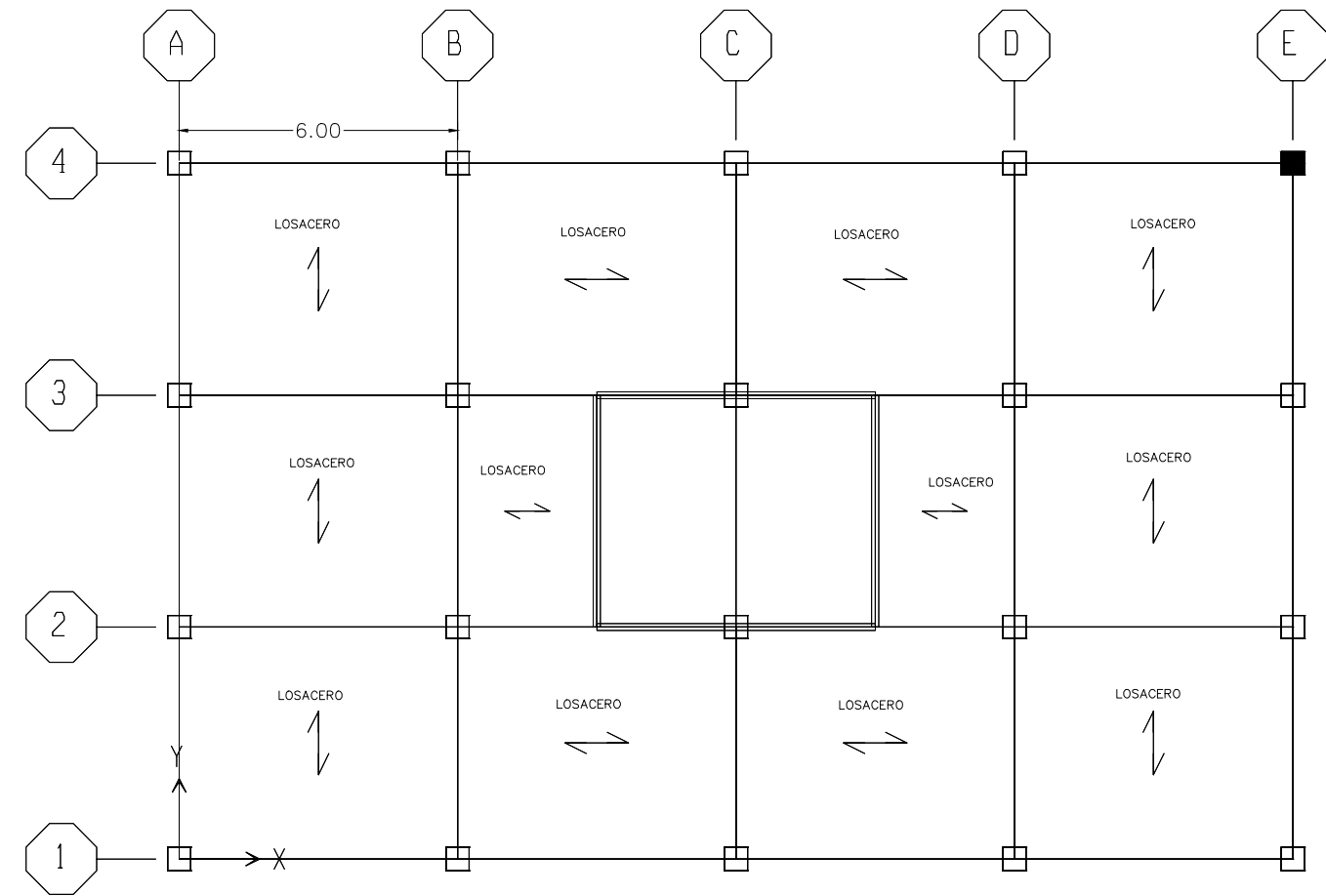
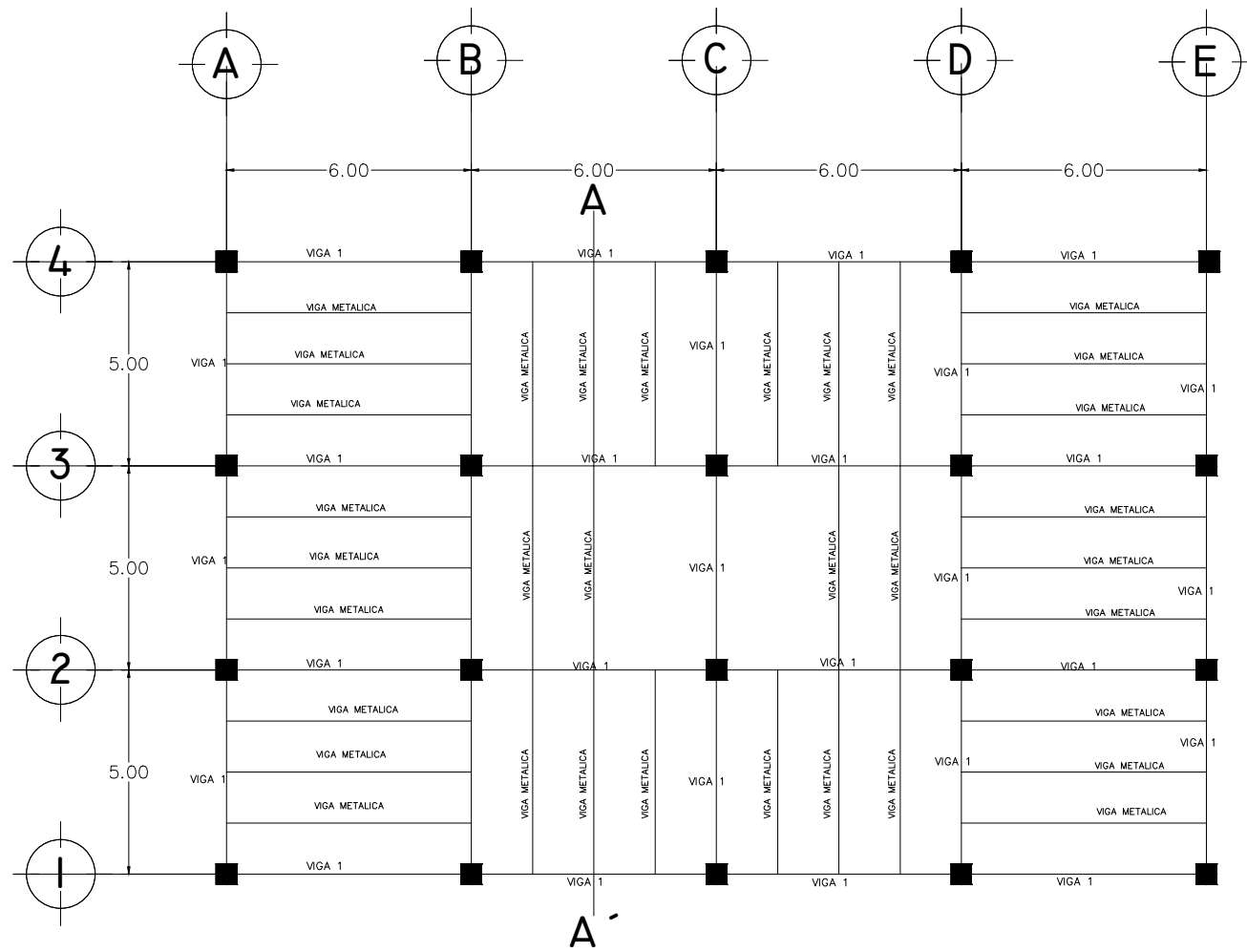
Tamaño requerido de la soldadura

$$t = \frac{5.065}{(0.707)(1)(0.75)(0.6 \times 70)} = \frac{\frac{5.065 \text{Klb}}{\text{pulg}}}{\frac{22.27 \text{Klb}}{\text{pulg}}} = 0.227 \text{ Pulg} \approx 0.31 \text{ pulg}$$

La conexión queda como se muestra en la figura con una soldadura de filete de $1/4 \text{ Pulg} = 0.25 \text{ pulg}$





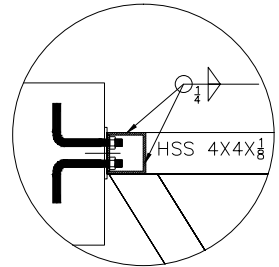
4.6.5 Planos estructurales



Planta estructural en planta y losa

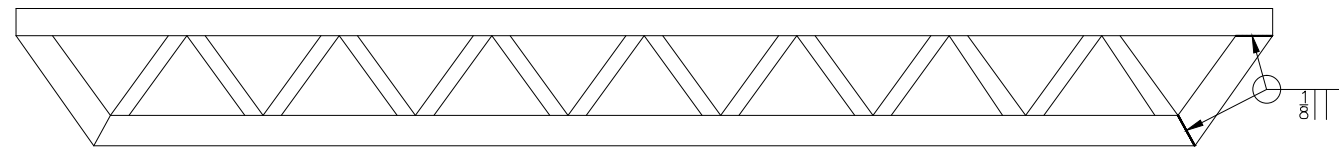
ESCALA 1 : 60

| | | |
|--|--|---|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL 00000000 00000000 00000000 00000000 | |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR |
| Contenido: PLANTA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y LOSA DE EDIFICIO DE 3 NIVELES | | |
| Escalas: INDICADAS | Presentan: DANIEL ANTONIO LINARES EDGAR ATILIO SORIANO ALBERTH LUIS HERNANDEZ | J qic'P A  |



detalle de soldadura en conexion

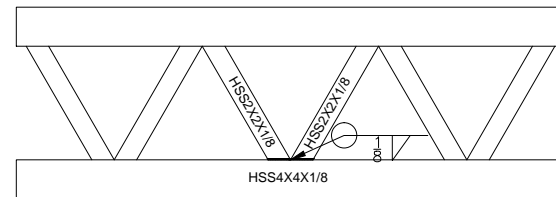
ESCALA 1 : 4



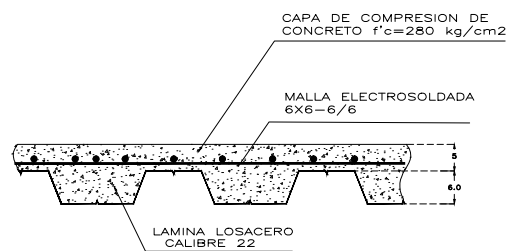
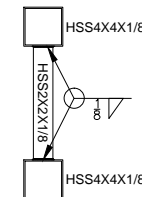
seccion de viga metalica

ESCALA 1 : 20

Esquema de conexión de las cuerdas



Esquema de conexión de la celosía



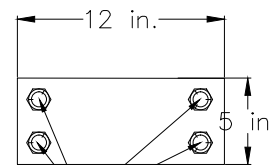
CAPA DE COMPRESION DE CONCRETO $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

MALLA ELECTROSOLDADA 6X6-6/6

LAMINA LOSACERO CALIBRE 22

Secciones de losacero

ESCALA 1 : 5



Pernos 3/4"
Orificios 7/8"

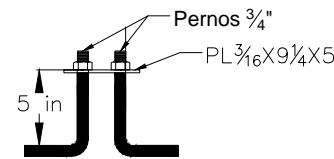
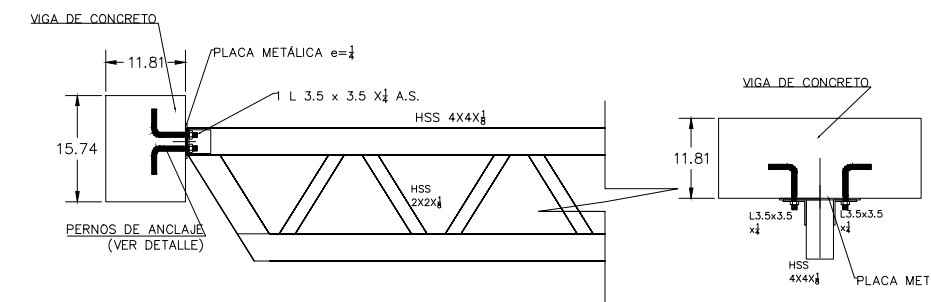


Diagrama de Pernos y placa en apoyos

ESCALA 1 : 5



Detalles de conexion viga concreto-viga metalica

ESCALA 1 : 10

Cuadro de detalle de soldadura

| | |
|--|--|
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado cercano |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en ambos lados y 2 pulgadas de longitud |
| | Soldadura de filete de $\frac{1}{8}$ de pulgada en el lado lejano alrededor del elemento |

- Utilizar acero A-36 para todos los elementos estructurales.
- Electrodo E-70XX en todas las soldaduras
- [Ilustración de soldadura] protegido SMAW.
- Pernos A325

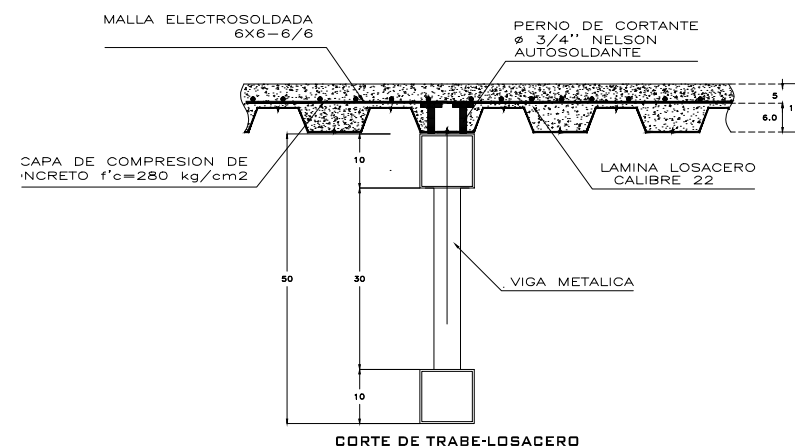


Diagrama de conexion losa acero viga

ESCALA 1 : 5

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Contenido:

DETALLES CONSTRUCTIVOS DE VIGA METALICA Y LOSACERO Y DETALLES DE CONEXIONES

Escalas:
INDICADAS

Presentan:

DANIEL ANTONIO LINARES
EDGAR ATILIO SORIANO
ALBERTH LUIS HERNANDEZ



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- La investigación del tema: “Análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techos y entrepisos”, tiene relevancia por la variedad de usos a los que se puede aplicar, además de ser una alternativa más frente a otros sistemas estructurales metálicos y de concreto.
- Es complicado proponer una metodología para solventar todas las condiciones posibles y resolver todas las particularidades de todas las estructuras realizadas con vigas de alma abierta y armaduras metálicas; pero se buscará una metodología que ayude a comprender el funcionamiento de estos elementos y tener criterio para resolver cualquier imprevisto que se presente en el diseño de estas.
- El marco normativo en el país acerca de estas estructuras, no es específico y se recurre a normas internacionales para solventar la trivialidad de estas normas.
- En el diseño de estructuras de techo, es de gran importancia incluir las acciones del viento, ya que estas en ciertos casos pueden ser de igual o mayor importancia que otras cargas.
- Para el análisis por software aplicado a pasarelas peatonales se determinó que al diseñar y evaluar la estructura propuesta con montantes, estos causaban que la estructura fallara ante las acciones por sismo y/o viento; sin embargo, al evaluar la celosía sin montantes (tipo Warren) esta no presentó fatiga alguna en sus elementos, por lo tanto, se concluyó que para nuestro diseño de puente peatonal, los montantes son miembros innecesarios ya que la estructura presenta un comportamiento indeseable.
- Al utilizar un software para diseño, se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real.

Conclusiones

- Las consideraciones relacionadas con la flexo compresión en los miembros, son muy relevantes. Lo cual no se analiza en los diseño por formulas, por la naturaleza de los cálculos; lo que le da cierta desventaja frente al análisis por software.
- El periodo de vibración de una estructura de armadura o viga de alma abierta metálica para techos y entrepisos se debe disminuirse mediante la colocación de arrostramientos
- Tomando en cuenta la Norma Técnica de Diseño por Sismo se observa que el diseño de estructura de techos requiere de métodos para disminuir la flexibilidad de la estructura lo que se logra sobredimensionando los elementos constituyentes, colocando arrostramientos como tensores o braces, agregándole vigas de rigidez o mediante una combinación de las anteriores
- Los diseños realizados utilizando el sistema ingles simplifican los análisis y diseños puesto que la nomenclatura de los materiales y las tablas de especificaciones del AISC están en dicho sistema

5.2 Recomendaciones

- Hacer notar que esta investigación ayudará como aporte bibliográfico para cualquier persona interesada en este tema en particular, y en la UES-FMO particularmente.
- La recomendación principal a la investigación de ingeniería civil, es su enfoque al desarrollo de un Guía de Diseño de diseño de estructuras metálicas para techos y entrepisos con el fin de mantener el paso con los avances prácticos y teóricos de esta rama de nuestra profesión, la cual permite no solo crear áreas industriales amplias sino también el diseño de edificios con los métodos mas recientes, además de fomentar el desarrollo.
- Dentro de los diseños en general se requiere tratar gran cantidad de aspectos que van inmersos dentro de la formulación y el desarrollo nuestro trabajo se fundamento en el ámbito estructural. Otros aspectos como los costos de las armaduras y vigas de alma abierta así como la aplicación de estas ultimas para soportes de losas de puentes puede ser abordado con detenimiento por algún otro grupo interesado en la temática logrando así complementar y aumentar la utilidad temática
- Cuando se realice los análisis y diseño de conexiones se deben tomar en cuenta las restricciones consideradas en el software y la ubicación de estas conexiones al mismo tiempo que las consideraciones hechas en su análisis

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Análisis comparativo de marcos metálicos de alma abierta para edificios industriales / Manuel Enrique Bonilla Pineda, José Octavio Castillo Sánchez, Luis Armando Pineda. UCA
San Salvador: [s.n.], 1989.
- Análisis Estructural Matricial de estructuras metálicas espaciales para techos y su comparación con modelos analíticos simplificados
Luis Rolando Cruz Torres, Jaime Francisco León Villalta, Enrique Giovanni Ramírez Chávez. UCA,1990
- Guía de Procesos Constructivos en Sistema Estructural a base de marcos de acero en edificios de Mediana Altura
Olga Alas, María Arce, Luis Ayala. Universidad de El Salvador
2006
- Diseño de Estructuras de Acero
Jack MacCormac, 2ª Edición. Editorial: Alfa Omega
2002
- Diseño de Estructuras Metálicas
Jack MacCormac, 1ª edición. Editorial: Alfaomega Group Editor
1972

- Manual de Diseño de naves industriales metálicas utilizando un software especializado
Autores: Cristian García, Fidel Sorto, Juan Villalobos. Universidad de El Salvador
2009
- Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural (Tercera Edición)
Euro Inox y el Steel Construction Institute
2006
- Manual de Diseño de naves industriales metálicas utilizando un software especializado
Cristian García, Fidel Sorto, Juan Villalobos. Universidad de El Salvador
2009
- Norma Técnica para Diseño por Sismo
Ministerio de Obras Públicas, Republica de El Salvador
1994
- Norma Técnica para Diseño por Viento
Ministerio de Obras Públicas, Republica de El Salvador
1994
- Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero
Ministerio de Obras Públicas, Republica de El Salvador
1997
- Proper Selection, Specification and Seismic Details of Open-Web Steel Joist framing for
Roofs in California.
Panelized Structures, Inc. Modesto, CA

- Pruebas de flexión en vigas metálicas armadas de alma abierta tipo macomber fabricadas con proceso de soldadura de arco eléctrico
Carlos Fernando Henríquez Angulo, Enrique Alberto Portillo Alfaro, Luis Roberto Quiñónez Cerén. UCA
1993

- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08)
American Concrete Institute.
2005

- Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones
Ministerio de Obras Públicas, Republica de El Salvador.
1994

- Standard Specifications, Load Tables and Weight Tables for Steel Joist and Joist Girders.
42nd Edition.
Steel Joist Institute. USA
2005

ANEXOS

Anexo 1. Tabla de peso de armaduras de acero en superficie de techo.

