



UNIVERSIDAD VILLA RICA

ESTUDIOS INCORPORADOS A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“DISEÑO DE ESTRUCTURA PARA EDIFICIO DEL
GIMNASIO UNIVERSITARIO”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JORGE ORLANDO URIARTE SALCEDO

Director de Tesis:

ING. GILBERTO NICOLAS GARCIA TORRES

Revisor de Tesis:

ING. JOSE VLADIMIRO SALAZAR SIQUEIROS

BOCA DEL RIO, VER.

2008



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

	Página
INTRODUCCION	3
1. METODOLOGIA	
1.1 Planteamiento del problema	4
1.2 Justificación del proyecto con base en la relevancia que tiene para la ciencia de la ingeniería	4
1.3 Hipótesis y objetivos básicos que se plantean	4
1.4 Tipo de estudio a desarrollar	5
2. EL DISEÑO ESTRUCTURAL	
2.1 El ámbito del diseño estructural	6
2.2 El proceso del diseño estructural	8
2.2.1 Estructuración	8
2.2.2 Análisis	9
2.2.3 Dimensionamiento	10
2.2.4 El proceso real	10
2.3 Acciones	12
2.3.1 Acciones permanentes	13
2.3.2 Acciones variables	13

2.3.3 Acciones accidentales	13
2.4 Acciones debidas al viento	14
2.4.1 Efectos del viento	14
2.5 Procedimientos de diseño por viento	20
2.6 Procedimientos para determinar las acciones por viento	21
2.7 Análisis Estático	21
2.7.1 Limitaciones	21
2.7.2 Clasificación de las estructuras según su importancia	22
2.7.3 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento	24
2.7.4 Determinación de la velocidad de diseño, V_D	25
2.7.5 Categorías de terrenos y clases de estructuras	26
2.7.6 Velocidad regional V_R	27
2.7.7 Factor de Exposición, F_α	29
2.7.8 Factor de tamaño, F_C	29
2.7.9 Factor de rugosidad y altura, F_{rz}	29
2.7.10 Factor de Topografía, F_T	31
2.7.11 Presión dinámica de base, q_z	31
2.8 Reglamentos de diseño	33
2.9 Diseño estructural en acero	35
2.9.1 Ventajas del acero como material estructural	35
2.9.2 Desventajas del acero como material estructural	37

2.9.3	Perfiles de acero	38
2.9.4	Aceros estructurales modernos	39
2.9.5	Conexiones en Edificios	41
2.9.5.1	Selección del tipo de conector	41
2.9.5.2	Tipos de conexiones para vigas	42
2.9.5.3	Conexiones atornilladas	47
2.9.5.3.1	Tipos de tornillos	47
2.9.5.3.2	Tornillos ordinarios comunes	47
2.9.5.3.3	Tornillos de alta resistencia	47
2.9.5.3.4	Ventajas de los tornillos de alta resistencia	48
2.9.5.4	Conexiones soldadas.	49
2.9.5.4.1	Generalidades	49
2.9.5.4.2	Ventajas de la soldadura	51
2.9.5.4.3	Tipos de soldadura	52
2.9.5.4.4	Clasificación de las soldaduras	54
2.9.5.4.4.1	Tipo de soldadura	55
2.9.5.4.4.2	Posición	55
2.9.5.4.4.3	Tipos de juntas	56
2.9.6	Definición de los métodos de diseño Elástico y Plástico	56
3.	PROCESO DE DISEÑO DEL GIMNASIO UNIVERSITARIO	
3.1	Estructuración	58
3.2	Determinación de la Acciones actuantes	63

3.2.1 Determinación de las Acciones por viento	65
3.3 Diseño de largueros	111
3.4 Diseño de la Estructura principal	123
3.5 Diseño de cimentación de marcos intermedios	156
3.5.1 Definiciones	156
3.5.2 Determinación de la capacidad de carga admisible	160
3.5.3 Diseño Estructural	162
3.5.3.1 Diseño a Cortante	162
3.5.3.2 Diseño a Flexión	167
3.6 Diseño de cimentación de marco frontal A y posterior D	175
3.6.1 Definiciones	175
3.6.2 Diseño Estructural	179
3.6.2.1 Determinación del peralte de la zapata por cortante	179
3.6.2.2 Determinación del peralte de la zapata por momento flexionante	181
4. RESULTADOS	
4.1 Planos y detalles	184
4.2 Conclusiones	191
Anexos	192
Referencias	193
Bibliografía	194

LISTA DE TABLAS

TABLA 1.1 Categoría del terreno según su rugosidad. (Ref. 3)

TABLA 2.2 Clase de estructura según su tamaño. (Ref. 3)

TABLA 2.3 Velocidades regionales de las ciudades más importantes. (Ref. 3)

TABLA 2.4 Factor de tamaño, F_C . (Ref. 3)

TABLA 2.5 Valores de α y δ . (Ref. 3)

TABLA 2.6 Factor de topografía local, F_T . (Ref. 3)

TABLA 2.7 Relación entre la altitud y la presión barométrica. (Ref. 3)

TABLA 3.1 (a) Coeficiente de presión neta en techos aislados a un agua para $0.25 \leq H/d \leq 1$ (Ref. 3)

TABLA 3.1 (b) Coeficiente de presión neta en zonas de techos aislados a un agua para $\gamma = 0^\circ$, $\theta = 0^\circ$ y 90° , $H/d < 0.25$ (Ref. 3)

TABLA 3.2 Combinaciones de C_{pn} , obstruido debajo $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$

TABLA 3.3 Combinaciones de C_{pn} , obstruido debajo $\theta = 90^\circ$

TABLA 3.4 Presión neta calculada en el caso 1

TABLA 3.5 Presión neta calculada en el caso 2.

TABLA 3.6 Presión neta calculada en el caso 3.

TABLA 3.7 Presión neta calculada en el caso 4.

TABLA 3.8 Presión neta calculada en el caso 5.

TABLA 3.9 Presión neta calculada en el caso 6.

TABLA 3.10 Presión neta calculada en el caso 7.

TABLA 3.11 Presión neta calculada en el caso 8.

TABLA 3.12 Factor de presión neta local, K_L , para los recubrimientos y sus soportes de techos aislados y toldos. (Ref. 3)

TABLA 3.13 Capacidad de carga uniforme permitida para MULTYTECHO W (kg/m²) (Ref. 4)

TABLA 3.14 Momentos en estaciones, caso 1 normal a las generatrices.

TABLA 3.15 Fuerzas cortantes en estaciones, caso 1 normal a las generatrices.

TABLA 3.16 Valores máximos en viga 1.

TABLA 3.17 Valores máximos en viga 2.

TABLA 3.18 Valores máximos entre viga 1 y viga 2.

TABLA 3.19 Valores máximos entre columna 1 y columna 2

TABLA 3.20 Valores máximos de viga (a).

TABLA 3.21 Valores máximos de viga (b).

TABLA 3.22 Valores máximos entre Columna (a), Columna (b) y Columna (c).

TABLA 3.23 Desplazamientos en la cumbrera.

TABLA 3.24 Desplazamientos de nudos.

TABLA 3.25 Desplazamientos en la cumbrera del marco 5-5 en la situación de cargas gravitacionales.

LISTA DE FIGURAS

- FIGURA 2.1 Edificio muy esbelto con estructura de concreto reforzado. La resistencia y rigidez ante cargas laterales es proporcionada esencialmente por muros de concreto acoplados. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.2 Edificio escolar modelo U-2C del Comité Administrador del Programa de Construcción de Escuelas (CAPFCE). Estructura de concreto para enseñanza secundaria. Existen más de mil edificios de este modelo en la República Mexicana. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.3 Palacio de los Deportes de la Ciudad de México (1968). Cubierta con claro mínimo de 132 m resulta con una retícula de arcos metálicos de alma abierta. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.4 Ejemplo de un plano detallado hecho por computadora. Cimentación de casa-habitación. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.5 Registros de velocidades de viento a distintas alturas sobre el terreno. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.6 Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos de diferentes rugosidades. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.7 Flujo del aire alrededor de una placa. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.8 Fuerza de arrastre, F_D , y de sustentación, F_L , debidas al viento. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.9 Formación de vórtices de von Karman alrededor de un cuerpo cilíndrico. (*Ref. 3*)
- FIGURA 2.10 Flujo del aire alrededor de una construcción. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.11 Distribución de presiones en una construcción, determinada en túnel de viento. (*Ref. 1*)
- FIGURA 2.12 Edificio de acero estructural.

FIGURA 2.13 Nave Industrial construida de acero estructural.

FIGURA 2.14 Perfiles laminados de acero. (*Ref. 2*)

FIGURA 2.15 Algunas conexiones simples. (*Ref. 2*)

FIGURA 2.16 Algunas conexiones semirrígidas. Estas pueden convertirse en rígidas si se usan atiesadores en el alma de la columna. (*Ref. 2*)

FIGURA 2.17 Conexiones resistentes a momento. (*Ref. 2*)

FIGURA 2.18 Tornillo de alta resistencia. (*Ref. 2*)

FIGURA 2.19 La soldadura realizada por un experto. (*Ref. 2*)

FIGURA 2.20 Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SAP). (*Ref. 2*)

FIGURA 2.21 Tipos de soldadura. (*Ref. 2*)

FIGURA 2.22 Clasificación de soldaduras respecto a la posición en que se realizan. (*Ref. 2*)

FIGURA 2.23 Clasificación de soldaduras de acuerdo con el tipo de junta usada. (*Ref. 2*)

FIGURA 3.1 Cubierta Auto soportante.

FIGURA 3.2 Cubierta mediante marcos rígidos de acero estructural.

FIGURA 3.3 Levantamiento en planta de todos los sistemas existentes

FIGURA 3.4 El claro a cubrir.

FIGURA 3.5 Características geométricas del marco rígido para Estructura del Gimnasio Universitario.

FIGURA 3.6 Planta de la separación de marcos a 8 metros.