7.1 Anexo 1. Tabla de peso de armaduras de acero en superficie de techo.

| <i>Claro (metros)</i> | <i>Inclinación 1/2</i> | <i>Inclinación 1/3</i> | <i>Inclinación 1/4</i> | <i>Plano</i> |
|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------|
| | $\approx 30^\circ$ | $\approx 20^\circ$ | $\approx 15^\circ$ | |
| Hasta 12 | 25.62 | 30.74 | 33.18 | 37.08 |
| 12 a 15 | 28.06 | 32.20 | 35.13 | 39.04 |
| 15 a 18 | 32.94 | 39.04 | 41.96 | 46.84 |
| 18 a 21 | 35.38 | 41.48 | 44.89 | 49.77 |
| 21 a 24 | 37.82 | 43.92 | 47.33 | 52.70 |
| 24 a 30 | 41.48 | 48.80 | 52.7 | 58.56 |

Peso de armaduras de acero en kg/m² de superficie de techo

7.2 Anexo 2. Tabla de ubicación de agujeros estándar

Tabla 12.4. Distancias mínimas a bordes (a) in (centro del agujero estándar (b) al borde de la parte conectada)

| <i>Distancia nominal del tornillo o remache (in)</i> | <i>En bordes recortados mecánicamente</i> | <i>En bordes laminados de placas, perfiles o barras o bordes cortados con gas (c)</i> |
|--|---|---|
| 1/2 | 7/8 | 3/4 |
| 5/8 | 1 1/8 | 7/8 |
| 3/4 | 1 1/4 | 1 |
| 7/8 | 1 1/2 (d) | 1 1/8 |
| 1 | 1 3/4 | 1 1/4 |
| 1 1/8 | 2 | 1 1/2 |
| 1 1/4 | 2 1/4 | 1 5/8 |
| Mayores de 1 1/4 | 1 3/4 Diámetro | 1 1/4 Diámetro |

- (a) Distancias menores a los paños son permitidas, siempre y cuando se satisfagan las ecuaciones de la especificación J3.10 del LRFD
- (b) Para los agujeros agrandados o de ranura, véase la tabla 12.5
- (c) Para todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse 1/8 in. Cuando el agujero esta en un punto donde el esfuerzo no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.
- (d) Estos valores pueden ser 1 1/4 in en los extremos de ángulos de conexión para vigas.

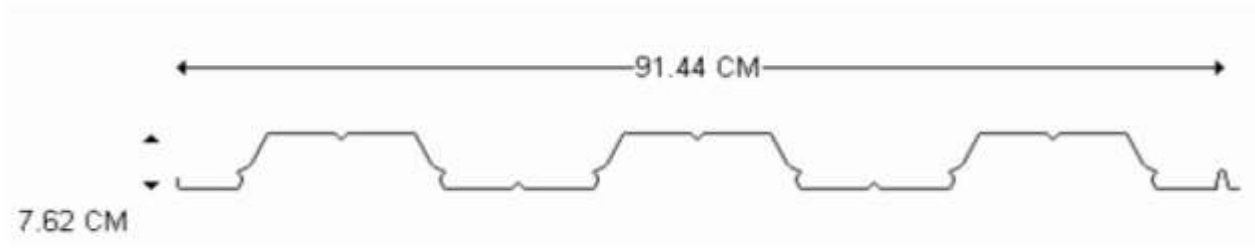
7.3 Anexo 3. Tablas de especificaciones y propiedades de láminas para techos y entrepisos.

| Calibre de la lámina | Peso (Kg/m ²) | Claros (m) |
|----------------------|---------------------------|------------|
| 26 | 3.75 | 1.4 – 1.8 |
| 24 | 5.64 | 1.8 – 2.2 |
| 22 | 7.91 | 2.2 – 2.5 |

Tabla de pesos y claros para lamina galvanizada en techos. (Aproximados)

Estos claros dependen además de las cargas vivas, de viento y otras que se deberían tomar en cuenta.

A continuación se muestra una tabla de pesos y espesores para lámina galvanizada en entrepisos:



Propiedades de la Sección

| Calibre | Espesor (in) | Peso (kg/m ²) | I _p (cm ⁴ /cm) | I _n (cm ³ /cm) | S _p (cm ³ /cm) | S _n (cm ³ /cm) |
|---------|--------------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 24 | 0.0209 | 6.02 | 13.71 | 16.76 | 5.95 | 6.35 |
| 22 | 0.0295 | 8.33 | 21.54 | 25.39 | 9.86 | 10.08 |
| 20 | 0.0358 | 10.02 | 27.67 | 31.09 | 13.16 | 13.02 |
| 18 | 0.0474 | 13.14 | 39.38 | 41.43 | 19.98 | 17.91 |

ANEXOS

Anexo 3. Tablas de especificaciones y propiedades de láminas para techos y entrepisos.

| <i>Claros Máximos Sin Apuntalamiento (m)</i> | | | | | | |
|--|--------------------|---------------------|------|------|-------|-------|
| Calibre | Condición de apoyo | Espesor de concreto | | | | |
| | | 5 cm | 6 cm | 8 cm | 10 cm | 12 cm |
| 24 | Simple | 1.94 | 1.87 | 1.74 | 1.66 | 1.58 |
| | Doble | 2.62 | 2.53 | 2.37 | 2.26 | 2.15 |
| | Triple | 2.65 | 2.56 | 2.39 | 2.29 | 2.17 |
| 22 | Simple | 2.34 | 2.24 | 2.09 | 1.99 | 1.88 |
| | Doble | 3.07 | 2.96 | 2.77 | 2.65 | 2.51 |
| | Triple | 3.17 | 3.06 | 2.87 | 2.74 | 2.60 |
| 20 | Simple | 2.73 | 3.23 | 2.99 | 2.84 | 2.68 |
| | Doble | 3.48 | 4.00 | 3.75 | 3.58 | 3.40 |
| | Triple | 3.60 | 4.13 | 3.87 | 3.70 | 3.51 |

1. Los claros anteriores fueron determinados de acuerdo a la especificación de SDI (Steel Deck Institute) para peso de la lámina del concreto fresco y una carga de construcción distribuida de 98 kg/m² ó puntual de 223 kg/m de ancho, al centro del claro, considerándose como limitantes un esfuerzo de trabajo de .6 Fy o una deflexión máxima de L/180 ó 1.9 cms.

2. Los valores que aparecen en la tabla superior, sólo serán válidos si la lámina está correctamente "fijada" a las vigas de apoyo.

3. Los claros deberán considerarse a "ejes" es decir a centros de apoyos.

Anexo 4. Tabla de pesos y claros de laminas para techos aproximados.

7.4 Anexo 4. Tabla de pesos y claros de laminas para techos aproximados.

| <i>Calibre de la lámina</i> | <i>Peso (Kg/m²)</i> | <i>Claros (m)</i> |
|-----------------------------|--------------------------------|-------------------|
| 26 | 3.75 | 1.4 – 1.8 |
| 24 | 5.64 | 1.8 – 2.2 |
| 22 | 7.91 | 2.2 – 2.5 |

Tabla de pesos y claros de laminas para techo aproximados.

7.5 Anexo 5. Tabla Relaciones de esbeltez máximas

| | |
|---|-----|
| Paneles interiores de la cuerda superior | 90 |
| Paneles exteriores de la cuerda superior | 120 |
| Miembros a compresión distintos de la cuerda superior | 200 |
| Miembros a tensión | 240 |

Sección 4.3 SJI p.15.

7.6 Anexo 6. Tabla de tamaños mínimos para la soldadura de filete

| <i>Espesor del Material de la Parte unida Con mayor espesor (in)</i> | <i>Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete (in)</i> |
|--|---|
| Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive | $\frac{1}{8}$ |
| Mayor de $\frac{1}{4}$ hasta $\frac{1}{2}$ inclusive | $\frac{3}{16}$ |
| Mayor de $\frac{1}{2}$ hasta $\frac{3}{4}$ inclusive | $\frac{1}{4}$ |
| Mayor de $\frac{3}{4}$ | $\frac{5}{16}$ |

Tabla de Tamaños mínimos para la soldadura de Filete proveniente de la Tabla J2.4 LRFD

7.7 Anexo 7. Dimensiones de agujero nominal

| Tabla J 3.3 Dimensiones de Agujero Nominal, in | | | | |
|---|----------------------------|-------------------------------|---|---|
| Diámetro Perno | Dimensiones Agujero | | | |
| | Estándar (Dia.) | Sobremedida (Dia.) | Ranura Corta (Ancho x Largo) | Ranura Larga (Ancho x Largo) |
| 1/2 | 9/16 | 5/8 | 9/16 x 11/16 | 9/16 x 11/4 |
| 5/8 | 11/16 | 13/16 | 11/16 x 7/8 | 11/16 x 19/16 |
| 3/4 | 13/16 | 15/16 | 13/16 x 1 | 13/16 x 17/8 |
| 7/8 | 15/16 | 1 1/16 | 15/16 x 11/8 | 15/16 x 23/16 |
| 1 | 1 1/16 | 1 1/4 | 11/16 x 1 5/16 | 11/16 x 2 1/2 |
| ≥ 1 1/8 | $d + 11/16$ | $d + 5/16$ | $(d + 1/16) \times (d + 3/8)$ | $(d + 1/16) \times (2.5 + d)$ |

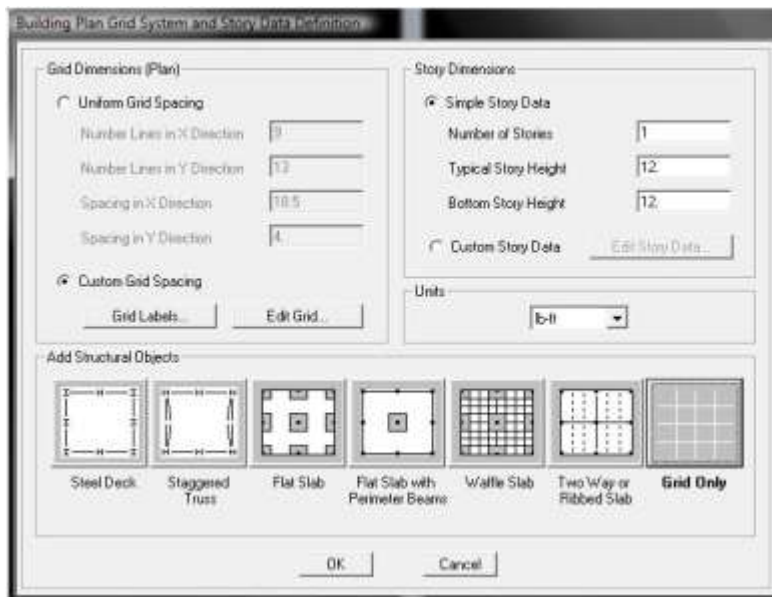
7.8 Anexo 8. Tabla de cargas vivas unitarias mínimas, Kg/m²

| <i>Destino del Piso o la cubierta</i> | <i>w</i> | <i>w_i</i> | <i>w_m</i> |
|---|-------------------|----------------------|----------------------|
| a) Habitación (departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuela, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares) | 70 | 120 | 170 |
| b) Oficinas, despachos, aulas, laboratorios | 100 | 180 | 250 |
| c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público) | 40 | 150 | 350 |
| d) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales | 40 | 350 | 500 |
| e) Estadios con asientos individuales | 40 | 200 | 300 |
| f) Otros lugares de reunión (Templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, salas de juego y similares) | 40 | 250 | 350 |
| g) Comercios, fábricas y bodegas | 0.8w _m | 0.9w _m | W _m |
| h) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5% | 15 | 50 | 100 |
| i) Cubiertas y azotea con pendiente mayor de 5% | 5 | 0 | 20 |
| j) Voladizos en vía pública (Marquesinas, balcones y similares) | 15 | 70 | 300 |
| k) Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente) | 40 | 150 | 250 |

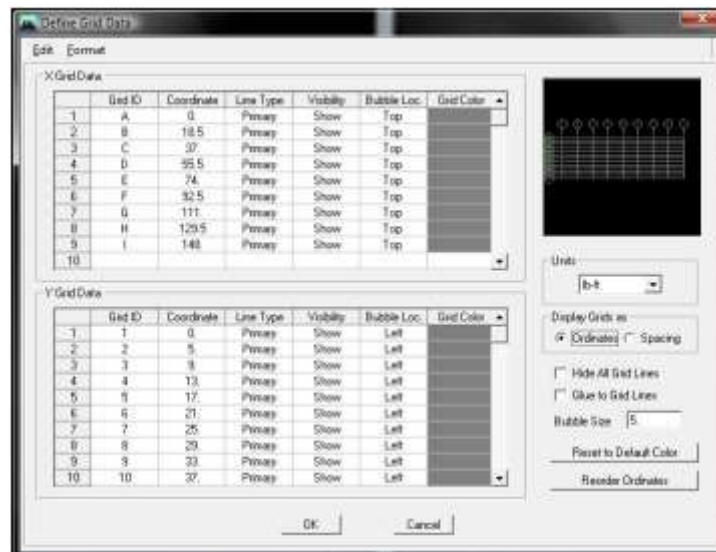
APENDICES

8.1 Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Abrimos el programa y creamos un nuevo modelo, aparecerá el recuadro Building Plan Grid System and Story Data Definition

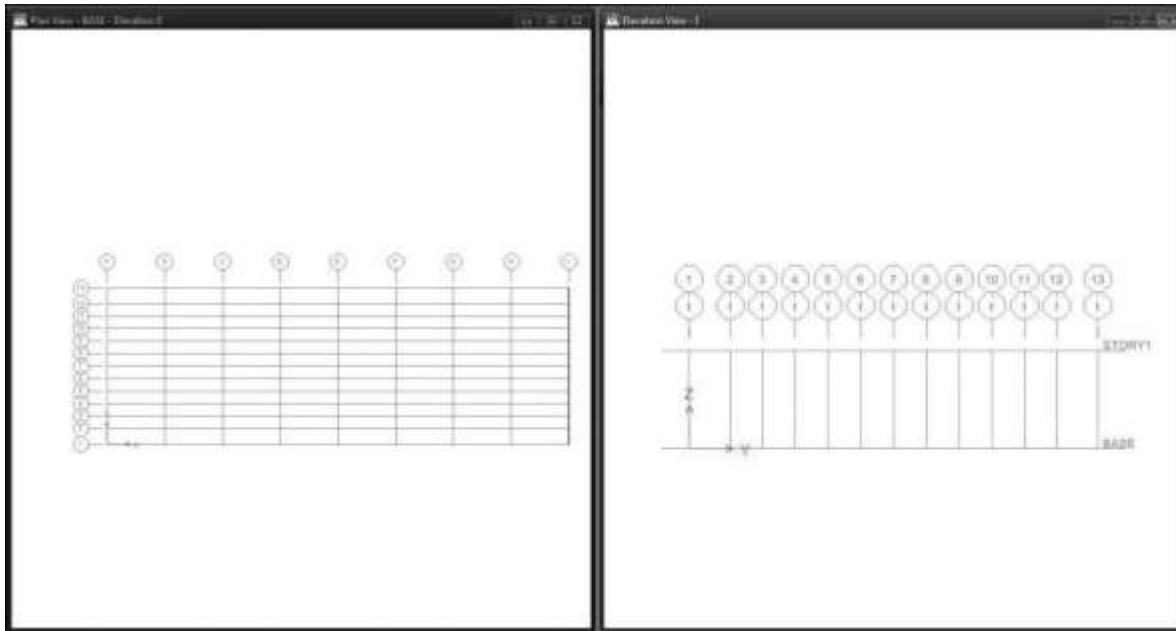


Habiendo obtenido las distancias en X y en Y que corresponderán a las posiciones de los largueros y las vigas de alma abierta o armaduras respectivamente procedemos a dibujarlos en el programa en Define Grid Data para lo que seleccionaremos Edit Grid

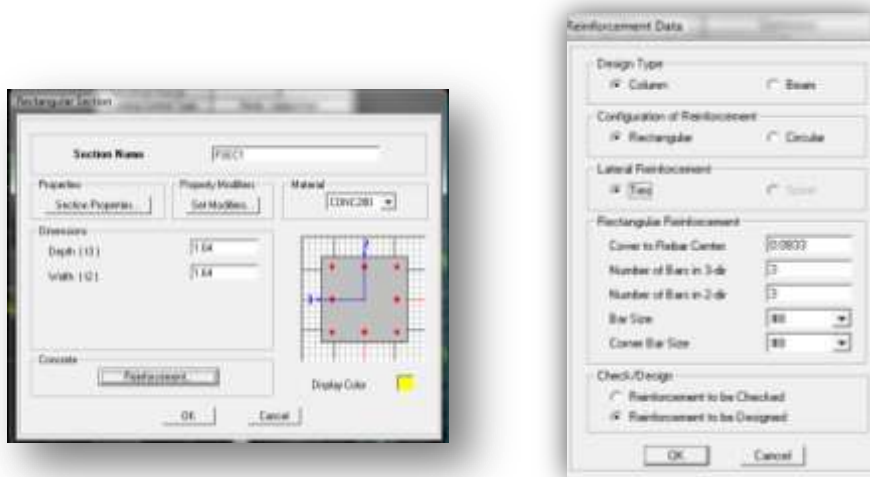


Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Esta será nuestra vista en planta y en elevación una vez terminada la distribución de espacios



Se usaran y se definirán en el programa las columnas como de concreto reforzado 280kg/cm^2 con una dimensión en planta de 1.64ft x 1.64ft (50cm) para el caso de viga de alma abierta encajuelada



Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Además para las columnas se define la configuración, el refuerzo y todos los parámetros para así al final elegir en el recuadro Reinforcement Data, Reinforcement to be Designed para que el programa lo diseñe

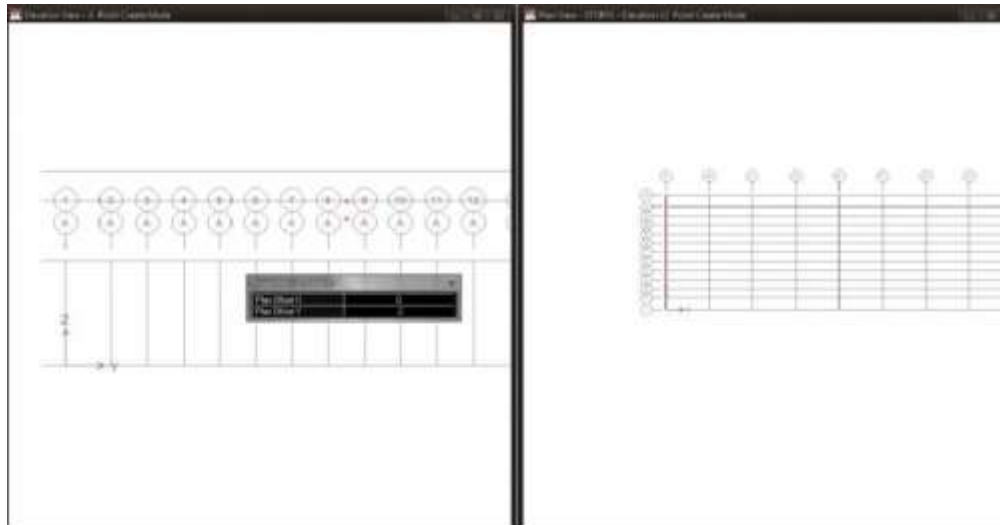


Una vez hecho esto se procede a dibujar la viga de alma abierta en el lugar que corresponde, para nuestro caso debido a la pendiente de 15% el techo tiene una longitud de 25.88ft por lado lo que nos da además un punto máximo 6.75ft respecto al nivel de la columna

$$\cos 15^\circ = \frac{25}{x}$$

$$x = \frac{25}{\cos 15^\circ} = 25.88ft$$

Posteriormente dibujamos la tijera es decir las cuerdas superior he inferior de la viga de alma abierta. Según el SJI el peralte de la viga para este claro es de 1.5ft por lo que dibujamos la viga al rostro de la columna con este peralte



Para dibujar la celosía se hace lo siguiente:

En primer lugar se define un ángulo de 60° para el entramado para lo cual se hacen los siguientes cálculos

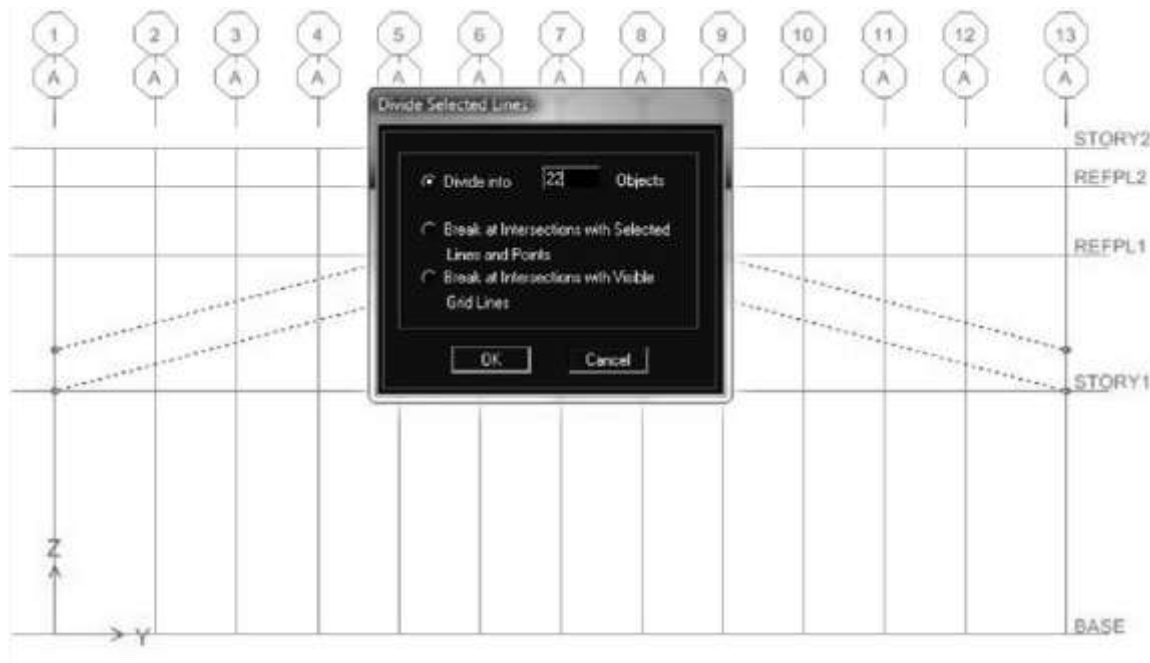
$$\tan 60^\circ = \frac{\text{peralte de viga}}{d}$$

$$d = \frac{1.5\text{ft}}{\tan 60^\circ} = 0.8660\text{ft}$$

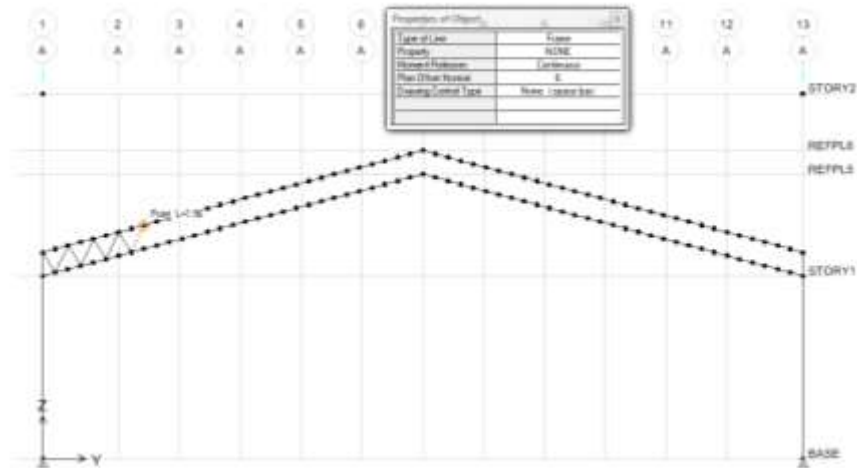
Por lo que en las cuerdas superiores e inferiores deben ir puntos separados una distancia de 0.8660ft para poder así dibujar la celosía así

$$\frac{\text{longitud de la cuerda inclinada}}{d} = \frac{25.8819}{0.866} = 29.88 \text{ espacios} \approx 30$$

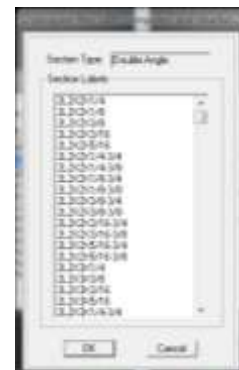
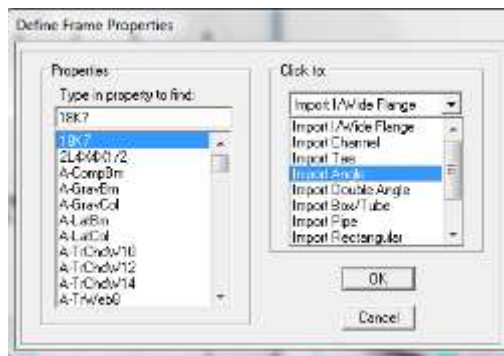
Se procede a dividir las líneas utilizando el menú Edit /Divide lines y se coloca el numero de espacios correspondiente según el caso



Luego se dibuja la viga manualmente uniendo los puntos encontrados

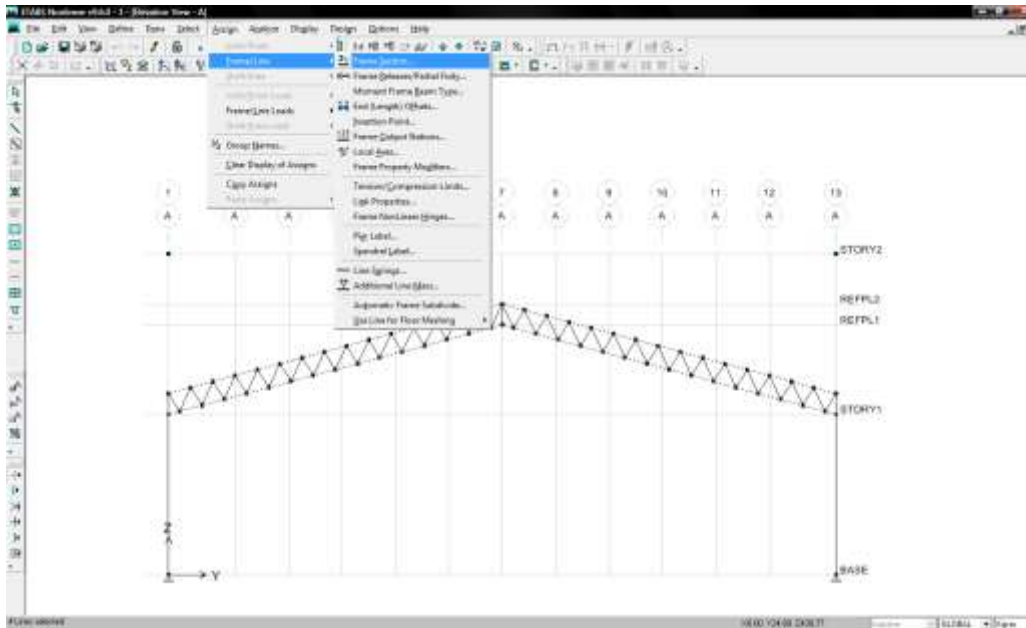


Procedemos a elegir los elementos de acero que usaremos para nuestro caso elegiremos un canal que luego giraremos creando así la cuerda superior e inferior; para hacer esto se utiliza Define/frame sections/ ; y una doble celosía de tubo cuadrado de 1x1x1/8 por medio de Define Frame Properties con esas dos opciones seleccionamos importamos o dibujamos los miembros mas convenientes para nuestra estructura



Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

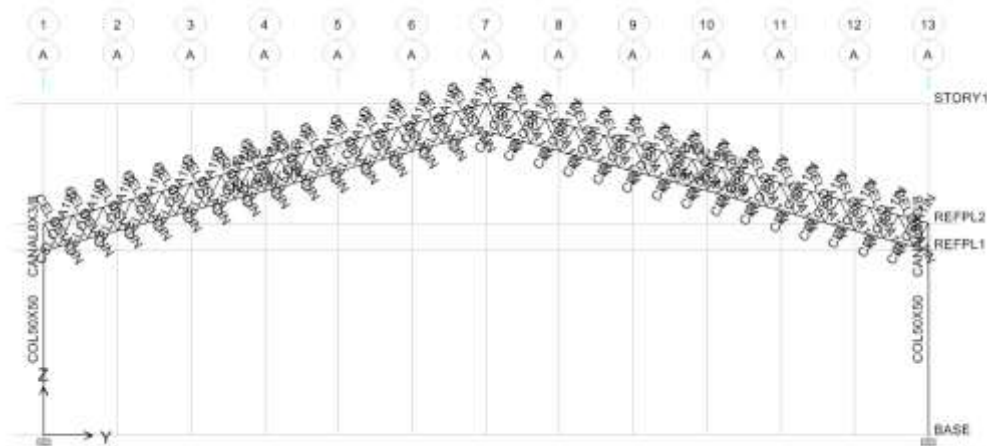
Una vez terminada la viga procedemos a unir las cuerdas para que el programa las analice como un todo y no individualmente. Esto lo haremos seleccionando los puntos que dividen cada tramo de cuerda luego Edit/Joint Lines . Hecho esto seleccionamos las cuerdas para asignarle los perfiles que elegimos por medio de Assing/ frame line/Frame section.



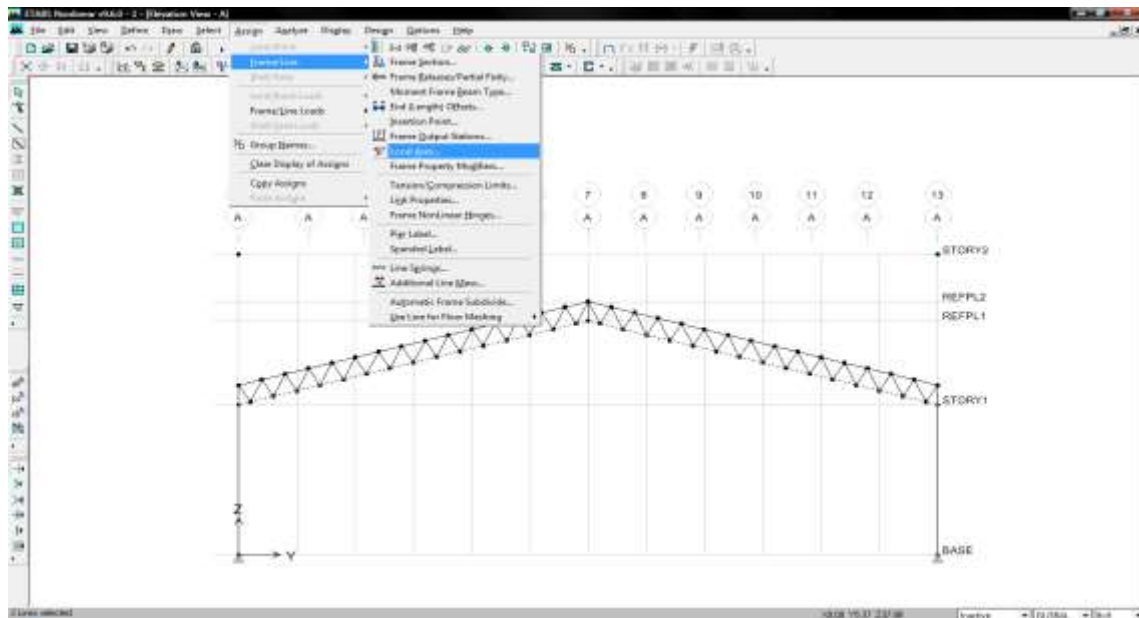
APENDICES

Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

También se selecciona la celosía y se le asigna el tubo estructural cuadrado que se eligió correspondiente esto se hace mas fácilmente por medio del botón Select using intersecting line



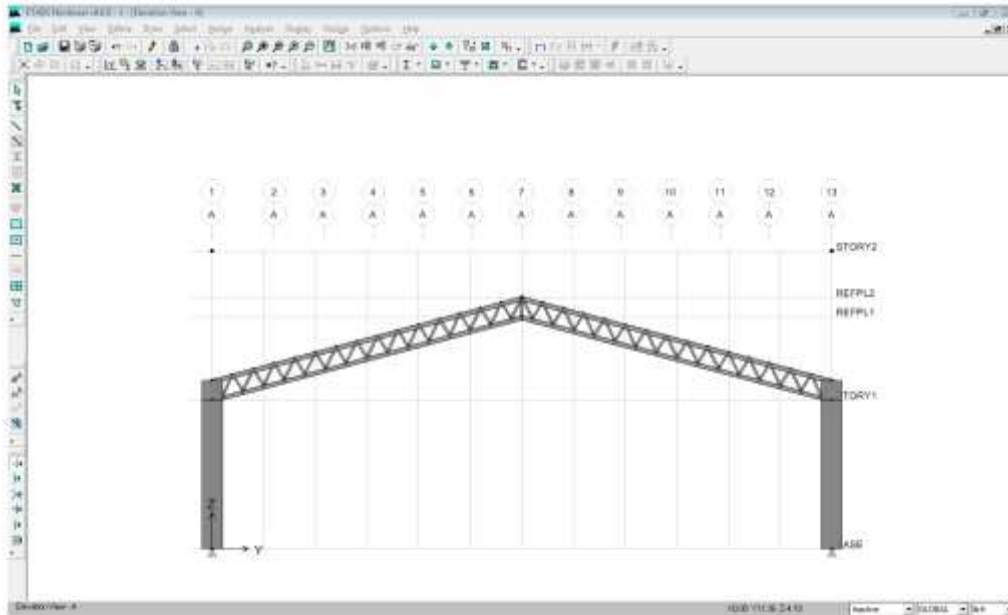
Ahora podemos ver nuestra estructura de forma extruida con el botón set Building view options y seleccionamos extrusión al hacer esto vemos como están las cuerdas superior e inferior para nuestro caso será necesaria rotarlas para que correspondan con el diseño por lo que procedemos a girarla para lo que seleccionamos Assing/ Frame-Line/ Local Axes y le colocamos los grados necesarios



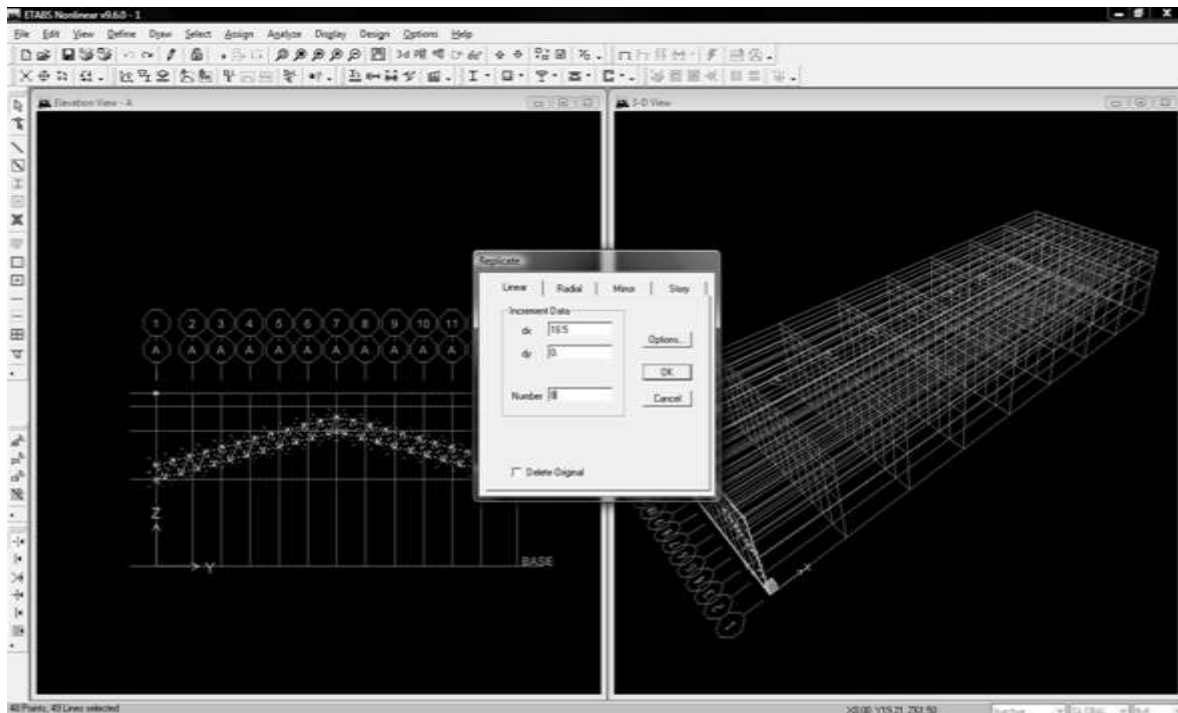
APENDICES

Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Al extruir nuestro modelo se revisa que todo este bien dibujado