FIGURA 3.7 Direcciones perpendiculares entre si en las que actúa el viento sobre la estructura propuesta.

FIGURA 3.8 Marco frontal A.

FIGURA 3.9 Marco Lateral B.

FIGURA 3.10 Marco Lateral C.

FIGURA 3.11 Marco posterior D.

FIGURA 3.12 Techos aislados. (*Ref.* 3)

FIGURA 3.13 Viento actuante normal a las generatrices cuando existe obstrucción debajo de la cubierta en análisis.

FIGURA 3.14 Casos de presiones de Diseño para el sistema principal en marcos del 2-2 al 7-7 cuando el viento es normal a las generatrices.

FIGURA 3.15 Casos de presiones de Diseño para el sistema principal en el marco 1-1 cuando el viento es normal a las generatrices.

FIGURA 3.16 Casos de presiones de Diseño para el sistema principal en el marco 8-8 cuando el viento es normal a las generatrices

FIGURA 3.17 Viento actuante Paralelo a las generatrices cuando existe obstrucción debajo de la cubierta en análisis.

FIGURA 3.18 Coeficientes de presión neta para el Caso 1.

FIGURA 3.19 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 1.

FIGURA 3.20 Coeficientes de presión neta para el Caso 2.

FIGURA 3.21 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 2.

FIGURA 3.22 Coeficientes de presión neta para el Caso 3.

FIGURA 3.23 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 3.

FIGURA 3.24 Coeficientes de presión neta para el Caso 4.

FIGURA 3.25 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 4.

FIGURA 3.26 Coeficientes de presión neta para el Caso 5.

FIGURA 3.27 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 5.

FIGURA 3.28 Coeficientes de presión neta para el Caso 6.

FIGURA 3.29 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 6.

FIGURA 3.30 Coeficientes de presión neta para el Caso 7.

FIGURA 3.31 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 7.

FIGURA 3.32 Coeficientes de presión neta para el Caso 8.

FIGURA 3.33 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 8.

FIGURA 3.34 Factores de presión local, K_L , para techos aislados (*Ref. 3*)

FIGURA 3.35 Ancho de la zona de afectación (0.5 a) del coeficiente K_L , cuando el viento es normal a las generatrices. (*Ref. 3*)

FIGURA 3.36 Larguero tipo A, cuando $\theta = 0^\circ$

FIGURA 3.37 Larguero tipo B, cuando $\theta = 0^\circ$

FIGURA 3.38 Ancho de la zona de afectación (0.5 a) del coeficiente K_L , cuando el viento es Paralelo a las generatrices

FIGURA 3.39 Larguero tipo A, cuando $\theta = 90^\circ$

FIGURA 3.40 Ancho de la zona de afectación (0.5 a) del coeficiente K_L

FIGURA 3.41 Marco A, área tributaria de larguero tipo A.

FIGURA 3.42 Larguero tipo A de mayor área tributaria, perteneciente al marco A

FIGURA 3.43 Características geométricas y propiedades de canal MON-TEN

FIGURA 3.44 Dirección de la carga de servicio sobre la vigueta propuesta.

FIGURA 3.45 Vigueta tipo A

FIGURA 3.46 Vigueta tipo B

FIGURA 3.47 Distancia de largueros que sostienen el faldón lateral hecho de Multymuro.

FIGURA 3.48 Largueros sobre los Marcos A y D

FIGURA 3.49 Sección en la base

FIGURA 3.50 Sección en el hombro

FIGURA 3.51 Sección en $\frac{1}{4}$ de claro

FIGURA 3.52 Sección en la cumbrera

FIGURA 3.53 Sección constante

FIGURA 3.54 Geometría inicial propuesta idealizada por programa de cómputo para marcos intermedios

FIGURA 3.55 Geometría inicial propuesta idealizada por un programa de cómputo para marco frontal A y posterior D

FIGURA 3.56 Soporte articulado

FIGURA 3.57 Modelo idealizado por Sap2000 de la estructura principal

FIGURA 3.58 Cargas inducidas por el viento sobre la estructura, en el caso 1 cuando el viento es normal a las generatrices

FIGURA 3.59 Deformaciones en la estructura principal debidas al viento

FIGURA 3.60 Estructura principal reforzada con contravientos de $\frac{3}{4}$ " de diámetro

FIGURA 3.61 Deformaciones contrarrestadas por contravientos en la estructura principal

FIGURA 3.62 Esfuerzos en varias estaciones del marco interior en diseño

FIGURA 3.63 Momentos que actúan en la sección " I "

FIGURA 3.64 Elementos del marco interior en diseño

FIGURA 3.65 Momentos en marco interior debidos a las acciones del viento

FIGURA 3.66 Estaciones en viga 1 y viga 2

FIGURA 3.67 Geometría del marco interior después del análisis

FIGURA 3.68 Momentos flectores en marco frontal 1-1

FIGURA 3.69 Desplazamientos en la cumbrera del marco 4-4, Caso 4 Normal a las generatrices

FIGURA 3.70 Desplazamientos en la cumbrera del marco 3-3, Caso 8 Paralelo a las generatrices

- FIGURA 3.71 Desplazamientos en el hombro del marco 2-2, Caso 1 Paralelo a las generatrices
- FIGURA 3.72 Desplazamientos en la cumbrera del marco 5-5 en la situación de cargas gravitacionales
- FIGURA 3.73 Desplazamiento horizontal de marco lateral B, debido a fuerzas de viento, caso 1 Paralelo a las generatrices
- FIGURA 3.74 Marco lateral B reforzado con cruces de vigas IPR en dos claros
- FIGURA 3.75 Marco lateral C reforzado con cruces de vigas IPR en dos claros
- FIGURA 3.76 Aumento de peraltes de las secciones a lo largo del marco intermedio
- FIGURA 3.77 Cálculo final de desplazamientos en la cumbrera de los marcos intermedios
- FIGURA 3.78 Cálculo final de desplazamientos en marco lateral B, cuando el viento actúa paralelo a las generatrices
- FIGURA 3.79 Distancia propuesta de tornillos en placa unión de $\frac{1}{4}$ de claro
- FIGURA 3.80 Diámetro de tornillo y espesor de placa de $\frac{1}{4}$ del claro
- FIGURA 3.81 Distancia propuesta de tornillos en placa unión de $\frac{1}{2}$ del claro
- FIGURA 3.82 Diámetro de tornillo y espesor de placa de $\frac{1}{2}$ del claro
- FIGURA 3.83 Distancia propuesta de tornillos en placa base para marcos intermedios
- FIGURA 3.84 Ejes en las columnas
- FIGURA 3.85 Geometría inicial propuesta para zapata de marcos intermedios
- FIGURA 3.86 Fuerzas sobre la zapata propuesta para marcos intermedios
- FIGURA 3.87 Reacciones en el suelo debido a las cargas del caso 1
- FIGURA 3.88 Peralte efectivo propuesto en la zapata de marcos intermedios
- FIGURA 3.89 Sección crítica a cortante en ambas direcciones
- FIGURA 3.90 Reacciones en el sentido Y, en diseño a cortante
- FIGURA 3.91 Reacciones en el sentido X, en diseño a cortante

FIGURA 3.92 Sección crítica a punzonamiento

FIGURA 3.92 Secciones críticas de diseño a flexión

FIGURA 3.94 Reacciones en el sentido Y, en diseño a flexión

FIGURA 3.95 Reacciones en el sentido X, en diseño a flexión

FIGURA 3.96 Armado final de la zapata para marcos intermedios

FIGURA 3.97 Geometría inicial propuesta para zapata de marco frontal A y posterior D

FIGURA 3.98 Fuerzas que actúan sobre la zapata propuesta para marco frontal A y marco posterior D

FIGURA 3.99 Reacciones en el suelo debido a las cargas del caso 2

FIGURA 3.100 Área tributaria para tensión diagonal en zapata cuadrada

FIGURA 3.101 Sección de cortante crítica en zapata cuadrada

FIGURA 3.102 Armado final de la zapata para marco frontal A y posterior D

FIGURA 4.1 Tapagotero

FIGURA 4.2 Accesorios de Fijación

FIGURA 4.3 Preparación para traslape

FIGURA 4.4 Traslape y fijación de caballete tipo 100 para closure

FIGURA 4.5 Fijación de Multytecho a Estructura

INTRODUCCION

Esta tesis la hice con el motivo de poder resolver una necesidad que surge de la construcción de un espacio deportivo que no cuenta con una cubierta para poder brindar todas las comodidades suficientes al deportista y al espectador. Se irá explicando el proceso de Diseño detalladamente, pasando por cada una de sus etapas: Estructuración, Análisis, y Dimensionamiento. Se elegirá la opción más conveniente para la solución del problema, explicando las diferentes maneras para poder resolverla.

Se hará mucho énfasis a las características particulares de los materiales utilizados para la construcción de esta cubierta. Se verá paso a paso el criterio adoptado por el Proyectista Estructural tomando en cuenta factores como la seguridad, el costo de la obra y la factibilidad del proyecto.

El lector podrá ser guiado fácilmente por todo el texto sin perder el enfoque dado a esta tesis.

1. METODOLOGIA

1.1 Planteamiento del Problema.

En esta tesis se pretende resolver mediante una cubierta la facilidad y comodidad de un espacio deportivo de la Universidad Autónoma de Veracruz Villa Rica para un óptimo desempeño del deportista y el espectador, tomando en cuenta todas las restricciones existentes de espacio y de diseño, ya que existen subsistemas en operación que podrían entorpecer el diseño de la cubierta.

1.2 Justificación del Proyecto con base en la relevancia que tiene para la ciencia de la Ingeniería.

Resolver una estructura de gran claro satisfaciendo las necesidades deportivas y de espectadores, logrando diseñarla mediante los conocimientos adquiridos en la facultad de Ingeniería en materias de Diseño y Análisis Estructural, explicando el motivo de la elección de la solución de la Estructura. Se obtendrán resultados que serán plasmados y explicados en Planos claros con detalles y especificaciones que se darán como importantes e irrevocables con la premisa de que cualquier persona sin conocimientos avanzados de ingeniería podrá entender con claridad.

1.3 Hipótesis y objetivos básicos que se plantean.

Resolver el problema con una viga de alma llena de acero estructural, mediante un sistema de marcos rígidos simétricos que puedan salvar un claro grande. Se tratará de diseñar un techo con paneles ligeros prefabricados que se encuentran en el mercado actual y que por poseer una variedad de características positivas logran ser la mejor opción. Se buscará diseñar una estructura que cumpla con todas las solicitudes a las que pudiera estar sometida, haciendo un buen análisis de las acciones accidentales, permanentes y

variables, cuya construcción esté en los límites de costos establecidos y razonables para que cumpla la demanda en donde será construida.

1.4 Tipo de estudio a desarrollar.

Se desarrollará un estudio Científico de Análisis y Diseño Estructural.

2. EL DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1 El ámbito del diseño estructural.

El *diseño estructural* abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar.

Una *construcción u obra* puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función. Un edificio, por ejemplo, está integrado por varios subsistemas: el de los elementos arquitectónicos para encerrar espacios, el estructural, las instalaciones eléctricas, las sanitarias, las de acondicionamiento de aire y los elevadores. Todos estos subsistemas interactúan de modo que en su diseño debe tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos. Así, no puede confiarse que lograr la solución óptima para cada uno de ellos, por separado, conduzca a la solución óptima para el edificio en su totalidad.

En la práctica tradicional el diseño de un edificio suele realizarse por la superposición sucesiva de los proyectos de los diversos subsistemas que lo integran. El arquitecto propone un proyecto arquitectónico a veces con escasa atención a los problemas estructurales implícitos en su diseño. El estructurista procura adaptarse lo mejor posible a los requisitos arquitectónicos planteados, con frecuencia con conocimiento limitado de los

requisitos de las diversas instalaciones. Por último, los proyectistas de éstas formulan sus diseños con base en los proyectos arquitectónico y estructural.

El proyecto general definitivo se logra después de que los diversos especialistas han hecho las correcciones y ajustes indispensables en sus proyectos respectivos.

Las figuras 2.1 a 2.3 muestran algunos ejemplos de estructuras que presentan aspectos interesantes. Se ilustran edificios de diversos tipos: un edificio alto en que la solución estructural está guiada por la necesidad de proporcionar resistencia adecuada a las fuerzas laterales debidas a sismos y vientos; un edificio escolar estandarizado, cuyo proyecto amerita gran refinamiento debido a que la solución adoptada se emplea en centenares de construcciones idénticas; un edificio a base de elementos prefabricados que requiere de particulares cuidados en el diseño de las conexiones y del proceso de erección.



FIGURA 2.1 Edificio muy esbelto con estructura de concreto reforzado. La resistencia y rigidez ante cargas laterales es proporcionada esencialmente por muros de concreto acoplados. (Ref. 1)



FIGURA 2.2 Edificio escolar modelo U-2C del Comité Administrador del Programa de Construcción de Escuelas

(CAPFCE). Estructura de concreto para enseñanza secundaria. Existen más de mil edificios de este modelo en la República Mexicana. (Ref. 1)



FIGURA 2.3 Palacio de los Deportes de la Ciudad de México (1968). Cubierta con claro mínimo de 132 m resulta con una retícula de arcos metálicos de alma abierta. (Ref. 1)

2.2 El proceso del diseño estructural.

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales del costo y tiempo de ejecución.

Conviene resaltar el carácter creativo del proceso. La bondad del proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idóneo para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto. Los cálculos y comprobaciones posteriores basados en la teoría del diseño estructural sirven para definir el detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto.

Cualquier intento de clasificación o subdivisión del proceso de diseño resulta hasta cierto punto arbitrario. Sin embargo, es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos fundamentales:

- + La estructuración.
- + El análisis.
- + El dimensionamiento.

2.2.1 Estructuración.

En esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y

sus dimensiones y características más esenciales. Es ésta la parte fundamental del proceso. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados. En esta etapa es dónde desempeñarán un papel preponderante la creatividad y el criterio.

2.2.2 Análisis.

Se incluyen bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Basta entender que se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil. Para esta determinación se requiere lo siguiente:

a) *Modelar la estructura, o sea idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles.* Un ejemplo es la idealización de un edificio de columnas, vigas y losas de concreto por medio de un sistema de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes. En esta idealización se cometen con frecuencia errores graves, tales como ignorar elementos que contribuyen a la respuesta de la estructura o emplear un modelo demasiado simplista que no representa adecuadamente la resistencia estructural. La modelación incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen al modelo. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras características, como son las propiedades elásticas de los materiales, incluyendo el suelo de cimentación, y las propiedades geométricas de las distintas secciones. Los valores supuestos en etapas iniciales del proceso para estas propiedades, pueden tener que modificarse e irse refinando a medida que se obtienen los resultados del análisis.

b) *Determinar las acciones de diseño.* En muchas situaciones las cargas y los otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos y es obligación del proyectista sujetarse a ellos. Es frecuente, sin embargo, que quede como responsabilidad del proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga, o al menos la obtención de datos ambientales locales que definen la acción de diseño.

Este tema abarca la elección del criterio con que se deben definir los valores de diseño de una acción dada, la forma de obtener un modelo de ésta, generalmente a través de un sistema de fuerzas estáticas de efecto equivalente y la forma de combinar estas fuerzas con las correspondientes a otras acciones. Cabe aquí hacer notar que en esta etapa se suelen tener grandes incertidumbres y se llegan a cometer errores graves que dan al traste con la precisión que se pretende guardar en las etapas subsecuentes. Baste como ejemplo reflexionar sobre el grado de aproximación con que se puede determinar la acción máxima debida a sismo que puede presentarse sobre un edificio o el efecto de la ola máxima que puede actuar sobre una escollera, durante la vida útil de estas estructuras.

c) *Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido.* En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico - lineal. Los métodos de análisis han evolucionado en las últimas décadas mucho más que otros aspectos del diseño; el desarrollo de los métodos numéricos asociados al empleo de las computadoras ha hecho posible analizar con precisión modelos estructurales cada vez más complejos. Aunque no se pretende menospreciar las ventajas de realizar análisis refinados de un modelo estructural que represente en forma realista y detallada una estructura, cabe llamar la atención sobre la tendencia que se aprecia cada vez más notoria en muchos ingenieros, de buscar en esta etapa un grado de precisión incongruente con la poca atención que prestan a la determinación del modelo de la estructura y del sistema de cargas.

2.2.3 Dimensionamiento.

En esta etapa se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Además, se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura. Nuevamente, estas actividades están con frecuencia muy ligadas a la aplicación de uno o más códigos que rigen el diseño de la estructura en cuestión. Los códigos y procedimientos son peculiares del material y sistema de construcción elegido. Lo que constituye un aspecto general son los criterios de seguridad y la estructura de los procedimientos de diseño.

2.2.4 El proceso real.

El haber distinguido en el proceso de diseño tres partes que indican una secuencia lógica, nos debe llevar a pensar que en el diseño se sigue un proceso unidireccional en el que primero se imagina una estructura, luego se analiza y finalmente se dimensiona. El proceso real es mucho más complejo e iterativo; implica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final.

El análisis de la secuencia temporal con que se realiza el diseño de una estructura permite distinguir las fases siguientes:

1) *Planteamiento de soluciones preliminares.* Se requiere primero una definición clara de las funciones que debe cumplir la estructura y de las restricciones que impone el entorno físico y de las que fijan otros aspectos del proyecto. Es necesario tener datos al menos preliminares sobre condiciones ambientales y requisitos de proyecto. En esta fase es particularmente necesaria la interacción entre el estructurista y los especialistas de los

demás subsistemas de la obra para definir las necesidades básicas de cada uno de ellos y para analizar las soluciones generales que se vayan proponiendo. De una evaluación esencialmente cualitativa surge un número limitado de soluciones que tienen perspectivas de resultar convenientes. Esta evaluación se basa con frecuencia en comparaciones con casos semejantes y en algunos cálculos muy simplistas. Es en esta fase donde juega un papel preponderante el criterio del proyectista estructural.

2) *Evaluación de soluciones preliminares.* Se realizan las actividades que, según se ha mencionado anteriormente, constituyen las etapas del proceso de diseño estructural, pero a un nivel tosco que se denomina comúnmente "prediseño", en el cual se pretende definir las características esenciales de la estructura en diversas alternativas, con el fin de identificar posibles problemas en su adopción y, principalmente, de poder cuantificar sus partes y llegar a una estimación de los costos de las diversas soluciones. La elección de la opción más conveniente no se basará solamente en una comparación de los costos de la estructura en cada caso; hay que considerar también la eficacia con la que ésta se adapta a los otros aspectos del proyecto, la facilidad de obtención de los materiales necesarios, la rapidez y grado de dificultad de las técnicas de construcción involucradas, los problemas relacionados con el mantenimiento, el aspecto estético de la solución y, en obras de gran importancia, también diversos factores de tipo socioeconómico, como la disponibilidad de recursos nacionales y la contribución a la generación de empleos.

3) *Diseño detallado.* Una vez seleccionada la opción más conveniente, se procede a definirla hasta su detalle, realizando de manera refinada toda las etapas del proceso; aún aquí es necesario con frecuencia recorrer más de una vez las diversas etapas, ya que algunas de las características que se habían supuesto inicialmente pueden tener que modificarse por los resultados del dimensionamiento y hacer que se repita total o parcialmente el análisis.

4) *Transferencia de los resultados del diseño.* No basta haber realizado un diseño satisfactorio; es necesario que sus resultados sean transmitidos a sus usuarios, los constructores, en forma clara y completa. La elaboración de planos que incluyan no sólo las características fundamentales de la estructura, sino la solución de los menores detalles, la especificación de los materiales y procedimientos y la elaboración de una memoria de cálculos que facilite la implantación de cualquier cambio que resulte necesario por la ocurrencia de condiciones no previstas en el diseño, son partes esenciales del proyecto.