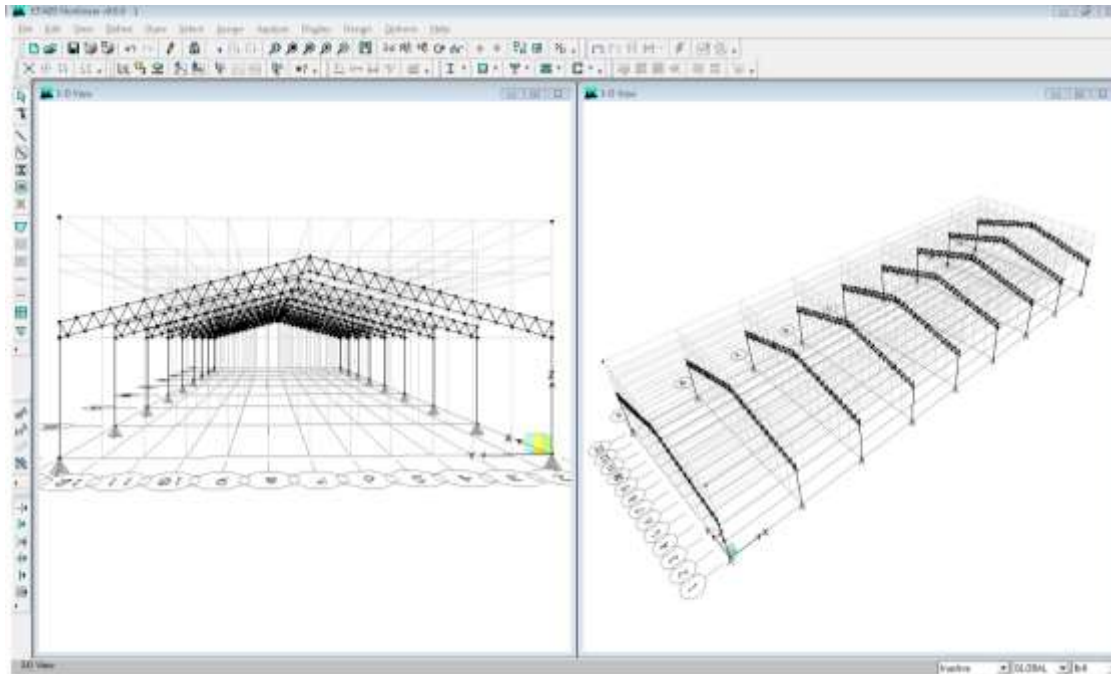


Hecho esto debemos replicar esta viga en los demás ejes para ello seleccionamos la viga completa y procedemos al menú Edit/ Replicate

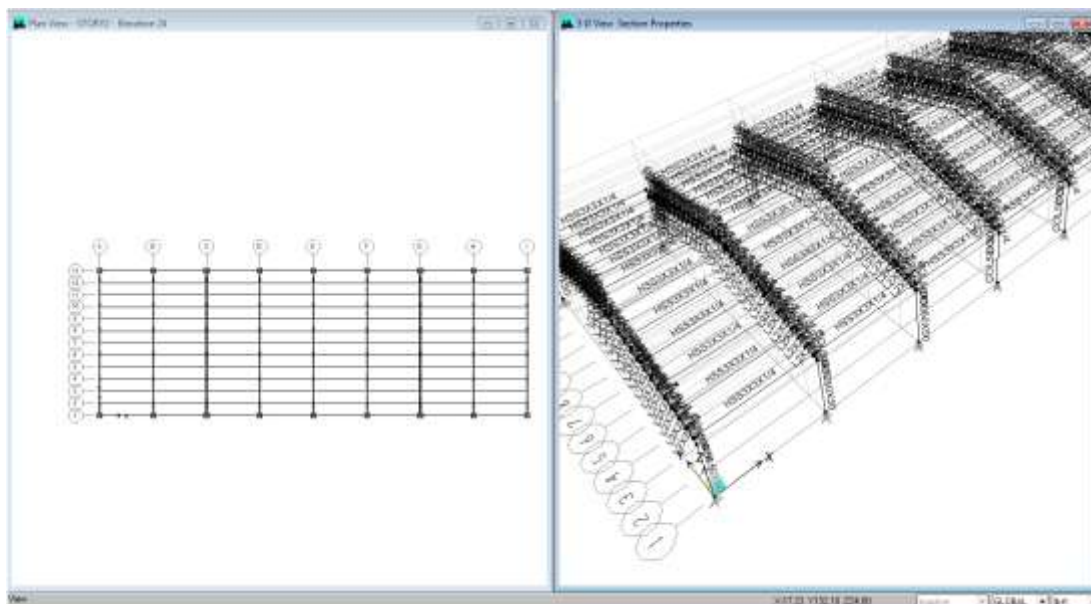


Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

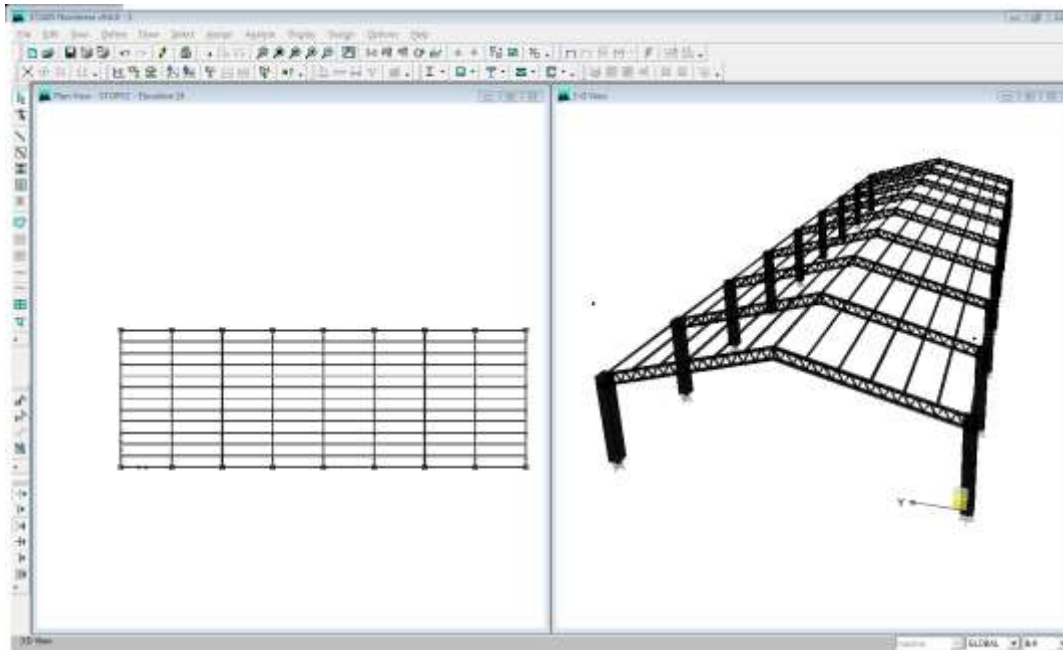
Seleccionamos el espaciamiento entre las replicas y el numero de replicas para nuestro modelo, el resultado es el siguiente



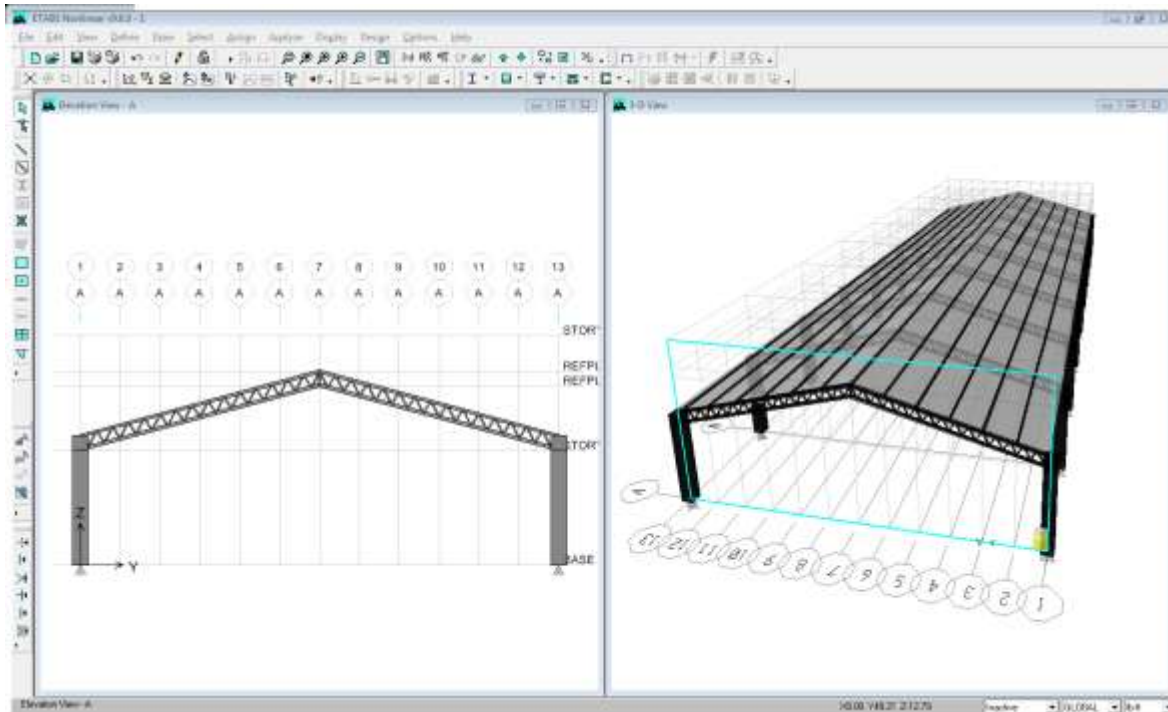
Se procede a dibujar los polines es decir los largueros del techo para lo cual se dibujan los puntos sobre la cuerda superior con Draw/Draw point object, hecho esto extruimos los puntos a líneas con edit/extrude point to lines y asignamos al polin su sección respectiva de acero



Extruimos para revisar el diseño

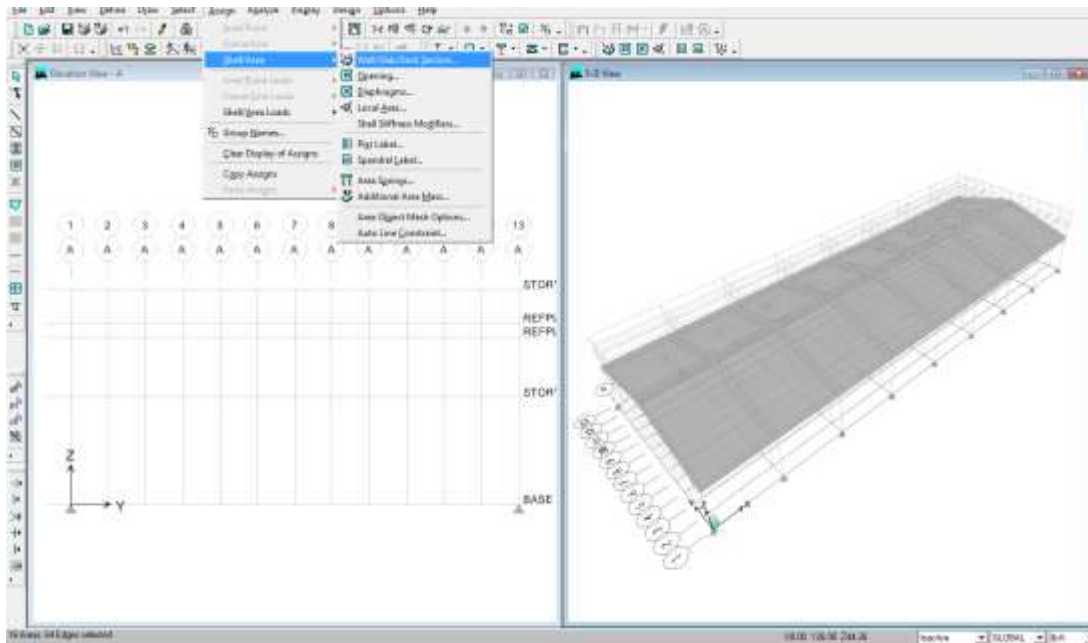


Ahora vamos a proceder a dibujar la cubierta de techo seleccionando la cuerda superior y se extruira esa línea a área por medio de edit/extrude line to areas and se colocan los valores correspondientes

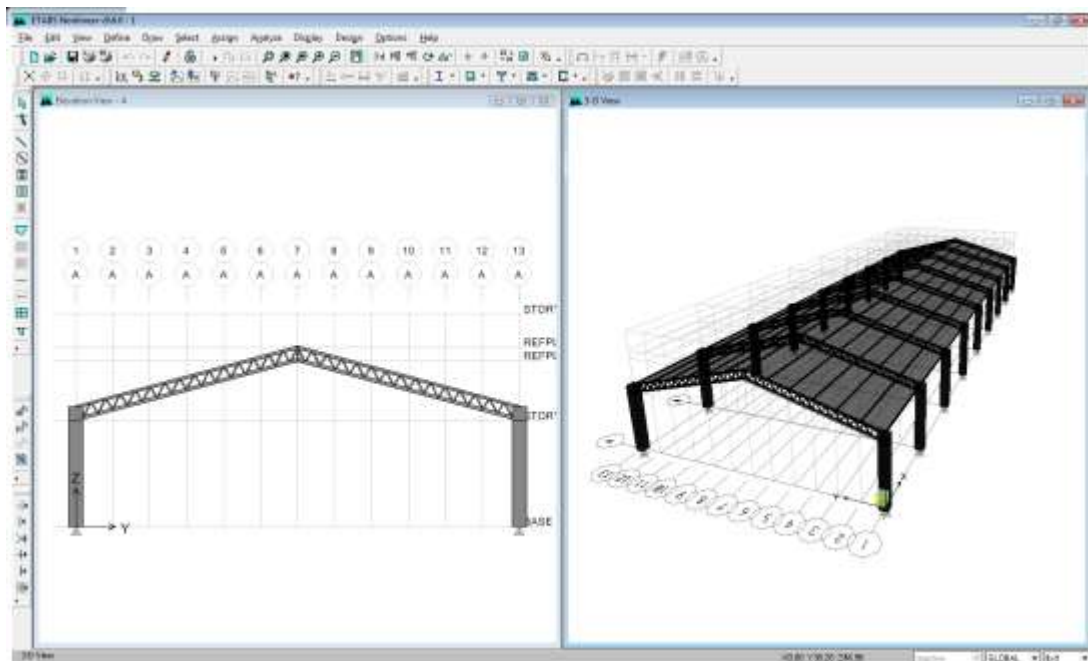


Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Para nuestro diseño necesitamos que esta área que hemos creado sea nula por lo que se selecciona la losa y se le asigna en Assing / Shell/Area / Wall Slab Deck Section y se le coloca NONE



Nuestra estructura nos quedara de la siguiente manera al extr uirla nuevamente



Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Se definen los casos estáticos de carga por medio de Define/Static Load cases y se agregan dichas cargas sobre la estructura:

- Carga Viva LIVE LOAD
- Carga Muerta DEAD LOAD
- Carga Viva de Techo LIVE ROOF

$$\text{SOBRECARGA} = \text{CARGA MUERTA} - \text{CARGA PROPIA DEL ELEMENTO} = 13.5 - 9 = 4.5 \text{ lb/ft}^2$$

$$\begin{aligned} \text{DL} - \text{Peso propio del elemento} \times \cos\theta \times \text{separacion entre vigas} &= 4.5 \text{ lb/ft}^2 \cos 15^\circ \times 18.5 \text{ ft} \\ &= 80.41 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

Además las vigas de alma abierta perimetrales experimentaran menos carga

$$\begin{aligned} \text{DL} - \text{Peso propio del elemento} \times \cos\theta \times \text{separacion entre vigas} &= 4.5 \cos 15^\circ \times 18.5/2 \\ &= 40.205 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

Una vez definidas las cargas el siguiente paso corresponde a la asignación de las cargas Assign/ Frame line loads/Distributed, para las cargas vivas y muertas

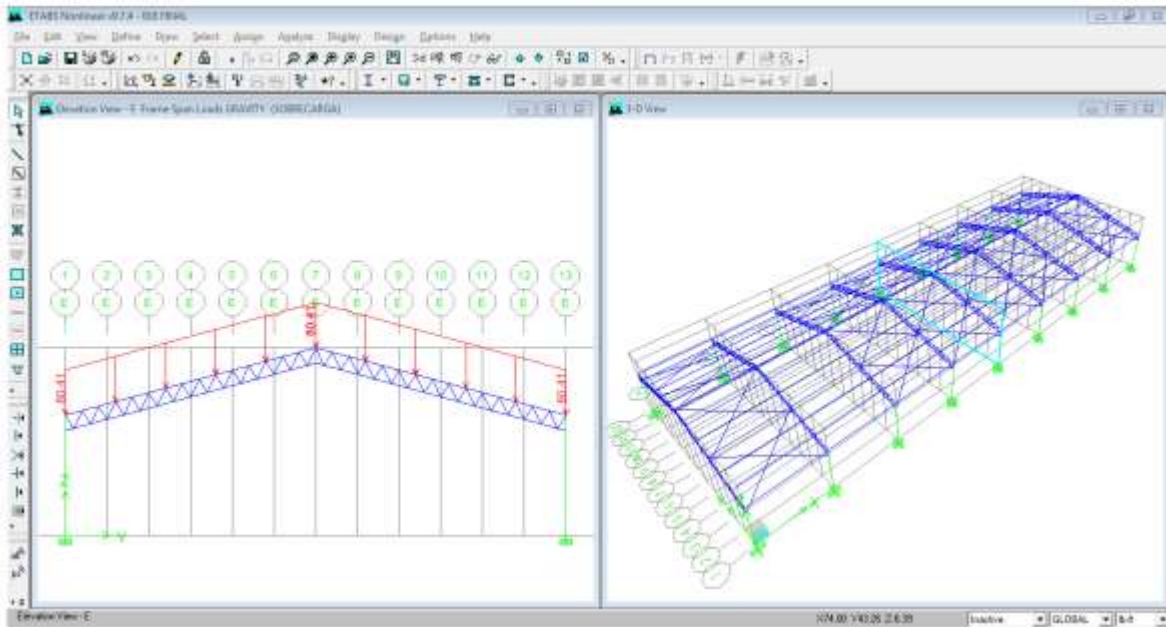
The screenshot shows the 'Frame Distributed Loads' dialog box with the following settings:

- Load Case Name:** SOBRECARGA
- Units:** lb-ft
- Load Type and Direction:** Forces (selected), Gravity (Direction)
- Options:** Replace Existing Loads (selected)
- Trapezoidal Loads:** All fields (Distance and Load) are set to 0.
- Uniform Load:** Load is set to 80.41.