5) *Supervisión.* Puede parecer injustificado considerar la supervisión de la obra como una fase del proceso del diseño. Su inclusión aquí tiene como objetivo destacar la importancia de que las personas responsables del proyecto estructural comprueben que se esté interpretando correctamente su diseño y, sobre todo, que puedan resolver los cambios y adaptaciones que se presentan en mayor o menor grado en todas las obras, de manera que

éstos no alteren la seguridad de la estructura y sean congruentes con los criterios de cálculo adoptados.

La importancia que tenga cada una de las fases identificadas depende de las características particulares de cada obra. Cuando se trata de una estructura ya familiar, es posible identificar directamente por experiencia la solución más conveniente y proceder a su diseño con un mínimo de iteraciones. En obras novedosas y grandes, es fundamental dedicar gran atención a las dos primeras fases.

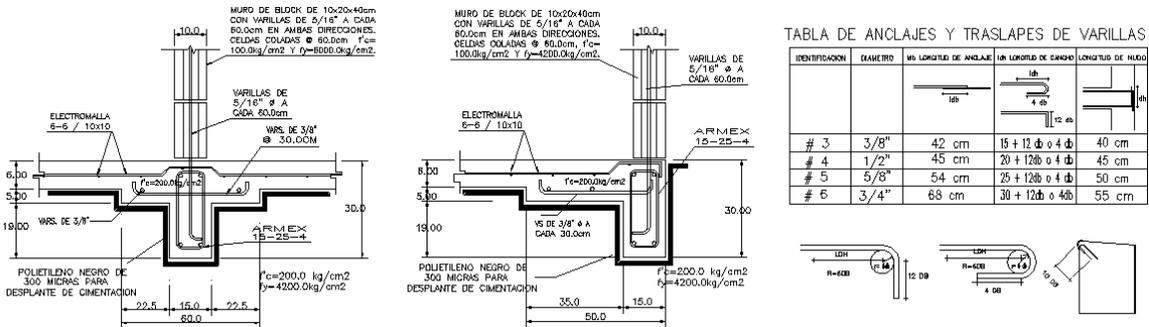


FIGURA 2.4 Ejemplo de un plano detallado hecho por computadora. Cimentación de casa-habitación. (Ref. 1)

2.3 Acciones.

Conviene tratar ahora algunos aspectos de las acciones que son básicos para el planteamiento y justificación de los procedimientos de diseño especificados por los reglamentos. Los aspectos que son necesarios tratar aquí se refieren a la definición de que acciones deben considerarse en el diseño, cómo se clasifican, cómo se modelan para el análisis de sus efectos, que magnitud de la acción debe considerarse en el diseño y cómo deben combinarse las diferentes acciones para considerar su efecto conjunto.

Una de las primeras tareas del proyectista es la de hacer una determinación de todas aquellas acciones que pueden afectar la estructura en cuestión, ocasionando en ella efectos significativos. Pueden hacerse clasificaciones de las acciones de acuerdo con un sinnúmero de criterios diferentes: según el origen de las acciones, como cargas muertas, cargas de funcionamiento y efectos ambientales; según la forma en que actúan las acciones, en estáticas, dinámicas y de impacto. Desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño, la más conveniente es la clasificación con base en la duración con que obran sobre la estructura con una intensidad cercana a la máxima. Siguiendo este criterio el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal distingue los siguientes tipos de acciones.

2.3.1 Acciones permanentes.

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría: las cargas muertas, debidas al peso propio del estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción; el empuje estático de líquidos y tierras que tenga un carácter permanente; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos al efecto del presfuerzo, a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos y a la contracción por fraguado del concreto.

2.3.2 Acciones variables.

Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en esta categoría: las cargas vivas, o sea aquellas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen carácter permanente; los efectos de cambios de temperatura y los de cambios volumétricos que tienen carácter variable con el tiempo.

2.3.3 Acciones accidentales.

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Se incluyen en esta categoría acciones excepcionales, como sismos, viento, oleaje y explosiones.

Las acciones se deben a fenómenos físicos generalmente complejos y para poder evaluar su efecto en la estructura se requiere un modelo de dichas acciones. El modelo consiste usualmente en un sistema de fuerzas concentradas, lineales o uniformemente distribuidas que pretenden reproducir el efecto de las acciones. En otros casos el modelo está constituido por una serie de deformaciones impuestas. En caso de acciones dinámicas, el modelo puede ser un sistema de fuerzas equivalentes o una excitación propiamente dinámica descrita por medio de una ley de variación con el tiempo de las deformaciones impuestas a la estructura. Así, por ejemplo, se puede modelar la carga viva sobre la losa de un edificio como una carga uniformemente distribuida, la carga viva en puentes como un sistema de cargas concentradas, la carga de un muro sobre una losa como una carga linealmente distribuida. Los modelos de acciones que se emplean en el diseño a veces son simplificaciones excesivamente burdas del fenómeno real, que pueden conducir a errores importantes.

2.4 Acciones debidas al viento.

2.4.1 Efectos del viento.

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por tanto, el viento se trata en el diseño como una *acción accidental* desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. Por ejemplo, las costas del golfo de México son afectadas en el verano y el otoño por huracanes que transitan de Sur a Norte y provocan vientos de muy altas velocidades. Al penetrar estos huracanes tierra adentro, pierden rápidamente su potencia; por tanto, la probabilidad de que se presenten vientos de muy altas velocidades es mucho menor en el interior del país que en las costas.

El flujo del aire en uno de estos fenómenos naturales no es uniforme: los gradientes de temperatura y la rugosidad de la superficie del terreno causan turbulencias. La figura 2.5 muestra un registro típico de la variación de velocidades instantáneas del viento con el tiempo. El modelo más usual para estudios analíticos distingue un componente estático, o sea aquella parte que puede considerarse actúa con velocidad media constante durante varios minutos, más una oscilación aleatoria que tiene periodos del orden de algunos segundos y que se denomina efecto de *ráfaga*.

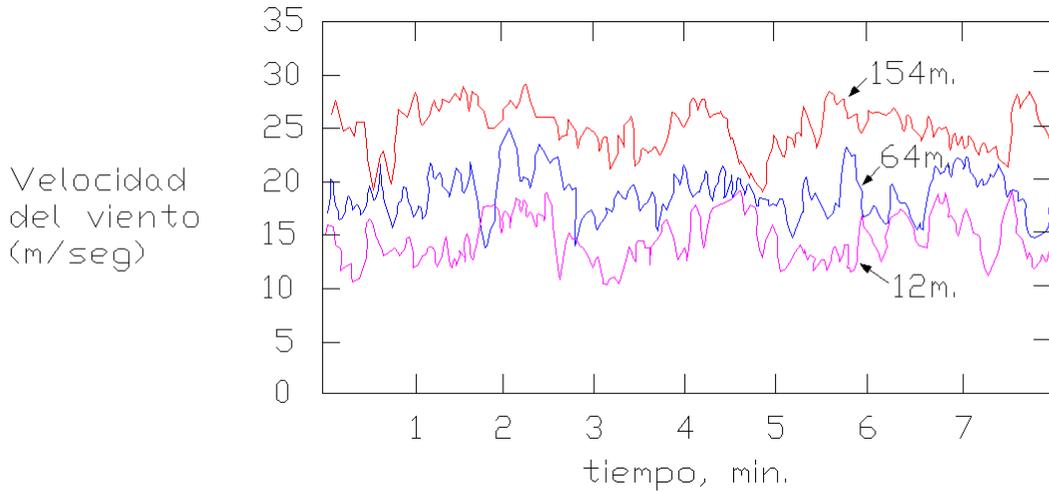


FIGURA 2.5 Registros de velocidades de viento a distintas alturas sobre el terreno. (Ref. 1)

En un huracán, u otro fenómeno meteorológico similar, el movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea prácticamente nula en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamada *velocidad gradiente*. La rapidez con que la velocidad crece con la altura y, por tanto, la altura a la que se alcanza la velocidad gradiente, dependen de la rugosidad de la superficie del terreno. Para un terreno muy liso, como en campo abierto con vegetación muy baja, el viento mantiene velocidad muy alta aun muy cerca de la superficie, mientras que en el centro de ciudades con edificaciones altas, la velocidad disminuye muy rápidamente desde una altura de varias decenas de metros, hasta la superficie del terreno.

La figura 2.6 muestra la variación de velocidad de viento con la altura, obtenida experimentalmente para distintas condiciones del terreno. Se aprecia que la velocidad gradiente se alcanza a una altura del orden de 250 m en campo abierto, mientras que en el centro de una ciudad se alcanza a cerca de 500 m.

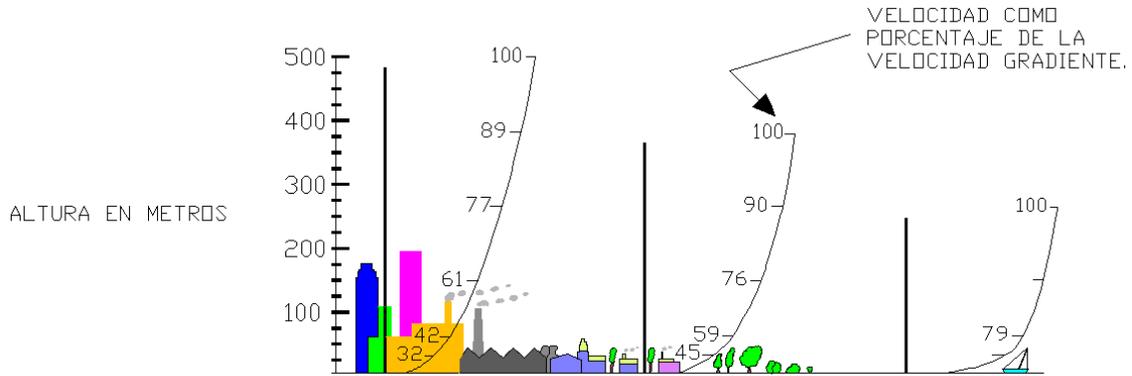


FIGURA 2.6 Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos de diferentes rugosidades. (Ref. 1)

Cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de *barlovento*, ejerciendo sobre ella un empuje (figura 2.7). En la cara opuesta, de *sotavento*, las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión. Los dos efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto. En las caras laterales se presenta una distribución de presiones que varía de empuje a succión según la geometría del objeto. En una sección como la de la figura 2.8, la succión del viento en la cara superior produce una fuerza resultante hacia arriba. Esta fuerza llamada de *sustentación* es importante en el diseño de secciones pequeñas y ligeras como los ángulos que forman las torres y armaduras. Su nombre se deriva de la terminología aeronáutica, ya que esta fuerza de sustentación sobre las alas es la que permite que los aviones se mantengan en el aire.

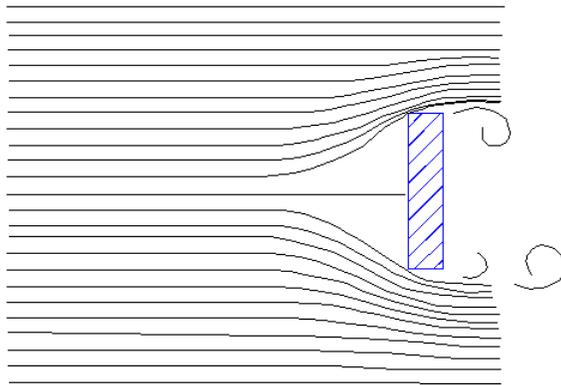


FIGURA 2.7 Flujo del aire alrededor de una placa. (Ref. 1)

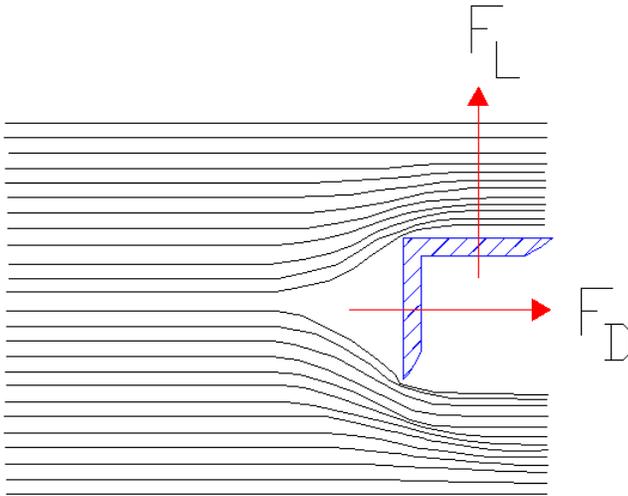


FIGURA 2.8 Fuerza de arrastre, F_D , y de sustentación, F_L , debidas al viento. (Ref. 1)

Como se ha visto en la figura 2.5, la velocidad del aire tiene fluctuaciones importantes de un instante a otro. Las estructuras de ingeniería civil tienen dimensiones apreciables. Por tanto, la velocidad del aire que está afectando en un instante dado a diferentes puntos de la estructura dependerá de velocidades originales en flujo libre distintas, ya que el aire emplea cierto tiempo en transitar a lo largo de toda la estructura. Para fines de la determinación de la fuerza total sobre una estructura de dimensiones usuales, no interesa, por consiguiente, la máxima velocidad que puede alcanzar el viento en un instante dado, sino el máximo promedio en un lapso suficiente para que la masa de aire pueda rodear la estructura.

Por ello los reglamentos definen la *velocidad de diseño* como promedio en un periodo del orden de algunos minutos, pero consideran factores de incremento para el diseño de elementos de dimensiones pequeñas. De esta forma, el efecto del viento se trata normalmente como un problema estático con consideraciones diferentes para el efecto global sobre la estructura completa y para el diseño local sobre elementos estructurales aislados o sobre componentes no estructurales de fachada o cubierta.

Como se ha dicho, la velocidad del viento presenta componentes importantes cuyas fluctuaciones con el tiempo dependen de la velocidad máxima del flujo, pero que para los vientos de interés tienen periodos superiores a 2 seg. Si el periodo natural de la estructura excede de ese límite inferior, algunos componentes de la fluctuación de la velocidad pueden entrar en sincronía con la vibración del edificio y producir amplitudes de deformación perjudiciales, sea porque incrementan las sollicitaciones en la estructura arriba de las

estáticas, sea porque molestan a los ocupantes de la construcción. La mayoría de las construcciones civiles tienen periodos naturales inferiores a los 2 seg. Son muchos, sin embargo, los casos donde se exceden estos valores y, especialmente en estructuras de bajo amortiguamiento, deben tomarse en cuenta las amplificaciones dinámicas. Algunos ejemplos son torres y edificios muy esbeltos, antenas y cubiertas colgantes.

La perturbación que los cuerpos ocasionan al flujo se manifiesta normalmente sólo por desviaciones de las trayectorias de las partículas dando lugar a presiones y succiones sobre el objeto. Para algunas formas geométricas particulares, la perturbación implica, además, la formación de vórtices que se generan periódicamente y en forma asimétrica, produciendo vibraciones en el cuerpo. En el ejemplo de la figura 2.9, en la zona de sotavento de la sección cilíndrica se producen vórtices, llamados de von Karman, que se generan alternadamente a cada lado del cuerpo y que se desplazan a lo largo de las líneas de flujo del aire. Al generarse cada vórtice, se produce una fuerza transversal a la dirección del vórtice y que tiene sentido opuesto para cada lado en que se generan los vórtices. El valor de la fuerza no es suficiente para producir efectos estáticos significativos. Produce, sin embargo, vibraciones en sentido transversal al flujo y si, para alguna velocidad del viento, se generan vórtices con un periodo similar al natural de vibración de la estructura, las vibraciones se van amplificando hasta generar fuerzas significativas.

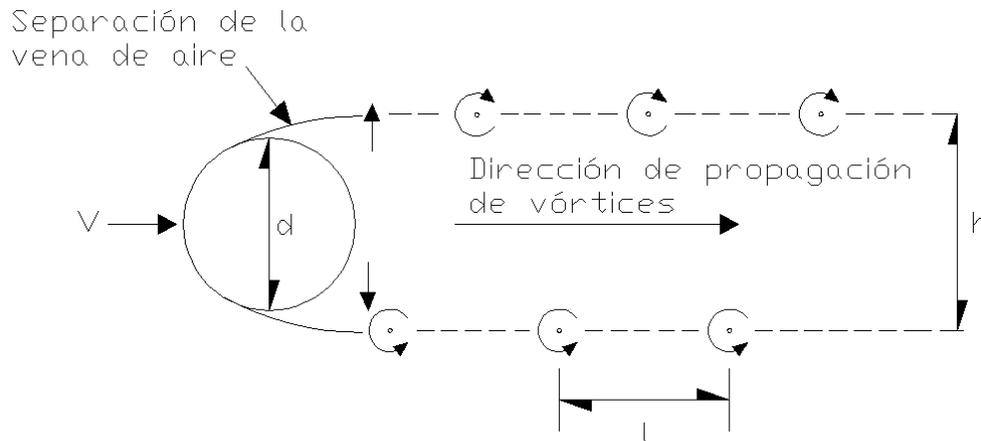


FIGURA 2.9 Formación de vórtices de von Karman alrededor de un cuerpo cilíndrico.
(Ref. 3)

Es importante que el proyectista sepa reconocer los problemas que el viento puede ocasionar en una estructura dada, para que considere en el diseño aquellos aspectos que puedan producir efectos significativos.

En los edificios de pocos pisos, los empujes laterales debidos al viento no suelen ser muy importantes y, si la estructura posee una mínima rigidez y resistencia ante cargas laterales, los efectos del viento no llegan a regir el diseño, excepto en zonas donde las velocidades de viento de diseño sean muy altas. En edificios altos, los empujes de viento se hacen considerables y las fuerzas internas por este efecto rigen el dimensionamiento de los elementos de la estructura principal, a menos que resulten todavía más críticos los efectos de sismos.

El viento es una acción crítica en el diseño de porciones de la construcción que son muy ligeras y tienen grandes áreas expuestas a su acción, como las cubiertas y fachadas de naves industriales y las estructuras para anuncios y señales. En todos los casos anteriores la acción estática del viento es la que domina y el problema puede atacarse en forma relativamente sencilla.

Estructuras donde el viento requiere un tratamiento más refinado que incluye la consideración de sus aspectos dinámicos, son en general las muy flexibles y especialmente las expuestas a la generación de vórtices de von Karman. Entre éstas destacan las chimeneas y torres de enfriamiento, los puentes colgantes o atirantados, las cubiertas colgantes, las líneas de transmisión, las antenas y las torres de microondas.

Para un edificio de paredes cerradas, la trayectoria de las líneas de flujo del aire se muestra en la figura 2.10. De ella se deduce que el viento produce un empuje sobre la cara de barlovento y succiones en la cara de sotavento y en el techo. En techos inclinados, si la pendiente es muy grande llega a generarse empuje en la cara de barlovento del techo. La figura 2.11 muestra la distribución de presiones medida en un modelo de edificio de geometría similar al anterior sujeto en túnel de viento a una velocidad constante del aire. Se aprecia que no se comete un error excesivo si se supone constante la presión en cada una de las dos caras normales a la dirección del flujo, lo que permite especificar un factor de forma constante para la cara de barlovento y otro para la de sotavento. En las caras laterales y en el techo se presentan succiones muy altas en las zonas adyacentes a la cara de barlovento y valores mucho menores en zonas más alejadas de esta cara.