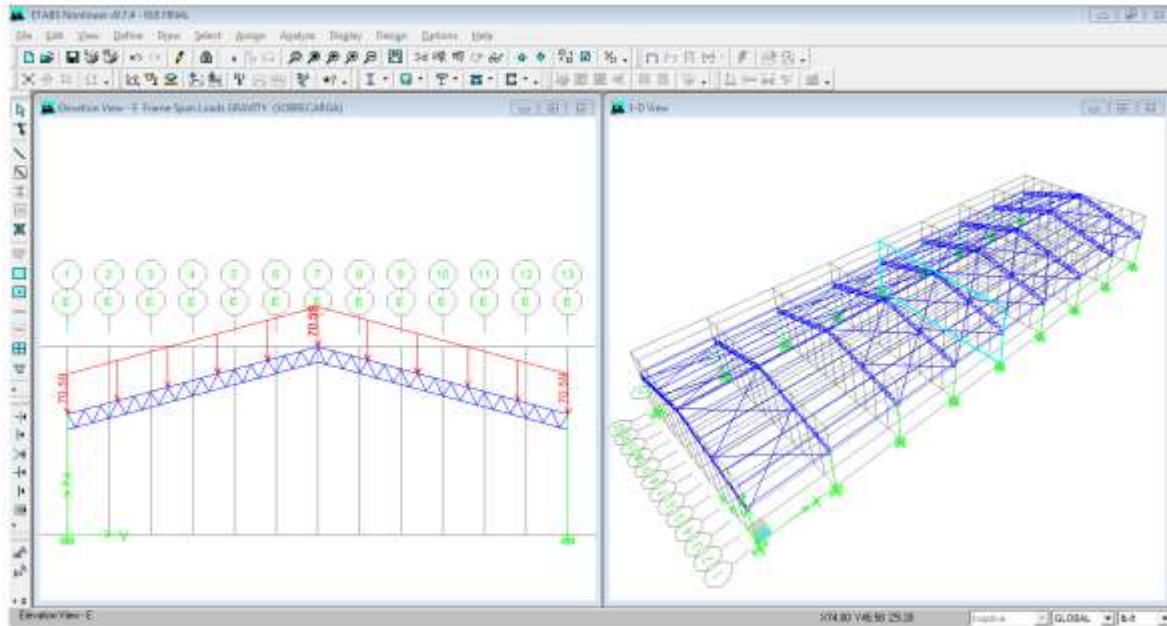
The screenshot shows the 'Frame Distributed Loads' dialog box with the following settings:

- Load Case Name:** LIVEROOF
- Units:** lb-ft
- Load Type and Direction:** Forces (selected), Gravity (Direction)
- Options:** Replace Existing Loads (selected)
- Trapezoidal Loads:** All fields (Distance and Load) are set to 0.
- Uniform Load:** Load is set to 70.59.

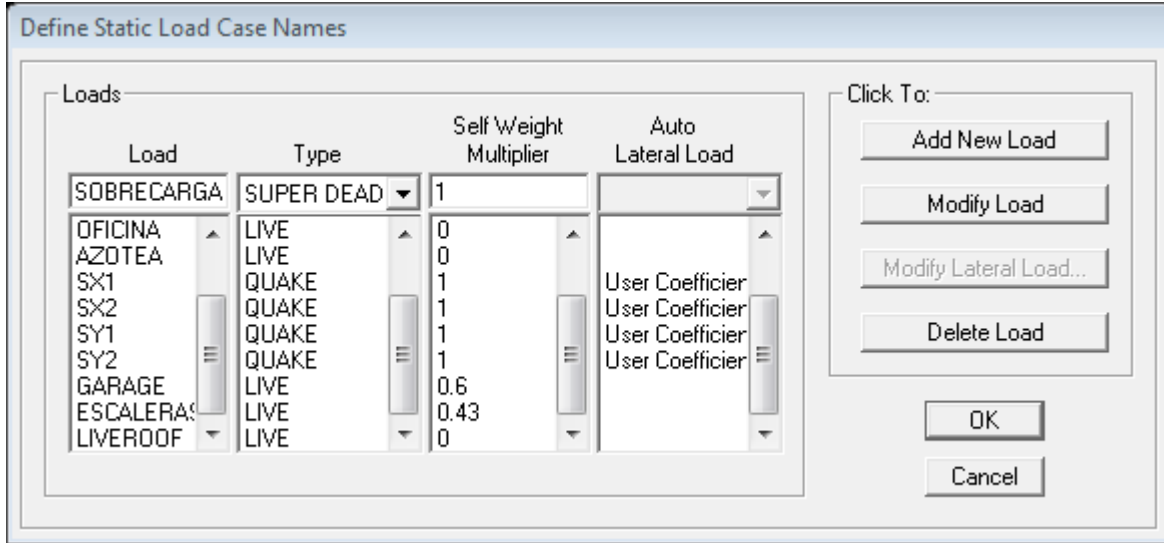
Carga Muerta asignada



Carga Viva Asignada



Se procede a definir las cargas estáticas del sismo con Define/Static Load cases SX1 SX2 SY1 y SY2 Todas de tipo QUAKE (Sismo)



Para estas cargas laterales se definirá de acuerdo a la norma técnica de diseño por sismo el coeficiente sísmico de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde: **Factor A** De Zonificación Sísmica: De la tabla 1 de la NTDS



| ZONA * | FACTOR A |
|--------|----------|
| 1 | 0.40 |
| 2 | 0.30 |

Para nuestro caso será $A=0.40$

Factor I de Importancia

TABLA 4
FACTORES DE IMPORTANCIA

| Categoría de Ocupación | Factor de Importancia I |
|---|-------------------------|
| I Establecimientos Esenciales o Peligrosos | 1.5 |
| II Edificios de Ocupación Especial | 1.2 |
| III Edificios de Ocupación Normal | 1.0 |

Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación o edificaciones industriales están en la Categoría III el cual es nuestro caso por lo tanto $I=1.0$

Tabla 4. Norma técnica de diseño por sismo

Coefficientes de Sitio C_0 y T_0

De la **Tabla 2 de la NTDS S₃** Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 mts de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos.

$C_0=3.0$

$T_0=0.6$

Factor de Amplificación de desplazamientos C_d y Factor de Modificación de Respuesta R

De la Tabla 7 de la NTDS

| Sistema Básico | Sistema Resistente a Fuerzas | C_d | R | H |
|----------------|------------------------------|-------|---|---|
| Estructural | Laterales-Descripción | | | |

| | | | | |
|------------------|--|---|----|------------|
| SISTEMA C | 3. Marcos de acero arriostrados combinados con marcos de concreto o acero con detallado especial: b. Arriostramiento concéntrico: | 7 | 10 | Sin Limite |
|------------------|--|---|----|------------|

Tabla 7. Norma técnica de diseño por sismo

Periodo de la estructura T

Del mismo modo para calcular el Coeficiente Sísmico es necesario determinar el Periodo de la estructura

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}}$$

Como nuestro sistema es una estructura formada por marcos de concreto reforzado $C_t = 0.073$ y $h_n = 5.71m$

$$T = 0.073(5.71)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.2696$$

Como

$$T_o < T < 6T_o$$

Por lo tanto $T = 0.6$

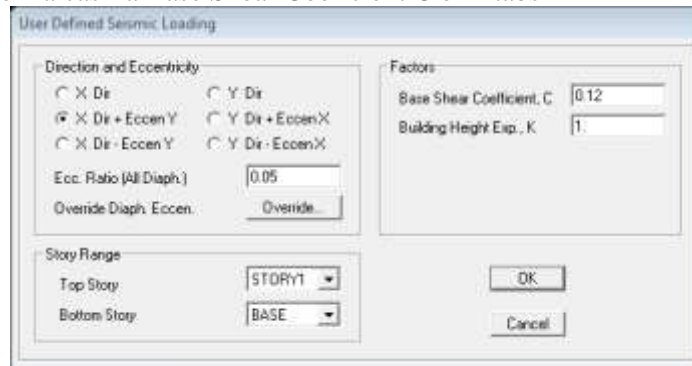
Coeficiente Sísmico

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$C_s = \frac{0.4 * 1.0 * 3.0}{10} \left(\frac{0.6}{0.6}\right)^{\frac{2}{3}}$$

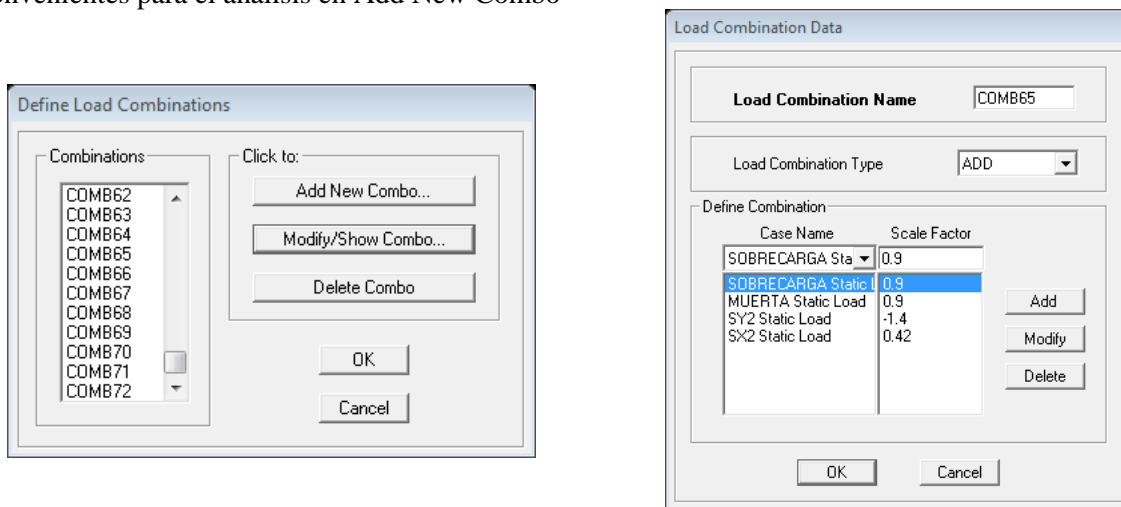
$$C_s = 0.12$$

Este Valor es el Usado en la casilla Base Shear Coeficient C en Etab

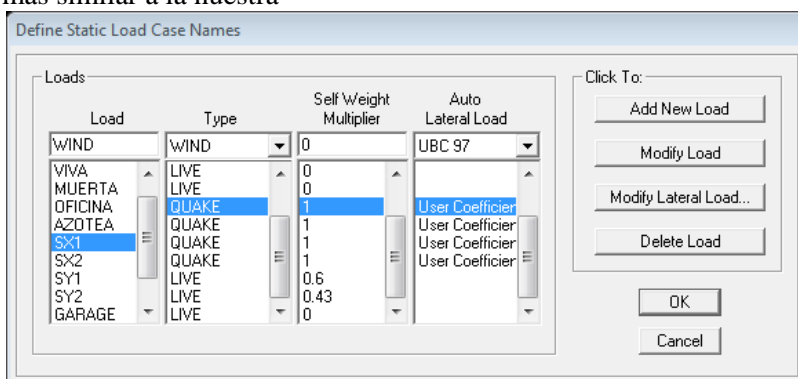


Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Hecho esto se procede a ingresar al programa todas las combinaciones de carga por medio de Define/Define Load Combinatios y se ingresan todas las combinaciones de carga que se estimen convenientes para el análisis en Add New Combo



Se define la carga de viento como una carga tipo Wind y de la lista desplegable se utiliza UBC 97 que es la norma de viento mas similar a la nuestra

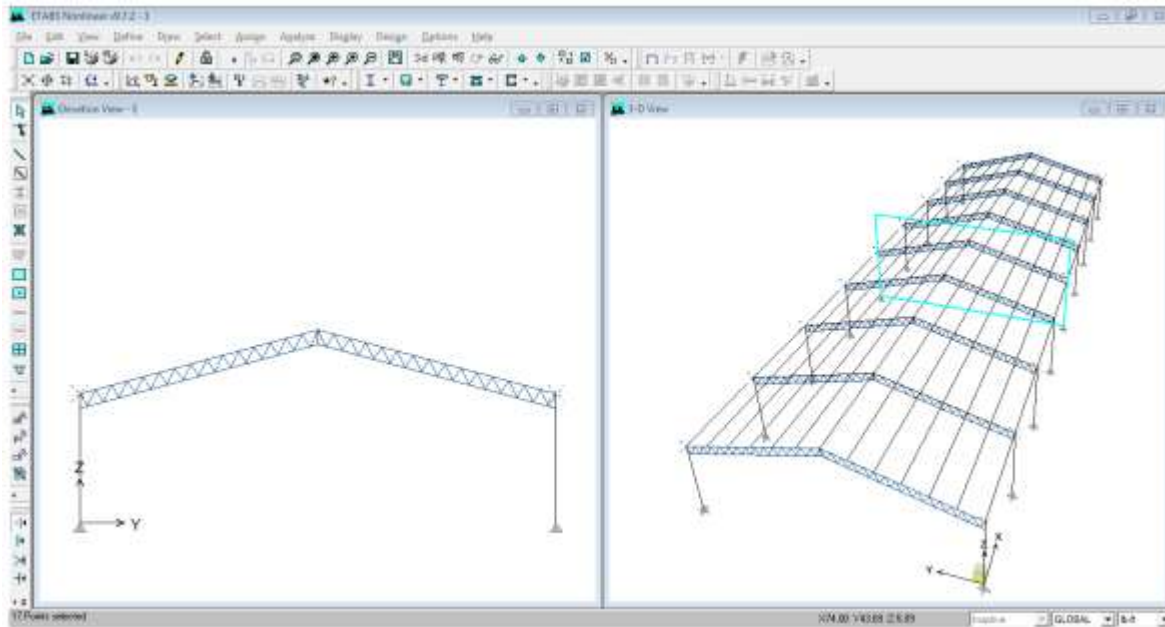


Se continúa con la asignación de cargas de viento para la estructura, cuando tenemos todas las cargas ya asignadas en la estructura procedemos a asignar la masa participativa por medio de Define/ Define Mass Source. Seleccionamos From Loads y le asignamos los valores respectivos a cada carga

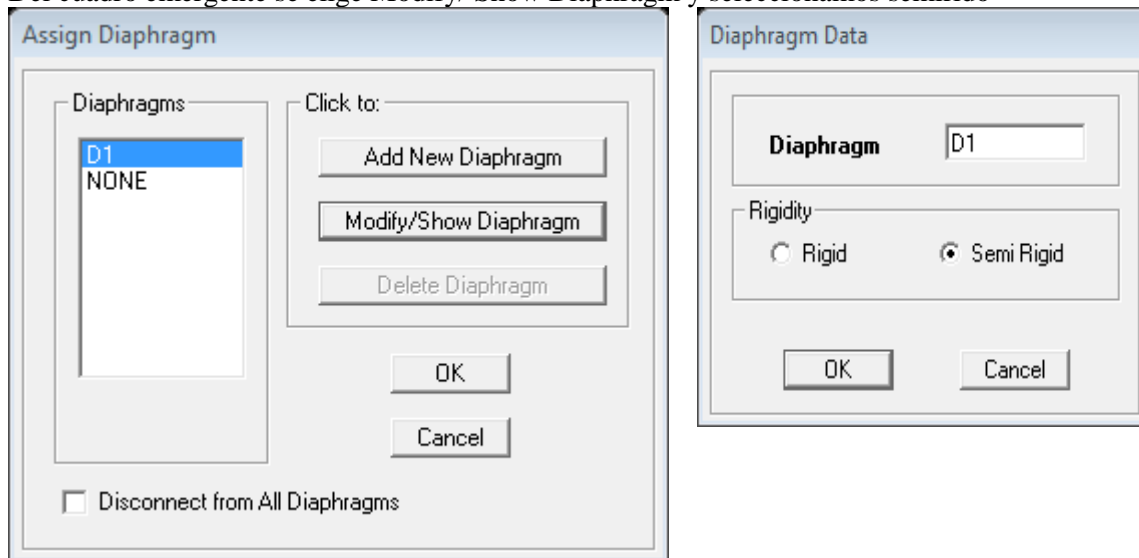


Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Nuestro siguiente paso sera asignar el diafragma rigido para el techo para lo cual debemos seleccionar cada uno de los puntos del techo y usamos Assing/ Joint-Point/Diaphragms

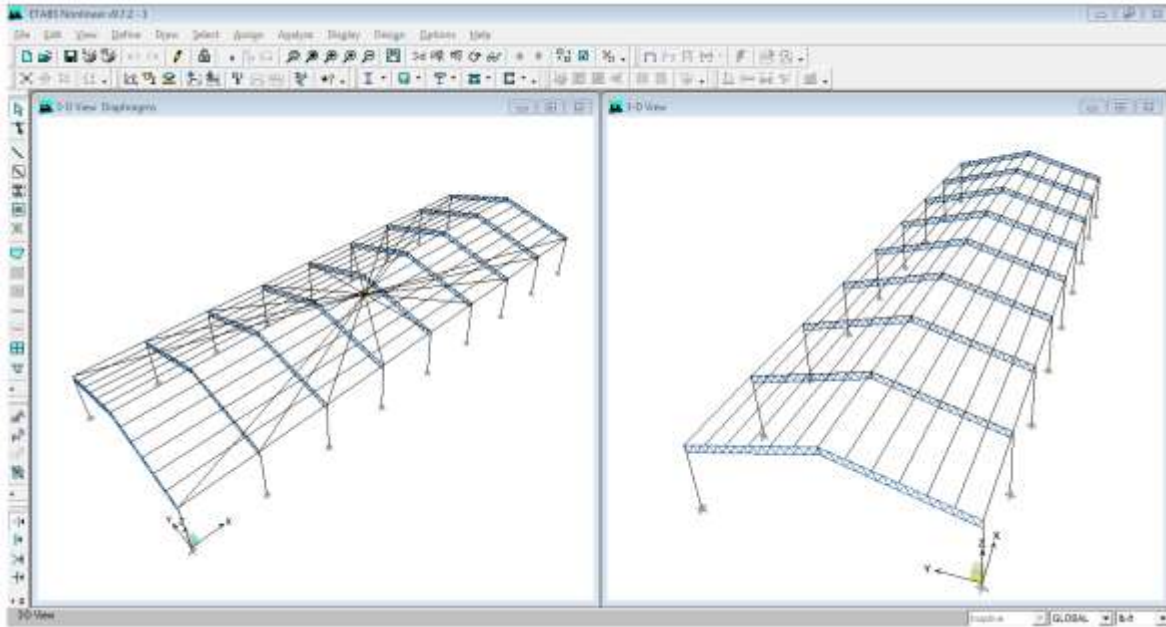


Del cuadro emergente se elige Modify/ Show Diaphragm y seleccionamos semirido

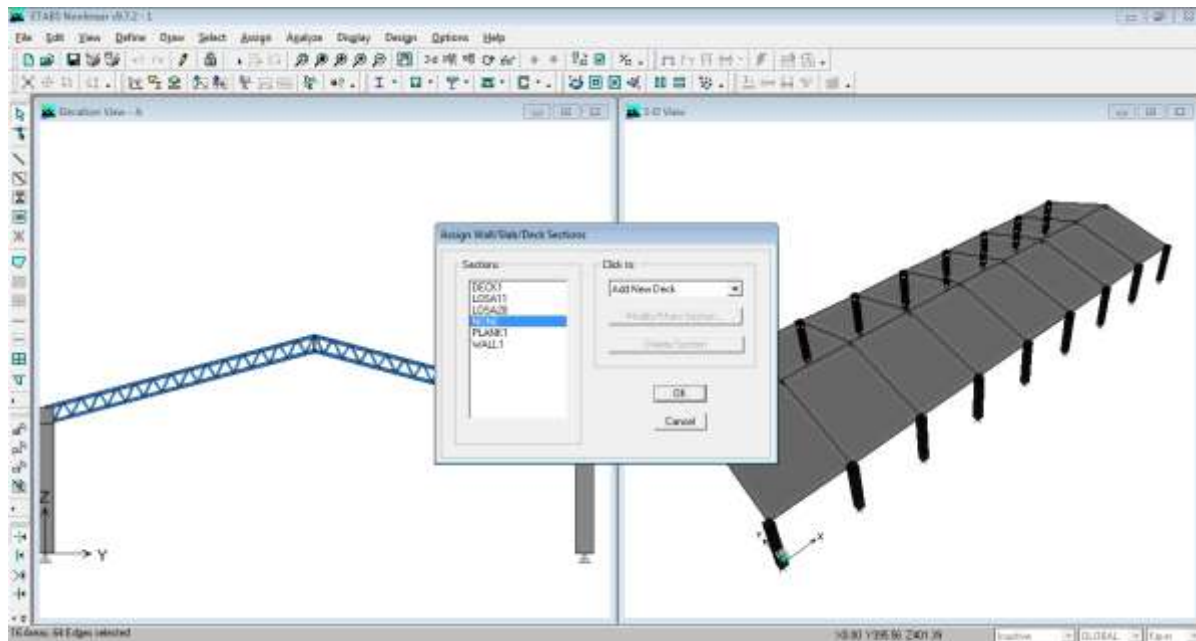


Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

El programa de esta forma se encarga de generar el diafragma



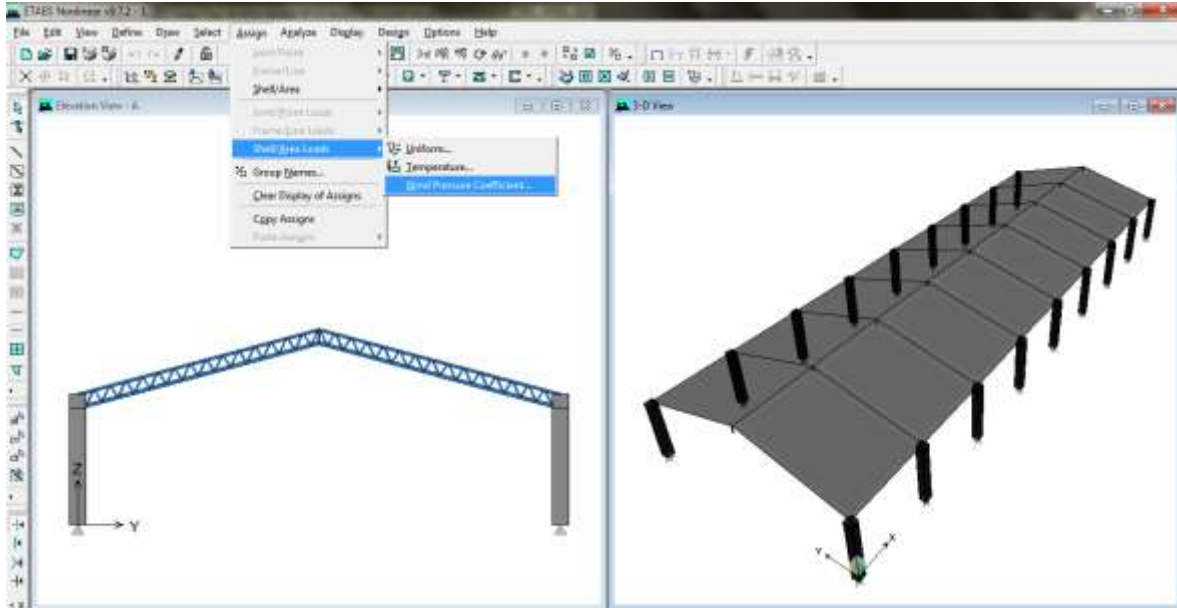
Ahora le asignaremos las propiedades al techo seleccionandolo y posteriormente por medio de Assing/Shell Area/Wall Slab Deck , del recuadro que nos aparece se elije NONE



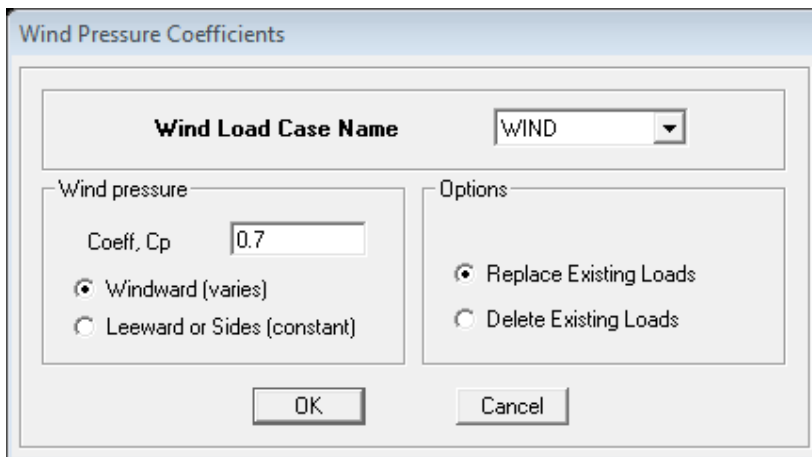
Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Para este techo debemos obtener el coeficiente de presión de viento de la norma técnica para diseño por viento de la sección 4.3.1 $C_p=0.7$ para techos inclinados para acción normal a las generatrices.

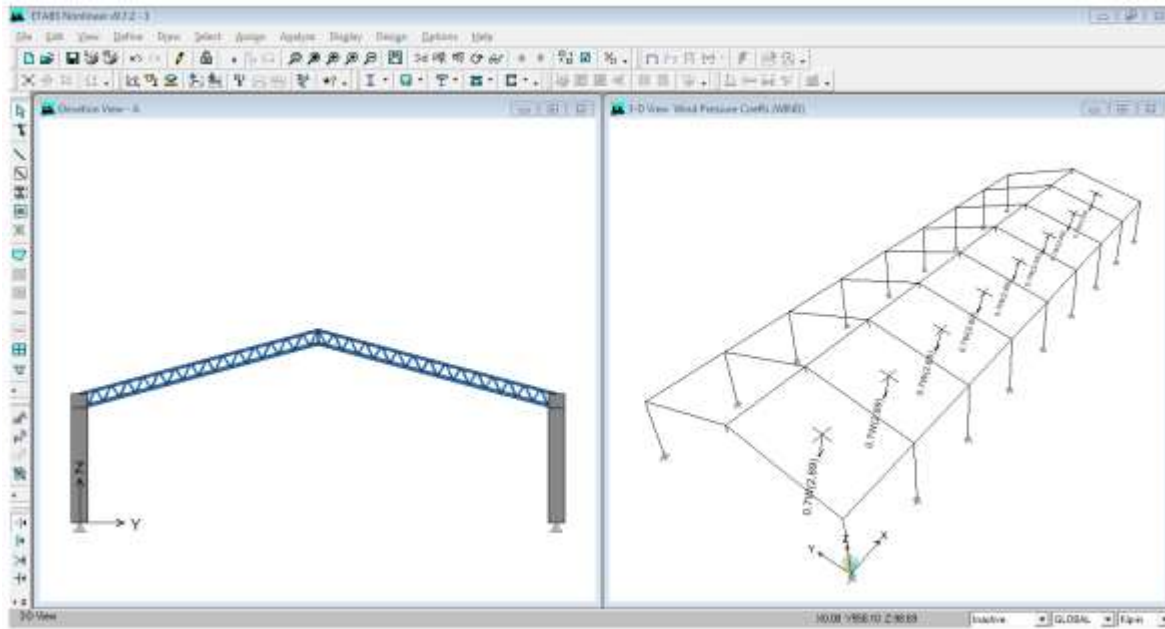
Luego Utilizamos Assign Shell Area Loads Wind Pressure Coefficient sobre la mitad del techo seleccionado y en el cuadro que nos aparece colocamos el coeficiente C_p y Windward (Barlovento)



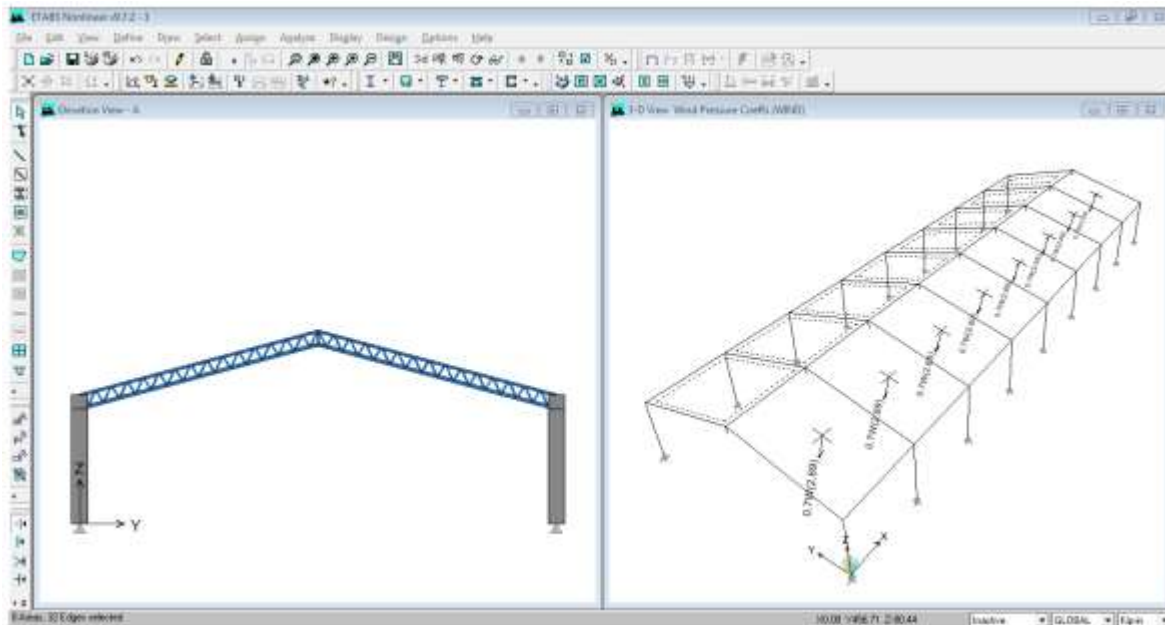
Se le coloca el coeficiente respectivo extraído de la Norma Técnica de Diseño por Viento de El Salvador



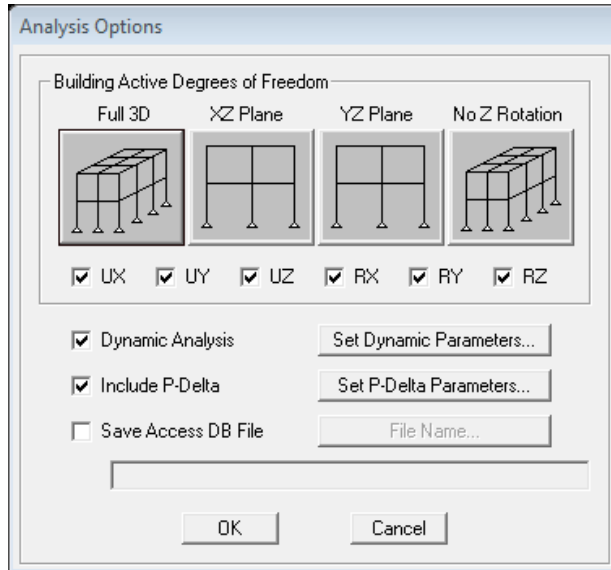
El resultado obtenido de estas acciones sera el siguiente:



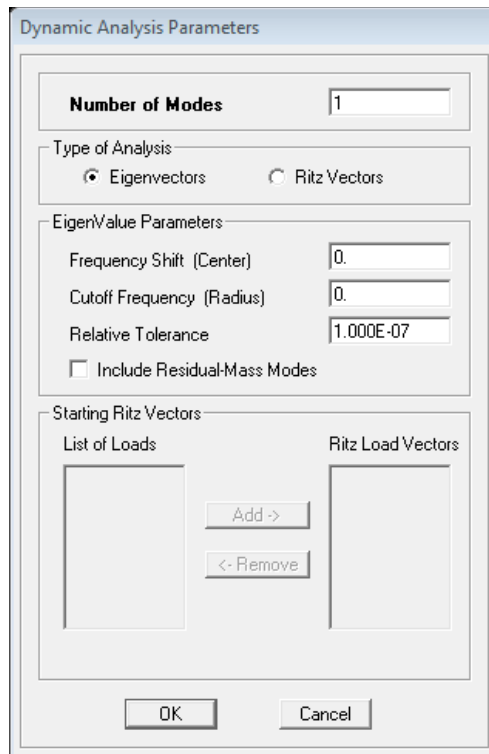
Ahora seleccionamos el SotaVento de la estructura es decir el lado contrario y repetimos las operaciones anteriores con el Cp que encontramos



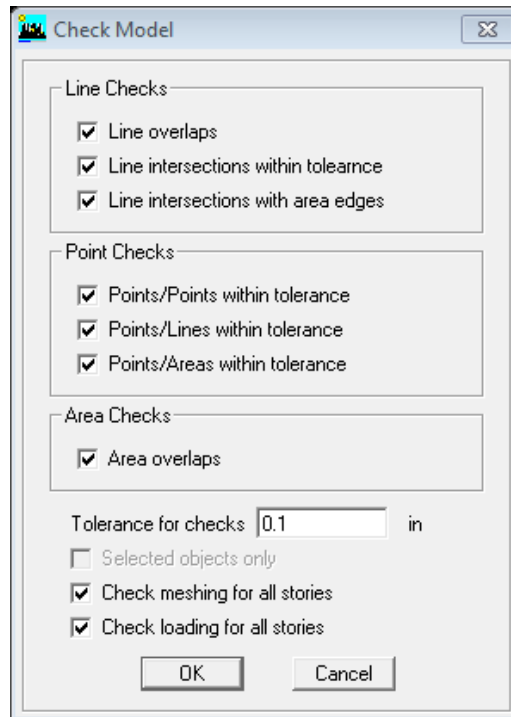
Ahora se procede a analizar el modelo por medio de Analyze/ Set Analysis Options



Luego elegimos Set Dynamic Parametres y en NUmber of modes 1 y luego OK



Revision del modelo: Analyze / Check Model



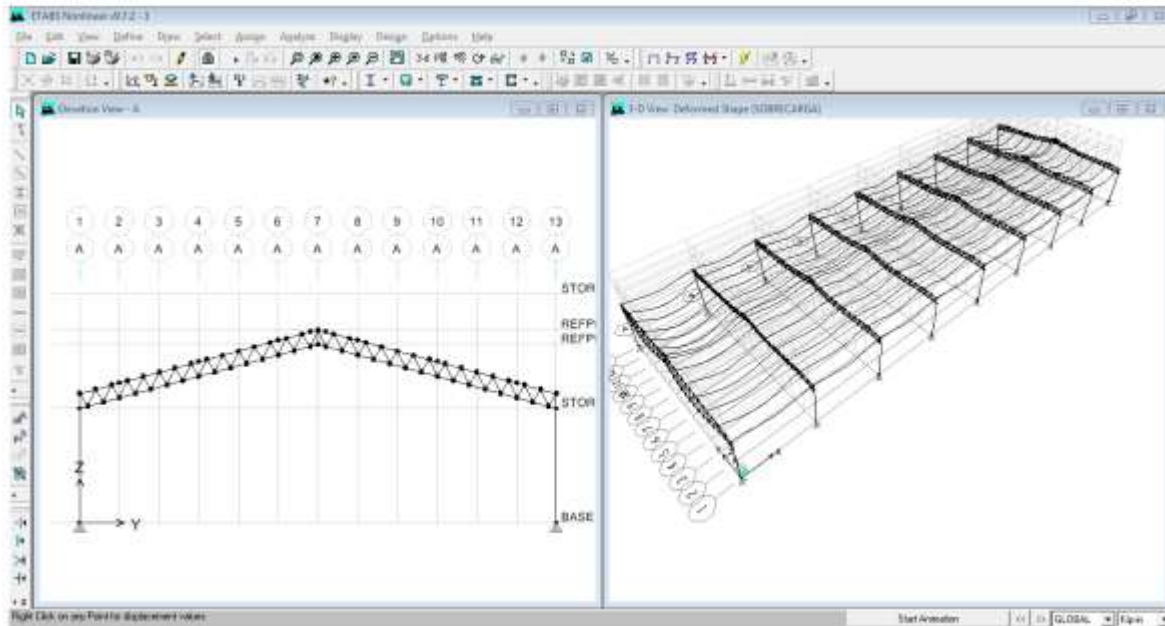
Si aparecen errores estos presentan el nombre que el programa les asigna a cada elemento de forma automática además de aparecer seleccionado para facilitar su corrección. Si todo está bien y el programa no encuentra errores nos aparecerá el siguiente cuadro



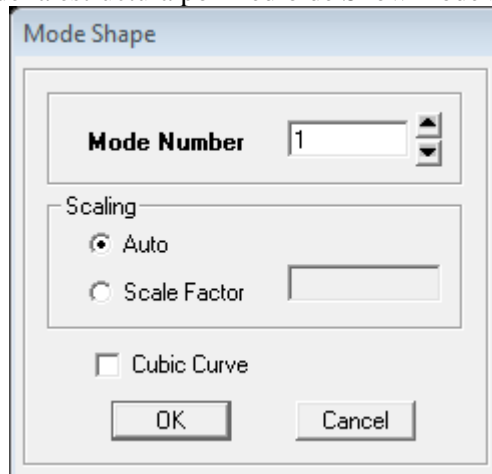
Ahora se procede a ejecutar el análisis del programa mediante Analize / Run analysis