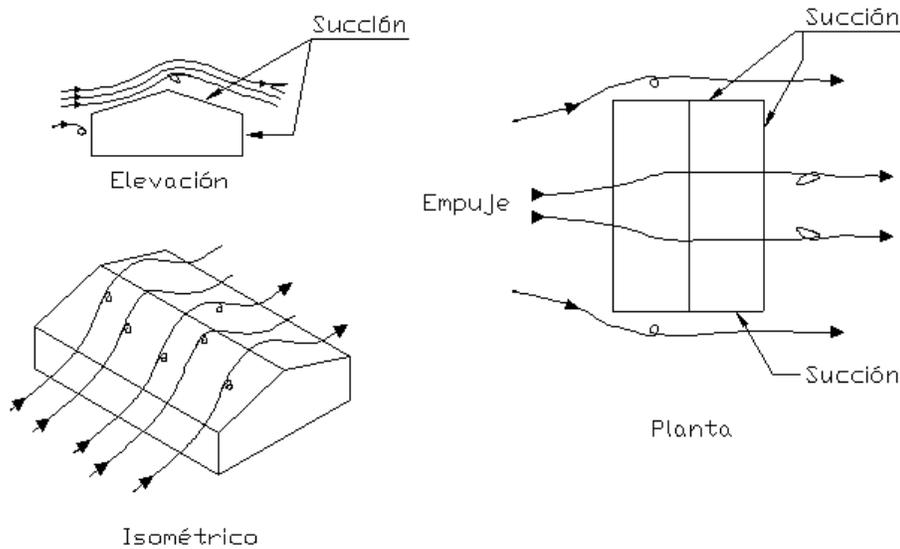


FIGURA 2.10 Flujo del aire alrededor de una construcción. (Ref. 1)

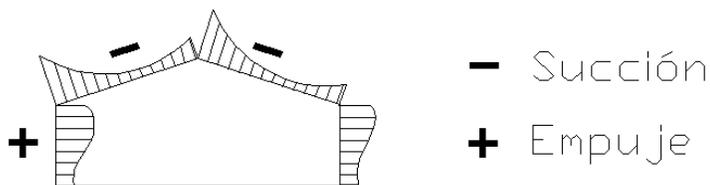


FIGURA 2.11 Distribución de presiones en una construcción, determinada en túnel de viento. (Ref. 1)

2.5 Procedimientos de diseño por viento.

Los métodos especificados por los códigos para el diseño por viento se derivan de los conceptos generales expuestos anteriormente. La diversidad de formas geométricas y de problemas específicos hace necesario un gran número de requisitos detallados que no es posible incluir y explicar en esta tesis, por lo que solo se presentarán las recomendaciones para el caso dado. Un reglamento muy completo sobre este tema son las normas ANSI-A, aunque los procedimientos allí especificados parecen excesivamente elaborados y laboriosos para la mayoría de los casos comunes. El procedimiento que se expondrá aquí será el basado en el Manual de CFE.

El efecto del viento debe analizarse en relación con las fuerzas que se inducen sobre el sistema principal de la estructura y que, por tanto, afectan la estabilidad global de ésta,

pero también deben analizarse los efectos locales en elementos estructurales aislados y en elementos no estructurales, tanto en el exterior como en el interior de la construcción. El viento puede actuar en cualquier dirección, en general, y debe investigarse cual es la dirección que produce efectos más desfavorables en la estructura. En edificios regulares y en otras estructuras comunes es suficiente revisar en forma independiente la acción del viento en dos direcciones ortogonales que coinciden con los ejes principales del sistema estructural.

2.6 Procedimientos para determinar las acciones por viento.

A fin de evaluar las fuerzas provocadas por la acción del viento, se proponen principalmente dos procedimientos. El primero, referido como análisis estático, se empleará cuando se trate de estructuras o elementos estructurales suficientemente rígidos, que no sean sensibles a los efectos dinámicos del viento. En caso contrario, deberá utilizarse el segundo procedimiento llamado análisis dinámico, en el cual se afirma que una construcción o elemento estructural es sensible a los efectos dinámicos del viento cuando se presentan fuerzas importantes provenientes de la interacción dinámica entre el viento y la estructura.

Un tercer procedimiento para evaluar la acción del viento sobre las construcciones consiste en llevar a cabo pruebas experimentales de modelos en túnel de viento. Estas pruebas deben realizarse cuando se desee conocer la respuesta dinámica de estructuras cuya geometría sea marcadamente diferente de las formas comunes para las cuales existe información disponible en los reglamentos o en la literatura. También se aconsejan cuando es necesario calcular coeficientes de presión para diseñar recubrimientos de estructuras que tengan una forma poco común.

2.7 Análisis Estático.

Los empujes medios que se evalúan con este procedimiento son aplicables al diseño de las estructuras pertenecientes al Tipo 1.

2.7.1 Limitaciones.

El método estático solo puede utilizarse para diseñar estructuras o elementos estructurales poco sensibles a la acción turbulenta del viento. Esta condición se satisface cuando:

- a) La relación $H/D \leq 5$, en donde H es la altura de la construcción y D es la dimensión mínima de la base, y

- b) El periodo fundamental de la estructura es menor o igual que un segundo.

Para el caso de construcciones cerradas, techos aislados y toldos y cubiertas adyacentes, no es necesario calcular su periodo fundamental cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- a) La altura total de la construcción, H , es menor o igual que 15 metros.
- b) La planta de la estructura es rectangular o formada por una combinación de rectángulos.
- c) La relación H/D es menor que cuatro para construcciones cerradas y menor que uno para techos aislados; para toldos y cubiertas adyacentes en voladizo, el claro no debe ser mayor que 5m.
- d) Para construcciones cerradas y techos aislados, la pendiente de sus techos – inclinados o a dos aguas- no debe exceder los 20° , y en techos de claros múltiples deberá ser menor que 60° ; para toldos y cubiertas adyacentes, la pendiente no será mayor que 5° .

2.7.2 Clasificación de las estructuras según su importancia.

La seguridad necesaria para que una construcción dada cumpla adecuadamente con las funciones para las que se ha destinado puede establecerse a partir de niveles de importancia o de seguridad. En la práctica, dichos niveles se asocian con velocidades del viento que tengan una probabilidad de ser excedidas y a partir de ésta se evalúa la magnitud de las solicitaciones de diseño debidas al viento.

Atendiendo al grado de seguridad aconsejable para una estructura, las construcciones se clasifican según los grupos que se indican a continuación:

Grupo A

Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad elevado. Pertenecen a este grupo aquellas que en caso de fallar causarían la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos. Ejemplos de este grupo son las construcciones cuya falla impida la operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares. Del mismo modo pueden considerarse los locales, las cubiertas y los paraguas que protejan equipo especialmente costoso, y las áreas de reunión que puedan alojar a más de doscientas personas, tales como salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones.

Algunos ejemplos son:

- + Chimeneas.
- + Subestaciones eléctricas.
- + Torres y postes de líneas de transmisión.
- + Centrales telefónicas.
- + Puentes.
- + Estaciones terminales de transporte.
- + Estaciones de bomberos.
- + Hospitales.
- + Escuelas, estadios, templos y museos.

Grupo B

Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. Se encuentran dentro de este grupo aquellas que en caso de fallar, representan un bajo riesgo de pérdida de vidas humanas y que ocasionarían daños materiales de magnitud intermedia. Este es el caso de:

- + Plantas industriales.
- + Bodegas ordinarias.
- + Gasolineras.
- + Comercios.
- + Restaurantes.
- + Casas para habitación.
- + Viviendas.
- + Edificios de apartamentos u oficinas.
- + Hoteles.
- + Bardas cuya altura sea mayor que 2.5m y todas las construcciones cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras de esta clasificación o de la anterior.

Grupo C

Estructuras para las que se recomienda un bajo grado de seguridad. Son aquellas cuya falla no implica graves consecuencias, ni puede causar daños a construcciones de los grupos A y B. Abarca, por ejemplo:

- + Bodegas provisionales.
- + Cimbras.
- + Carteles.

- + Muros aislados y bardas con altura no mayor que 2.5m.
- + Recubrimientos, tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de las fachadas de las construcciones.

2.7.3 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento.

De acuerdo con su sensibilidad ante los efectos de ráfagas del viento y a su correspondiente respuesta dinámica, las construcciones se clasifican en 4 tipos.

Con base en esta clasificación podrá seleccionarse el método para obtener las cargas de diseño por viento sobre las estructuras y la determinación de efectos dinámicos suplementarios si es el caso.

Tipo 1

Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Abarca todas aquéllas en las que la relación de aspecto λ , (definida como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual a cinco y cuyo periodo natural de vibración es menor o igual a un segundo. Pertenecen a este tipo, por ejemplo:

- + La mayoría de los edificios para habitación u oficinas.
- + Bodegas.
- + Naves industriales.
- + Teatros y auditorios.
- + Puentes cortos.
- + Viaductos.

Tipo 2

Estructuras que por su alta relación de aspecto o las dimensiones reducidas de su sección transversal son especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración (entre 1 y 5 segundos) y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento. Dentro de este tipo se cuentan los edificios con relación de aspecto, λ , mayor que cinco o con periodo fundamental mayor que un segundo. Se incluyen también, por ejemplo:

- + Las torres de celosía atirantadas y las autosoportadas para líneas de transmisión.
- + Chimeneas.
- + Tanques elevados.

- + Antenas.
- + Bardas.
- + Parapetos.
- + Anuncios.

Tipo 3

Estas estructuras, además de reunir todas las características de las del Tipo 2, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento provocadas por la aparición periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento. En este tipo se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como:

- + Chimeneas.
- + Tuberías exteriores o elevadas.
- + Arbotantes para iluminación.
- + Postes de distribución y cables de líneas de transmisión.

Tipo 4

Estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las formas aerodinámicamente inestables como son los cables de las líneas de transmisión -cuya sección transversal se ve modificada de manera desfavorable en zonas sometidas a heladas-, las tuberías colgantes y las antenas parabólicas.

2.7.4 Determinación de la velocidad de diseño, V_D

La velocidad de diseño, V_D , es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma.