Una vez corrido el análisis la estructura se deforma de esta forma

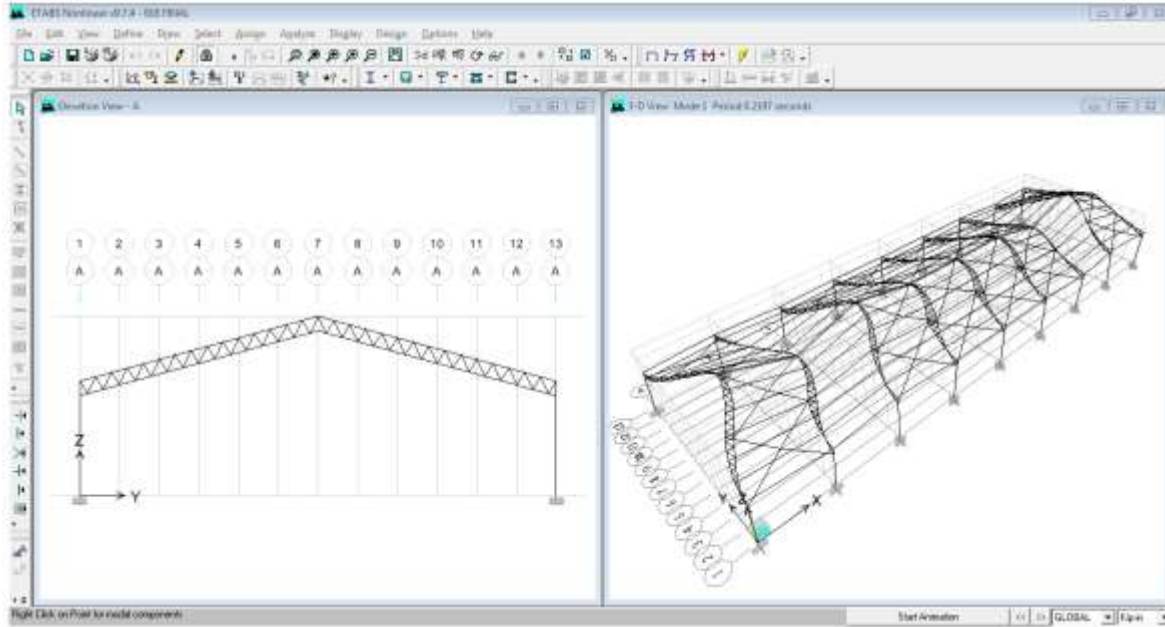


Se procede a revisar el periodo de la estructura por medio de Show mode shape

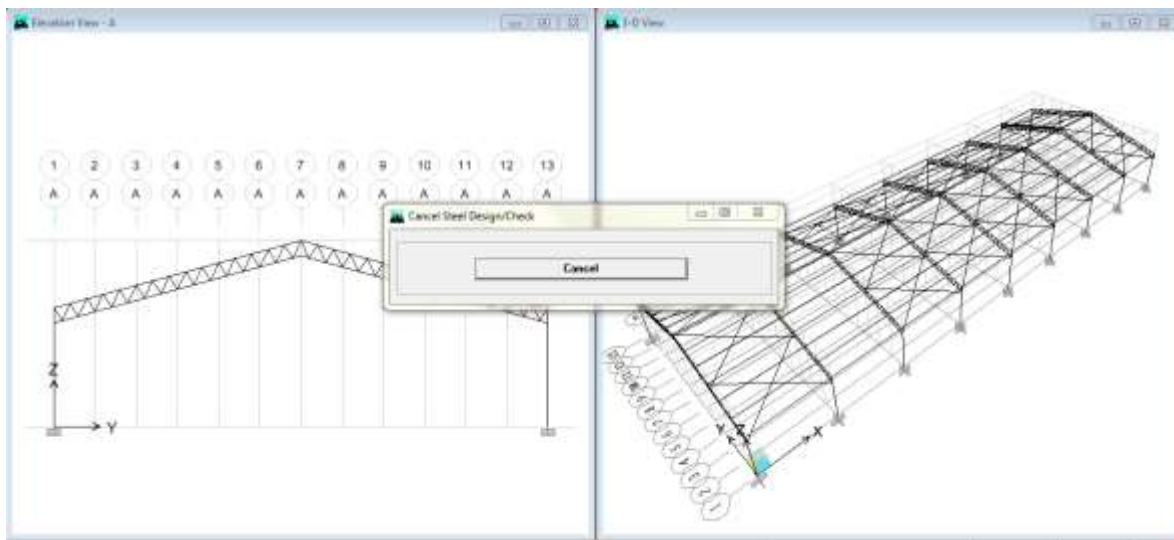


APENDICES

Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

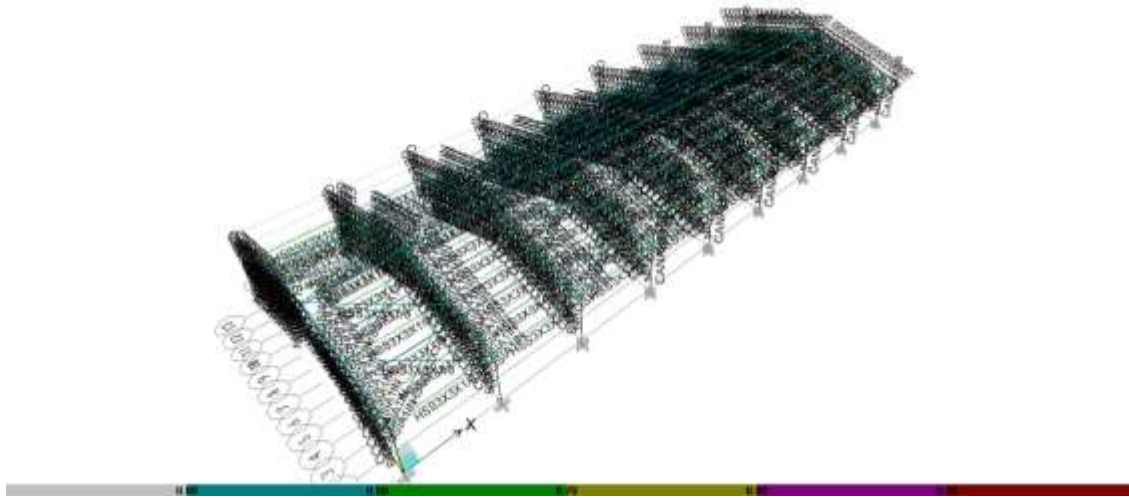


Nuestro siguiente paso es diseñar la estructura utilizaremos para ello Desing/Steel Frame Design/ Star Design/Check of Structure



Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Con lo cual se nos mostrara en el programa los elementos de acero con colores caracteristicos que indican los elementos que necesitan atencion en color rojo.



Al hacer click derecho sobre cualquiera de estos elementos se despliega informacion de dicho elemento

Steel Stress Check Information (AISC-LRFD99)

Story: STORY1 Analysis Section: HSS3x3x1/4
 Beam: B119 Design Section: HSS3x3x1/4

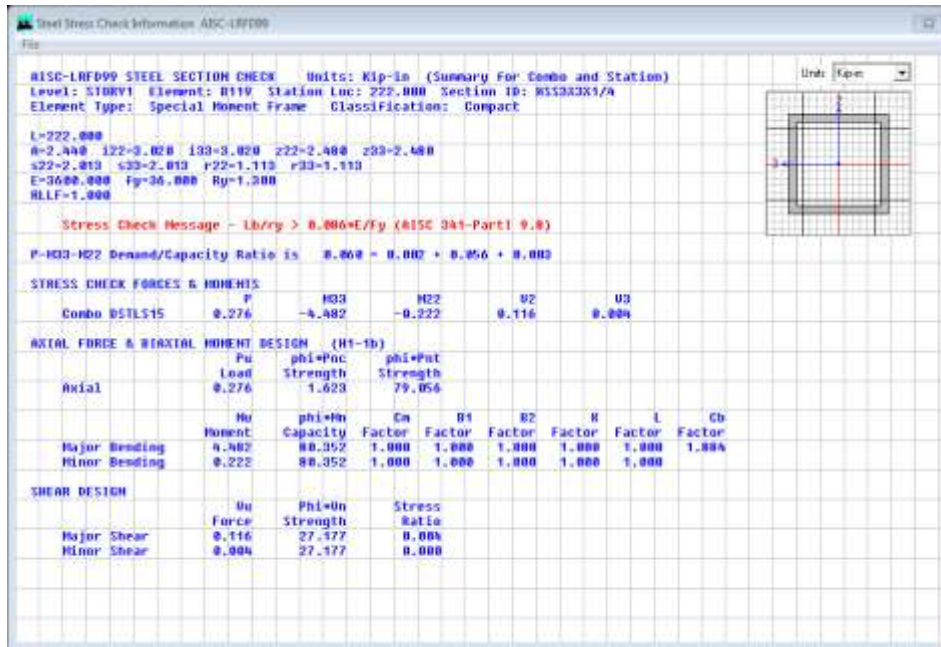
| COMBO ID | STATION LOC | MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK = | AXL + B-MAJ + B-MIN | -MAJ-SHR- RATIO | MIN-SHR- RATIO |
|----------|-------------|--------------|---------------------|-----------------------|-----------------|----------------|
| DSTLS15 | 111.00 | 0.039 (T) | = | 0.002 + 0.034 + 0.003 | 0.000 | 0.000 |
| DSTLS15 | 133.20 | 0.031 (T) | = | 0.002 + 0.027 + 0.002 | 0.001 | 0.000 |
| DSTLS15 | 155.40 | 0.017 (T) | = | 0.002 + 0.015 + 0.000 | 0.002 | 0.000 |
| DSTLS15 | 177.60 | 0.005 (T) | = | 0.002 + 0.003 + 0.000 | 0.003 | 0.000 |
| DSTLS15 | 199.80 | 0.030 (T) | = | 0.002 + 0.027 + 0.002 | 0.004 | 0.000 |
| DSTLS15 | 222.00 | 0.060 (T) | = | 0.002 + 0.056 + 0.003 | 0.004 | 0.000 |

Strength
 Deflection

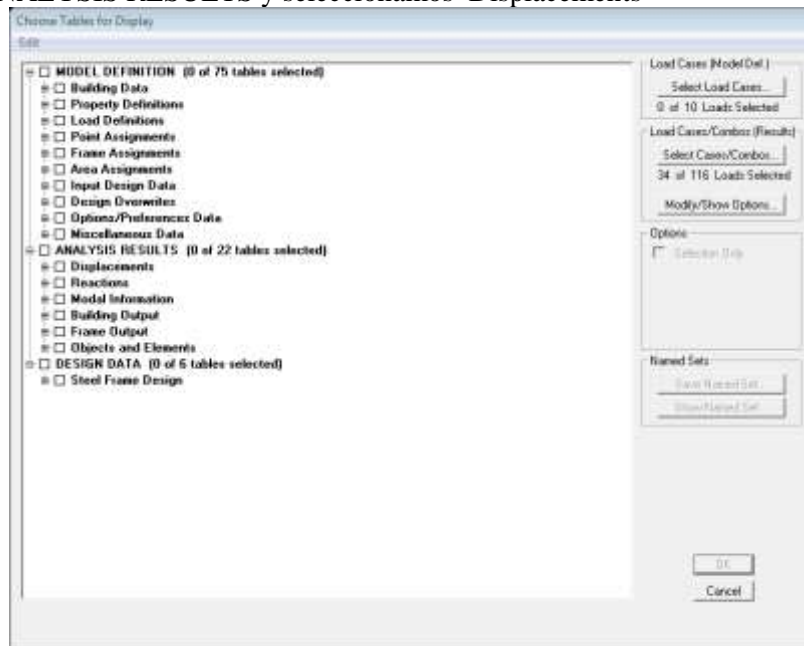
Overwrites Details
 OK Cancel

Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Al elegir details nos aparecerá otro cuadro donde se encuentra información más detallada de dicho elemento su eficiencia y los esfuerzos y momentos a los cuales es sometido



Ahora se proceden a observar las derivas de piso o los desplazamiento para que no sean mayores a los obtenidos por la NTDS en Display/Show Tables y luego en el cuadro que nos aparece elegimos desplegamos de ANALYSIS RESULTS y seleccionamos Displacements



Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Del cuadro que nos aparece sacamos los desplazamientos maximos y los comparamos con los permitidos por la NTDS

| Story | Diaphragm | Load | UX | UY | UZ | RX | RY | RZ |
|--------|-----------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|
| STORY2 | D1 | DSTLS1 | 0.0000 | -3.1819 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS2 | 0.0001 | -3.1811 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS3 | 0.0000 | -3.0872 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS4 | 0.0000 | -3.0872 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS5 | 0.0000 | -3.0873 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS6 | 0.0000 | -3.0873 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS7 | 0.0000 | -3.0855 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS8 | 0.0000 | -3.0855 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS9 | 0.0000 | -3.1494 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS10 | -0.0007 | -3.0742 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | -0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS11 | 0.0000 | -3.1494 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS12 | -0.0007 | -3.0742 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | -0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS13 | 0.0000 | -3.1494 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS14 | -0.0007 | -3.0742 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | -0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS15 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS16 | 0.0001 | -3.2264 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| STORY2 | D1 | DSTLS17 | 0.0000 | -3.1395 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |

Para lo que calculamos los valores admisibles de la deriva de piso de la tabla 8 de la Norma Tecnica de Diseño por Sismo

TABLA 8
VALORES ADMISIBLES DE LA DERIVA DE ENTREPISO Δ_x (%)

| Tipo de Edificio | Categoría de Ocupación | | |
|--|------------------------|----------------|----------------|
| | I | II | III |
| Edificio de un piso en Acero Estructural sin ningún equipo ligado a la estructura y sin acabados frágiles. | 0.015 h_{sx} | 0.020 h_{sx} | S.L. (**) |
| Edificios de 4 pisos o menos y sin acabados frágiles. | 0.010 h_{sx} | 0.015 h_{sx} | 0.020 h_{sx} |
| Todos los otros Edificios | 0.010 h_{sx} | 0.015 h_{sx} | 0.015 h_{sx} |

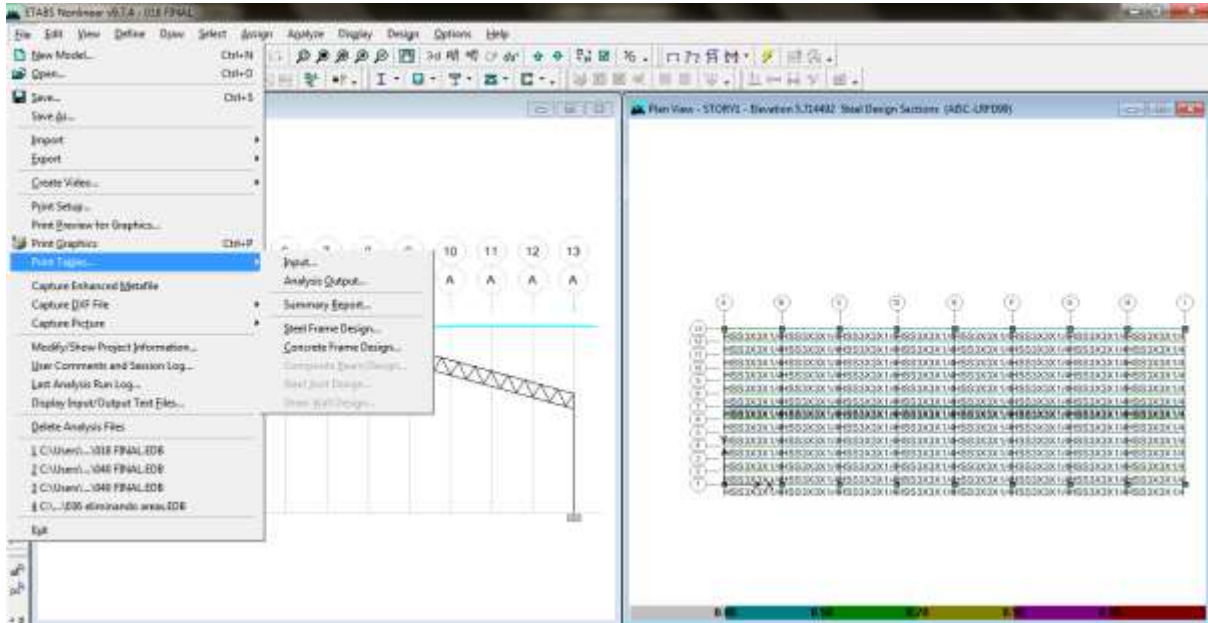
Para nuestra estructura con un categoría de ocupación III

h_{sx} es la altura del entrepiso debajo del nivel x

Al comparar las tablas obtenidas por el programa observamos que nuestra estructura satisface los valores admisibles para la deriva de piso

Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

Una vez que nuestro diseño se ha optimizado y ha pasado el análisis procedemos a imprimir los resultados por medio de File/ Print Tables y del menú desplegamos cualquiera de las opciones que nos interese de cada de una de ellas se generara un archivo el cual contendrá todos los datos que nosotros elijamos

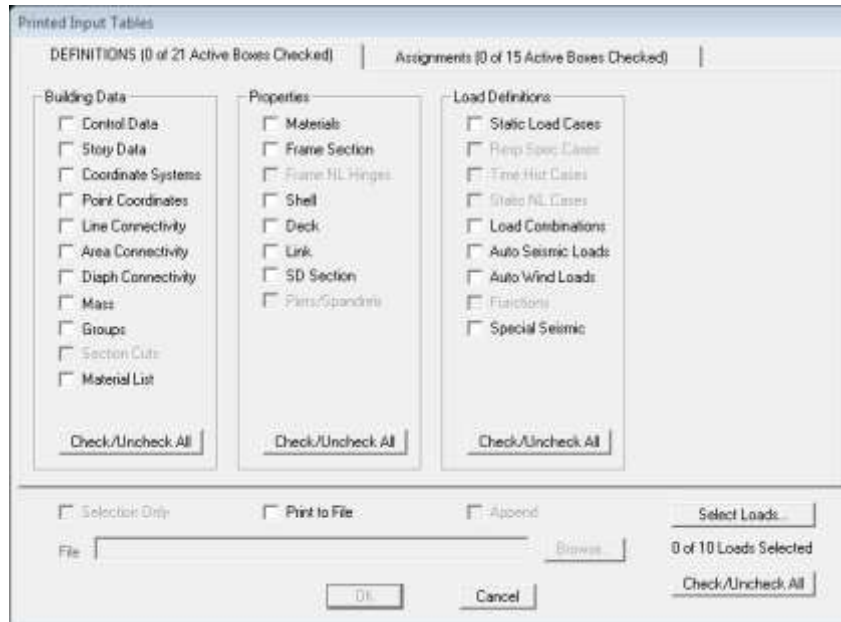


Las opciones para este caso serán las siguientes

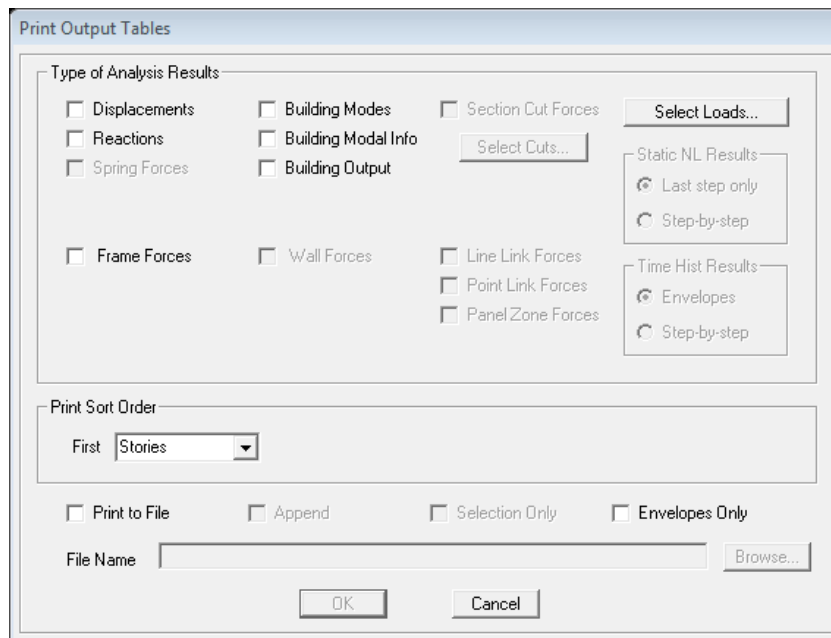
- Input
- Analysis Output
- Summary Report
- Steel Frame Design
- Concrete Frame Design
- Composite Beam Design
- Steel Joist Design