La velocidad de diseño, en km/h, se obtendrá de acuerdo con la ecuación:

$$V_D = F_T F_\alpha V_R$$

en donde:

- F_T es el factor que depende de la topografía del sitio, adimensional.
- F_α el factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura, adimensional.
- V_R es la velocidad regional que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

2.7.5 Categorías de terrenos y clases de estructuras.

Tanto en el procedimiento de análisis estático como en el dinámico intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales del sitio en donde se desplantará la construcción, así como del tamaño de ésta. Por tanto, afín de evaluar correctamente dichos factores, es necesario establecer clasificaciones de carácter práctico. En la tabla 2.1 se consignan cuatro categorías de terrenos atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante. La tabla 2.2 divide a las estructuras y a los elementos que forman parte de ellas en tres clases, de acuerdo con su tamaño.

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones	Franjas costeras planas, zonas de pantanos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor. Superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 metros o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivos o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones tienen alturas de 1.5 a 10 m, en una longitud mínima de 1500 m.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5 m. la longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la construcción.

TABLA 2.1 Categoría del terreno según su rugosidad. (Ref. 3)

Clase	Descripción
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventanerías y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Asimismo, todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea menor que 20 metros.
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 metros.
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 metros.

TABLA 2.2 Clase de estructura según su tamaño. (Ref. 3)

2.7.6 Velocidad regional V_R

La velocidad regional del viento, V_R , es la máxima velocidad media probable de presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del país.

Hay mapas de isotacas que se incluyen en el manual de diseño de obras civiles de CFE con diferentes periodos de retorno, dicha velocidad se refiere a condiciones homogéneas que corresponden a una altura de 10 metros sobre la superficie del suelo en terreno plano; es decir, no considera las características de rugosidad locales del terreno ni la topografía específica del sitio.

La velocidad regional, V_R , se determina tomando en consideración tanto la localización geográfica del sitio de desplante de la estructura como su destino.

La importancia de las estructuras dictamina los periodos de recurrencia que deberán considerarse para el diseño por viento; de esta manera, los Grupos A, B y C se asocian con los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, respectivamente.

A continuación se presenta la tabla 2.3 con las principales ciudades del país y sus correspondientes velocidades regionales para diferentes periodos de retorno.

Ciudad	Núm. Obs.	Velocidades (km/h)				
		V10	V50	V100	V200	V2000
Acapulco, Gro.	12002	129	162	172	181	209
Aguascalientes, Ags.	1001	118	141	151	160	189
Campeche, Camp.	4003	98	132	146	159	195
Cd. Guzmán, Jal.	14030	101	120	126	132	155
Cd. Juárez, Chih.		116	144	152	158	171
Cd. Obregón, Son.	26020	147	169	177	186	211
Cd. Victoria, Tamps.	28165	135	170	184	197	235
Coatzacoalcos, Ver.	30027	117	130	137	145	180
Colima, Col.	6006	105	128	138	147	174
Colotlán, Jal.	14032	131	148	155	161	178
Comitán, Chis.	7025	72	99	112	124	160
Cozumel, Q. Roo	23005	124	158	173	185	213
* Cuernavaca, Mor.	17726	93	108	114	120	139
Culiacán, Sin.	25014	94	118	128	140	165
Chapingo, Edo. Méx.	15021	91	110	118	126	150
Chetumal, Q. Roo	23006	119	150	161	180	220
Chihuahua, Chih.	8040	122	136	142	147	165
Chilpancingo, Gro.	12033	109	120	127	131	144
Durango, Dgo.	10017	106	117	122	126	140
Ensenada, B. C.	2025	100	148	170	190	247
Guadalajara, Jal.	14065	146	164	170	176	192
Guanajuato, Gto.	11024	127	140	144	148	158
*Guaymas, Son.	26039	130	160	174	190	237
Hermosillo, Son.	26040	122	151	164	179	228
Jalapa, Ver.	30075	118	137	145	152	180
La Paz, B.C.	3026	135	171	182	200	227
Lagos de Moreno, Jal.	14083	118	130	135	141	157
*León, Gto.	11025	127	140	144	148	157
Manzanillo, Col.	6018	110	158	177	195	240
Mazatlán, Sin.	25062	145	213	225	240	277
Mérida, Yuc.	31019	122	156	174	186	214
*Mexicali, B.C.		100	149	170	190	240
México, D.F.	9048	98	115	120	129	150
*Monclava, Coah.	5019	123	145	151	159	184
Monterrey, N. L.	19052	123	143	151	158	182
Morelia, Mich.	16080	79	92	97	102	114
Nvo. Casas Gdes, Chih.	8107	117	134	141	148	169
Oaxaca, Oax.	20078	104	114	120	122	140
Orizaba, Ver.	30120	126	153	163	172	198
Pachuca, Hgo.	13022	117	128	133	137	148
*Parral de Hgo., Chih.		121	141	149	157	181
Piedras Negras, Coah.	5025	137	155	161	168	188
Progreso, Yuc.	31023	103	163	181	198	240
Puebla, Pue.	21120	93	106	112	117	132
Puerto Cortés, B. C.	3046	129	155	164	172	196
*Puerto Vallarta, Jal.	14116	108	146	159	171	203
Querétaro, Qro.	22013	103	118	124	131	147
Salina Cruz, Oax.	20100	109	126	135	146	182
Saltillo, Coah.	5034	111	124	133	142	156
S. C. de las Casas, Chis.	7144	75	92	100	105	126
S. Luis Potosí, SLP.	24070	126	141	147	153	169
S. la Marina, Tamps.	28092	130	167	185	204	252
Tampico, Tamps.	28110	129	160	177	193	238
Tamuín, SLP.	24140	121	138	145	155	172
Tapachula, Chis.	7164	90	111	121	132	167
Tepic, Nay.	18039	84	102	108	115	134
Tlaxcala, Tlax.	29031	87	102	108	113	131
Toluca, Edo. Méx.	15126	81	93	97	102	115
Torreón, Coah.	5040	136	168	180	193	229
Tulancingo, Hgo.	13041	92	106	110	116	130
Tuxpan, Ver.	30190	122	151	161	172	204
*Tuxtla Gutz., Chis.	7165	90	106	110	120	141
Valladolid, Yuc.	31036	100	163	180	198	240
Veracruz, Ver.	30192	150	175	185	194	222
*Villahermosa, Tab.	27083	114	127	132	138	151

Nota:

(*) En estas ciudades no existen o son escasos, los registros de velocidades de viento, por lo que éstas se obtuvieron de los mapas de isotacas.

TABLA 2.3 Velocidades regionales de las ciudades más importantes. (Ref. 3)

2.7.7 Factor de Exposición, F_α

El coeficiente F_α refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura Z . Asimismo, considera el tamaño de la construcción o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición.

El factor de exposición se calcula con la siguiente expresión:

$$F_\alpha = F_C F_{rz}$$

en donde:

F_C es el factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, adimensional, y F_{rz} es el factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, adimensional.

2.7.8 Factor de tamaño, F_C

El factor de tamaño, F_C , es el que toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción de dimensiones dadas. Considerando la clasificación de las estructuras según su tamaño, este factor puede determinarse de acuerdo con la tabla 2.4.

Clase de estructura	F_C
A	1.0
B	0.95
C	0.90

TABLA 2.4 Factor de tamaño, F_C (Ref. 3)

2.7.9 Factor de rugosidad y altura, F_{rz}

El factor de rugosidad y altura, F_{rz} , establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z . Dicha variación está en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción.

Se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } Z \leq 10$$

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } 10 < Z < \delta$$

$$F_{rz} = 1.56 \quad \text{si } Z \geq \delta$$

en donde:

δ es la altura, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente.

α el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno y del tamaño de la construcción. En la tabla 2.5 se consignan los valores que se aconsejan para estos coeficientes.

Categoría de terreno	α			δ (m)
	Clase de estructura			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

TABLA 2.5 Valores de α y δ (Ref. 3)

2.7.10 Factor de Topografía, F_T

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Así, por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones del flujo del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional.

En la tabla 2.6 se muestran los valores que se recomiendan con base en la experiencia para el factor de topografía, de acuerdo con las características topográficas del sitio.

Sitios	Topografía	F_T
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.8
	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%.	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	Climas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.2

TABLA 2.6 Factor de topografía local, F_T (Ref. 3)

2.7.11 Presión dinámica de base, q_z

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre superficie que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él se denomina comúnmente *presión dinámica de base* y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048GV_D^2$$

en donde:

- G es el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.
- V_D la velocidad de diseño, en km/h.
- q_z la presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en kg/m^2 .

El factor de 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor de G se obtiene de la expresión:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau}$$

en donde:

- Ω es la presión barométrica, en mm de Hg, y
- τ la temperatura ambiental en $^{\circ}\text{C}$.

En la tabla 2.7 se presenta la relación entre los valores de la altitud, h_m , en metros sobre el nivel del mar, msnm, y la presión barométrica, Ω .

Altitud (msnm)	Presión barométrica (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

TABLA 2.7 Relación entre la altitud y la presión barométrica. (Ref. 3)

La presión actuante sobre una construcción determinada, p_z , en kg/m^2 , se tiene tomando en cuenta principalmente su forma y está dada, de manera general, por la ecuación:

$$p_z = C_p q_z$$

En donde el coeficiente C_p se denomina coeficiente de presión y es adimensional.

Los valores de los coeficientes de presión para diversas formas estructurales y el cálculo de las presiones globales y locales importantes, se especifican en el Manual de Construcciones Civiles de CFE.

2.8 Reglamentos de diseño.

Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. Se sabe que el grado de protección que puede lograrse no es absoluto, sino que debe ser óptimo en el sentido de que sea congruente con las consecuencias de las posibles fallas y con el costo de incrementar la seguridad. Objetivos similares deben tener otros documentos como las especificaciones, normas y recomendaciones, los cuales aunque no siempre tienen valor legal, tienden a cumplir con tales objetivos.