Apéndice A. Tutorial de modelado en ETabs para Vigas de Alma Abierta

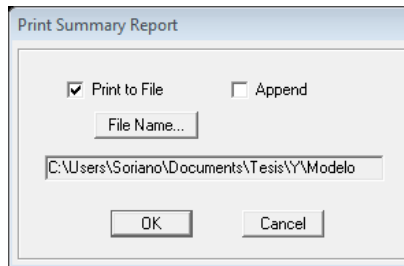
Input. Datos de entrada asignados al modelo



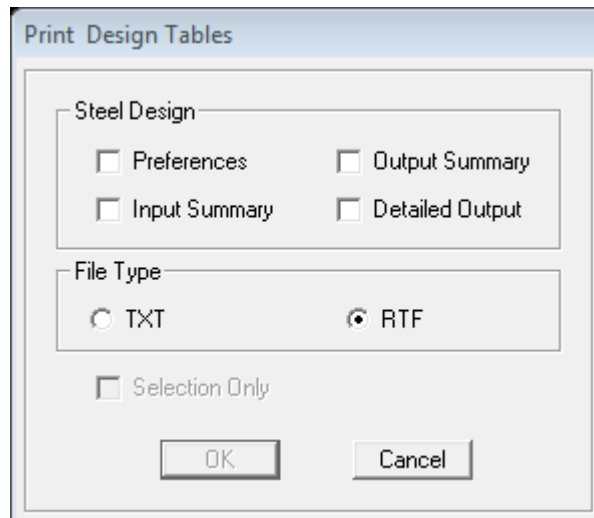
Análisis Output. Datos de Salida producto del Diseño hecho por el programa



Summary Report. Resumen de resultados hechos por el programa



Steel Frame Design. Cuando el programa ya fue corrido podemos generar un archivo que incluya información detallada sobre los conjuntos de datos de entrada y de salida



8.2 Apéndice B. Consideraciones de las especificaciones SJI

8.2.1 Método

Vigas de alma abierta deberán ser diseñadas de acuerdo con las especificaciones AISC y SJI, como simplemente apoyadas, celosía uniformemente cargada soportando un piso o techo, construida de tal manera que la cuerda superior de la viga (joist) esté preparada para pandeo lateral. Donde cualquier característica de diseño aplicable no esté específicamente cubierta en este documento, el diseño será en concordancia con las siguientes especificaciones:

- Donde el acero usado consiste en perfiles laminados en caliente, barras o placas, use el American Institute of Steel Construction (AISC), *Especificaciones para Edificios con Acero Estructural*.
- Para miembros que son formados en frío, de láminas o tiras de acero, use el American Iron and Steel Institute (AISI), *Especificaciones Norteamericanas para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formado en Frío*.

8.2.2 Bases de Diseño

El diseño deberá ser de acuerdo a las provisiones en esta especificación para Diseño por cargas y Resistencias Factoradas (LRFD).

8.2.3 Combinaciones de carga:

LRFD:

Cuando las combinaciones de carga, no estén especificadas por el que diseña la viga de alma abierta, los esfuerzos requeridos deberán ser computarizados para las cargas factoradas, basada en los factores y combinaciones de carga como se muestra a continuación:

$$1.4 D$$

$$1.2 D + 1.6 (L, O L_r, o S, o R)$$

Donde:

D = carga muerta debido al peso de los elementos estructurales y las características permanentes de la estructura

L = carga viva debido a ocupación y el equipo móvil

L_r = carga viva en el techo

S = nieve

R = carga debido al agua de lluvia inicial o exclusivamente hielo de la contribución del estancamiento o encharcamiento

Cuando cargas especiales sean especificadas y el profesional especificando no provea las combinaciones de cargas, las previsiones del ASCE 7, “*Cargas mínimas de diseño para Edificios y otras estructuras*”, deberán ser usadas para combinaciones de carga LRFD y ASD.

8.2.4 Diseño usando Diseño por cargas y resistencias factoradas (LRFD)

Las vigas de alma abierta, tendrán sus componentes tal proporcionados que los esfuerzos requeridos f_u , no excederán ΦF_n donde,

| | | | |
|------------|---|-----------------------|-----------|
| f_u | = | esfuerzo requerido | Mpa (ksi) |
| F_n | = | esfuerzo nominal | Mpa (ksi) |
| Φ | = | factor de resistencia | |
| ΦF_n | = | esfuerzo de diseño | |

Esfuerzos:

(a) **Tensión:** $\Phi_t = 0.90$ (LRFD)

Para cuerdas: $F_y = 345$ Mpa (50 ksi)

Para miembros de la celosía: $F_y = 345$ Mpa (50 ksi) o $F_y = 250$ Mpa (36 ksi)

Esfuerzo de diseño = $0.90 F_y$ (Formula 1)

(b) **Compresión:** $\Phi_c = 0.90$ (LRFD)

Para miembros con

$$\begin{aligned} & \bullet \quad K\ell/r \leq 4.71 \sqrt{E/QF_y} \quad \bullet \\ & \bullet \quad F_{cr} = Q \left[0.658 \left(\frac{QF_y}{F_e} \right) \right] F_y \quad \bullet \quad \text{(Formula 1)} \end{aligned}$$

Para miembros con

$$\begin{aligned} & \bullet \quad K\ell/r > 4.71 \sqrt{E/QF_y} \quad \bullet \\ & \bullet \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad \bullet \quad \text{(Formula 2)} \end{aligned}$$

Donde F_e = Esfuerzo elástico de pandeo determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\bullet \quad F_e = \left(\frac{\pi^2 E}{K\ell/r} \right)^2 \quad \bullet \quad \text{(Formula 3)}$$

Para secciones laminadas en caliente, “Q”, es el factor de reducción completo para elementos esbeltos a compresión.

Apéndice B. Consideraciones de las especificaciones SJI

- Esfuerzo de diseño = $0.90 F_{cr}$ (LRFD) • (Formula 3)

En las ecuaciones superiores, ℓ es tomado como la distancia en milímetros (inches) entre los puntos del panel (panel points) para los miembros de la cuerda superior y la apropiada longitud para los miembros del alma, y r es el correspondiente menor radio de giro de el miembro o cualquier componente del mismo. E es igual a 200,000 Mpa (29,000 ksi).

Usar $1.2 \ell/r_x$ para miembros rizados, primeramente para miembros del alma a compresión cuando un grupo de soldadura resistente a momento no es usada para este miembro, donde r_x = radio de giro del miembro en el plano de la viga.

(c) Flexión: $\Phi_b = 0.90$ (LRFD)

Cálculos para flexión deben ser basados en el uso del modulo de elasticidad de la sección.

Para cuerdas y miembros del alma que no sean de sección solidad redonda:

$F_y = 345$ Mpa (50 ksi)

- Esfuerzo de diseño = $0.90 F_y$ (LRFD) • (Formula 4)

Para miembros de sección solida redonda:

$F_y = 345$ Mpa (50 ksi), o $F_y = 250$ Mpa (36 ksi)

- Esfuerzo de Diseño = $1.45 F_y$ (LRFD) • (Formula 5)

Para Placas de apoyo:

$F_y = 345$ Mpa (50 ksi), o $F_y = 250$ Mpa (36 ksi)

- Esfuerzo de Diseño = $1.35 F_y$ (LRFD) • (Formula 6)

(d) Esfuerzo de soldadura:

Fuerza cortante en la garganta de la soldadura de filetes:

- Esfuerzo cortante nominal = $F_{nw} = 0.6 F_{exx}$ • (Formula 7)

LRFD: $\Phi_w = 0.75$

Esfuerzo cortante de diseño =

- $\Phi R_n = \Phi_w F_{nw} A = 0.45 F_{exx} A$ • (Formula 8)

Cuando se hace con electrodos serie E70 o F7XX-EXX combinaciones flujo-electrodo.... $F_{exx} = 483$ Mpa (70 ksi)

Cuando se hace con electrodos serie E60 o F6XX-EXX combinaciones flujo-electrodo.... $F_{exx} = 414$ Mpa (60 ksi)

Tensión o compresión en surcos o soldaduras de unión deberán ser las mismas a las especificadas para el material conectado.

8.2.5 Relaciones máximas de esbeltez

La relación de esbeltez, $K\ell/r$, donde ℓ es usada como en la parte 8.2.4 b) y r es el correspondiente radio mínimo de giro, no deberá exceder lo siguientes cuando se considere $K = 1.0$. Relaciones máximas de esbeltez, Sección 4.3 SJI p.15.

| | |
|---|-----|
| Paneles interiores de la cuerda superior | 90 |
| Paneles exteriores de la cuerda superior | 120 |
| Miembros a compresión distintos de la cuerda superior | 200 |
| Miembros a tensión | 240 |

Se considera $K = 1.0$ porque se supone en el diseño que los elementos pueden sufrir deflexiones a través de toda la longitud del miembro en análisis.

8.2.6 Consideraciones de los Miembros

8.2.6.1 Cuerdas:

Las cuerdas inferiores deberán diseñarse como un miembro de tensión axialmente cargado.

El radio de giro de la cuerda superior sobre su eje vertical no deberá ser menos de $\ell/145$ donde ℓ es el espacio en milímetros (pulgadas) entre las líneas del refuerzo transversal (bridging) como se especifica en la sección 5.4(c)

La cuerda superior deberá ser considerada como sostenida lateralmente por losa del piso o la cubierta de techo cuando elementos adjuntos estén en concordancia con los requerimientos de la Sección 5.8 (e) de este documento.

La cuerda superior deberá ser diseñada para esfuerzo de compresión axial solamente cuando la longitud del panel, ℓ , no exceda 609 mm (24 in). Cuando la longitud del panel exceda 609 mm (24 in), la cuerda superior deberá ser diseñada como un miembro continuo sujeto a esfuerzos combinados axiales y flectores, y serán proporcionado de la siguiente manera:

Para LRFD:

en el punto del panel (panel point):

Apéndice B. Consideraciones de las especificaciones SJI

$$\bullet \quad f_{au} + f_{bu} \leq 0.9 F_y \quad \bullet \quad \text{(Formula 6)}$$

en el panel medio:

$$\bullet \quad \text{Para } \frac{f_a}{\phi_c F_a} \geq 0.2, \quad \bullet$$

$$\bullet \quad \frac{f_{au}}{\phi_c F_{cr}} + \frac{8}{9} \left[\frac{C_m f_{bu}}{1 - \left(\frac{f_{au}}{\phi_c F_e} \right) Q \phi_b F_y} \right] \leq 1.0 \quad \bullet \quad \text{(Formula 6)}$$

$$\bullet \quad \text{Para } \frac{f_a}{\phi_c F_a} < 0.2, \quad \bullet$$

$$\bullet \quad \frac{f_{au}}{2\phi_c F_{cr}} + \frac{8}{9} \left[\frac{C_m f_{bu}}{1 - \left(\frac{f_{au}}{\phi_c F_e} \right) Q \phi_b F_y} \right] \leq 1.0 \quad \bullet \quad \text{(Formula 6)}$$

f_{au} = P_u/A Esfuerzo requerido a compresión Mpa (Ksi),

P_u = Esfuerzo axial requerido usando las combinaciones de carga del LRFD, N (kips)

f_{bu} = M_u/s = Esfuerzo flector requerido en la ubicación bajo consideración, Mpa (ksi)

M_u = Esfuerzo requerido a flexión usando combinaciones de carga LRFD N-nn (Kip-in)

S = Modulo de Elasticidad de la sección, mm³ (in³)

F_{cr} = Esfuerzo axial nominal a compresión en Mpa (ksi) basado en l/r como esta definido en la sección 4.2

(b)

$C_m = 1 - 0.3 f_{au}/\phi F_e$ para paneles de los extremos

$C_m = 1 - 0.4 f_{au}/\phi F_e$ para paneles interiores

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado, Mpa (ksi)

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E}{l/r_x} \right)^2, \text{ Mpa (ksi)}$$

Cuando l es la longitud del panel, en milímetros (pulgadas), como esta definido en la sección 4.2 (b) y r_x es el radiode giro alrededor del eje de flexión.

Q = Factor de forma definido en la Sección 4.3 (b)

A = Area de la cuerda superior, mm² (in²)

8.2.6.2 Alma

La fuerza cortante vertical a ser usada en el diseño de los miembros del alma será determinada a partir de las cargas uniformes completas, pero tales fuerzas cortantes verticales no deben ser menores del 25 por ciento de la reacción en los extremos. Debida consideración deberá ser dada al efecto de excentricidad. El efecto de la combinación de la compresión axial y la flexión puede ser investigado usando las disposiciones de la sección 4.4 (a), dejando $C_m = 0.4$ cuando flexiona debido a la excentricidad, produce una curvatura inversa.

Miembros internos verticales del alma usados en sistemas de alma tipo Warren modificados deberán ser diseñados para resistir la cargas gravitacionales soportadas por los miembros más una carga axial adicional de 1/2 del 1.0 por ciento de la fuerza axial de la cuerda superior y 2 por ciento en vigas de soporte (girders).

Para vigas de soporte, Miembros a tensión deberán ser diseñados para resistir al menos 25 por ciento de su fuerza axial en compresión.

8.2.6.3 Peralte

Vigas de alma abierta, que tengan, ya sean, cuerdas paralelas o la cuerda superior con inclinación de 1/8 por pie (1:96). El peralte, para la suposiciones de diseño, en todos los casos deber ser el peralte a la mitad del claro.

8.2.6.4 Excentricidad

Miembros conectados en una unión, deberán tener sus líneas de centro de gravedad encontradas en un punto, en la práctica. Excentricidad en cualquier lado del eje neutro de los miembros de la cuerda pueden ser descuidados cuando esto no exceda la distancia entre el eje neutro y la parte posterior de la cuerda. De otra manera, provisiones deben ser realizadas para las tensiones debidas a excentricidad. Los extremos de la viga deberán ser proporcionados para resistir pandeo producido por excentricidad en el apoyo.

En esos casos donde un miembro a compresión compuesto de un ángulo individual es adjuntado a la parte externa del vástago de un soporte o cuerda de doble ángulo, la consideración debida deberá darse a la excentricidad.

8.2.6.5 Extremos extendidos

La magnitud y ubicación de las cargas para ser soportadas, requerimientos de deflexión, y arriostramientos adecuados de las extensiones de las cuerdas superiores, o extremos en voladizos de peraltes completos serán claramente identificados en los planos estructurales.

8.2.7 Conexiones

8.2.7.1 Métodos

Conexiones en las vigas y empalmes deberán ser hechos conectando los miembros el uno al otro por soldadura de arco o por resistencia o algún otro método acreditado.

Conexiones soldadas

- Soldaduras seleccionadas serán inspeccionadas visualmente por el fabricante. Antes de esta inspección, escorias de soldadura deberán ser removidas.
- Grietas no son aceptables y deben ser reparadas.
- Fusión completa deberá existir entre la soldadura y el metal base para la longitud requerida de diseño de la soldadura; tal fusión deberá ser verificada por inspección visual.
- Cráteres sin rellenar de soldadura no serán incluidos en la longitud de diseño de la soldadura.
- Muecas o surcos en la soldadura, no deberán exceder 2 milímetros (1/16 in) para soldaduras orientadas paralelamente al esfuerzo principal.
- La suma de los diámetros de porosidad superficial no deberá exceder 2 mm (1/16 in) en cualquier distancia de 25 mm (1 in) de longitud de diseño de soldadura.
- Proyecciones que no interfieran con la cobertura de la pintura es aceptable.

Nota: Ultrasonido, Rayos X, y pruebas de partículas magnéticas son inapropiadas para vigas de alma abierta (joists) debido a las configuraciones de los componentes y soldaduras.

8.2.7.2 Esfuerzos

Conexiones de unión - Conexiones de unión deberán ser capaces de resistir fuerzas debido a una carga máxima igual a al menos 1.35 veces la carga mostrada en las respectivas tablas estándares en LRFD.

Empalmes - Empalmes pueden ocurrir en cualquier punto de la cuerda o miembros del alma. Miembros que contienen empalmes con soldadura a tope deberán desarrollar una fuerza de tensión última de por lo menos 393 Mpa (57 ksi) el área de diseño completa de la cuerda o miembro de la celosía. El termino “miembro” deberá ser definido como todas las partes que componen la cuerda o miembros del alma, en el punto del empalme.

8.2.7.3 Excentricidad

Miembros conectados en una unión, deberán tener sus ejes centroidales encontrados en un punto si es posible. De otra manera, debida consideración deberá ser dada al efecto de excentricidad. En ningún caso deberá la excentricidad de cualquier miembro del alma en la unión exceder 3/4 de la dimensión total , medida en el plano del alma, del miembro conectado más largo. La excentricidad de cualquier miembro del alma deberá ser la distancia perpendicular desde el eje centroidal de ese miembro hasta el punto en el eje centroidal de la cuerda la cual esta verticalmente por encima o debajo de la intersección del eje centroidal de los miembros del alma formando la unión. Los extremos de las vigas, deberán ser proporcionados para resistir flexión producida por excentricidad en el apoyo.

8.2.8 Contraflecha

Vigas de alma abierta (joists) deberán tener una contraflecha aproximada en concordancia con lo siguiente:

Tabla de contraflechas en Vigas de alma abierta y vigas de soporte

| <i>Top Chord Length</i> | <i>Approximate Camber</i> |
|-------------------------|---------------------------|
| 20'-0" (6096 mm) | 1/4" (6 mm) |
| 30'-0" (9144 mm) | 3/8" (10 mm) |
| 40'-0" (12192 mm) | 5/8" (16 mm) |
| 50'-0" (15240 mm) | 1" (25 mm) |
| 60'-0" (18288 mm) | 1 1/2" (38 mm) |
| 70'-0" (21336 mm) | 2" (51 mm) |
| 80'-0" (24384 mm) | 2 3/4" (70 mm) |
| 90'-0" (27432 mm) | 3 1/2" (89 mm) |
| 100'-0" (30480 mm) | 4 1/4" (108 mm) |

APENDICES

Apéndice B. Consideraciones de las especificaciones SJI

| | |
|--------------------|-----------------|
| 110'-0" (33528 mm) | 5" (127 mm) |
| 120'-0" (36576 mm) | 6" (152 mm) |
| 130'-0" (39621 mm) | 7" (178 mm) |
| 140'-0" (42672 mm) | 8" (203 mm) |
| 144'-0" (43890 mm) | 8 1/2" (216 mm) |

El profesional diseñando, deberá dar consideración a contraflechas de la viga en coordinación con la estructura adyacente.