Los reglamentos generalmente son elaborados por comités formados por grupos de especialistas en la materia y revisados por personas e instituciones interesadas, como los representantes de los constructores, de los productores de materiales de construcción, de las asociaciones de profesionales, de los centros de investigación y de las autoridades competentes. Un reglamento refleja, por tanto, los puntos de vista de los redactores y el estado del conocimiento en el momento de su elaboración. El enfoque y los criterios de diseño adoptados por las normas relativas a distintos materiales y tipos de estructuras deberían ser similares. Sin embargo no sucede así con frecuencia, porque la práctica y la tradición relativas a distintos materiales son diferentes y los comités encargados de cada aspecto están integrados por personas con formación y experiencia distintas.

Hay mucha controversia acerca de si un reglamento debe limitarse a fijar requisitos generales de seguridad y de funcionamiento dejando amplia libertad al proyectista respecto a la manera de cumplir con dichos requisitos, o si, por el contrario, debe describir en forma detallada los procedimientos que deben seguirse para lograr el nivel de seguridad deseado. Las normas o reglamentos que tienen el primer enfoque se llaman reglamentos funcionales, o de requisitos de comportamiento, y los que siguen la segunda línea se llaman reglamentos prescriptivos. Los reglamentos funcionales parecen más racionales y, permitiendo más libertad a los proyectistas, fomentan la innovación. Su principal defecto reside en la dificultad de comprobar que un diseño realmente cumple con los requisitos de comportamiento establecidos. Los reglamentos prescriptivos son más rígidos y obligan a fijar una larga lista de requisitos para poder cubrir el mayor número de casos que puedan presentarse, pero tienen la ventaja de que el proyectista cuenta con un camino claro y ya aprobado para demostrar que su diseño cumple con los requisitos establecidos.

En su mayoría los reglamentos existentes son de tipo prescriptivo, aunque comienzan a aparecer algunos de tipo funcional.

Probablemente, la solución más conveniente sea que los principios y reglas generales obligatorios sean de tipo funcional, pero que éstos estén acompañados por documentos auxiliares que incluyan reglas prescriptivas que no sean obligatorias, de manera que el proyectista que la siga tenga la garantía de estar cumpliendo con los requisitos generales, mientras que el innovador o aquel que se enfrente a un problema claramente atípico tenga la libertad de elegir el método de diseño que considere más adecuado, aunque deba después demostrar fehacientemente que el proyecto final cumple con los requisitos.

Del sin número de reglamentos de diseño estructural que existen, la mayoría se refiere al diseño de estructuras especiales (puentes, tuberías, etc.) o son particulares de algún material (concreto, acero, madera, mampostería). Algunos son de alcance más general y tienden a establecer criterios unificados de diseño para las diferentes estructuras y materiales.

En México la reglamentación más actualizada y la que sirve de modelo para las de otros estados, es la del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

2.9 Diseño estructural en acero.

2.9.1 Ventajas del acero como material estructural.

Una persona que viaja por el mundo podría concluir que el acero es el material estructural perfecto; vería un sinnúmero de puentes, edificios, torres y otras estructuras de acero.



FIGURA 2.12 Edificio de acero estructural.



FIGURA 2.13 Nave Industrial construida de acero estructural.

¿Qué es el acero?

El acero es una aleación que consiste principalmente en hierro (más de 98%). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia aumentan con el porcentaje de carbono pero desafortunadamente el acero resultante es más frágil y su soldabilidad se ve afectada.

Una menor cantidad de carbono hará al acero más suave y dúctil, pero también más débil. La adición de cromo, silicio y níquel dan como resultado aceros con resistencias mucho mayores. Esos aceros son apreciablemente más caros y más difíciles de fabricar.

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. Estas y otras ventajas del acero estructural las veremos a continuación.

Alta resistencia.

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con malas condiciones en la cimentación.

Uniformidad.

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

Elasticidad.

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

Durabilidad.

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

Ductilidad.

La *ductilidad* es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

Tenacidad.

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen *resistencia* y *ductilidad*. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aún capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y

montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente.

“La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad”.

Ampliaciones de estructuras existentes.

Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adiciones. Se pueden añadir nuevas crujías e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes, y los puentes de acero con frecuencia pueden ampliarse.

Propiedades diversas.

Otras ventajas importantes del acero estructural son:

- a) gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura y los tornillos.
- b) Posibilidad de prefabricar los miembros.
- c) Rapidez de montaje
- d) Gran capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas.
- e) Resistencia a la fatiga.
- f) Reuso posible después de desmontar una estructura
- g) Posibilidad de venderlo como chatarra aunque no pueda utilizarse en su forma presente.

2.9.2 Desventajas del acero como material estructural.

En general, el acero tiene las siguientes desventajas.

Costo de mantenimiento.

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

Costo de la protección contra el fuego.

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios en edificios vacíos, en los que el único material combustible era el mismo edificio. 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 edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse con materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos del código de construcción de la localidad en que se halle.

Susceptibilidad al pandeo.

Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Como ya se dijo, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, sólo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

Fatiga.

Otra característica inconveniente del acero es que 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. (Se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones.) En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzos variables que cierto número límite.

Fractura frágil.

Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y presentarse una fractura frágil en lugares con concentración de esfuerzos. Las cargas que generan fatiga junto con temperaturas muy bajas, agravan la situación.

2.9.3 Perfiles de acero.

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T y [tienen esta propiedad.

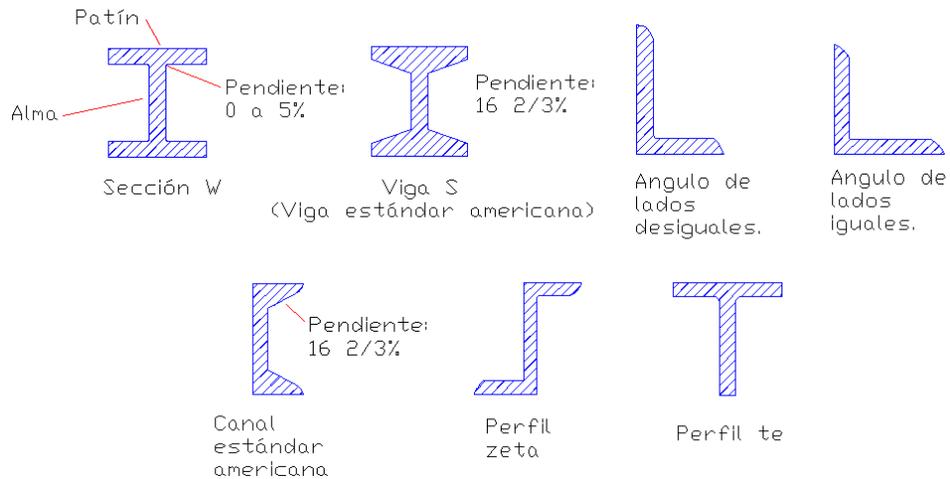


FIGURA 2.14 Perfiles laminados de acero. (Ref. 2)

Por lo general, los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. Por ejemplo, se tienen perfiles en ángulo, tes, zetas y placas. Sin embargo, es necesario hacer una clara distinción entre las vigas estándar americanas (llamadas vigas S) y las vigas de patín ancho (llamadas vigas W) ya que ambas tienen forma de I.

La superficie interna del patín de una sección W es paralela a la superficie externa, o bien, casi paralela con una pendiente máxima de 1 a 20 en el interior, dependiendo del fabricante.

Las vigas S, que fueron los primeros perfiles de vigas laminadas en los Estados Unidos, tienen un pendiente de 1 a 6 en el interior de sus patines. Debe notarse que los espesores constantes o casi constantes de los patines de las vigas W, a diferencia de los patines ahusados de las vigas S, facilitan las conexiones. Las vigas de patín ancho representan hoy en día casi el 50% de todos los perfiles estructurales laminados. Los perfiles W y S se muestran en la figura 2.14 junto con otros perfiles comunes de acero.

2.9.4 Aceros estructurales modernos.

Las propiedades del acero pueden cambiarse 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 denominará *acero aleado*.

Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeños. Por ejemplo, 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%.

Las propiedades del acero para las cuales la composición química del mismo son de suma importancia son:

- Soldabilidad.
- La resistencia a la corrosión.
- La resistencia a la Fractura.

“El carbono presente en el acero incrementa su dureza y resistencia, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad igual que lo hacen el fósforo y el azufre”

Tal vez el 50% del acero estructural usado en la industria es un acero al carbono designado A36, pero existen muchos otros aceros y su demanda está aumentando rápidamente.

El acero A572, se usa actualmente tanto como el A36, el cual es superior en resistencia.

Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM. (American Society for Testing and Materials)

- a) Los aceros de propósito general (A36)
- b) Los aceros estructurales al carbono (A529)
- c) Los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A441 y A572)
- d) Los aceros estructurales de alta resistencia , baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588)

El acero A36 con un esfuerzo de fluencia de 36 klb/plg² es adecuado para construcciones de edificios atornillados, soldados o incluso remachados.

2.9.5 Conexiones en Edificios.

2.9.5.1 Selección del tipo de conector.

En las especificaciones de acero actuales se permiten 4 tipos de sujetadores para conexiones entre vigas y entre vigas y columnas, estos son:

- La soldadura.
- Los tornillos estructurales comunes.
- Los tornillos de alta resistencia.
- Los remaches.

La selección del tipo de sujetador o sujetadores que deben usarse para una estructura específica, implica la consideración de muchos factores entre los cuales cabe mencionar:

- a) Requisitos de códigos locales de construcción.
- b) Economía relativa.
- c) Preferencias del proyectista.
- d) Disponibilidad de buenos soldadores o remachadores.
- e) Condiciones de carga
- f) Preferencias del fabricante y equipo disponible.

Es imposible dar un conjunto definido de reglas para seleccionar el mejor tipo de sujetador para una estructura dada cualquiera. Sin embargo, se puede hacer una serie de observaciones generales que ayuden a tomar una decisión:

1.- Los tornillos estructurales comunes resultan económicos para estructuras ligeras sometidas a cargas estáticas pequeñas y para miembros secundarios (largueros, largueros de pared, etc.) de estructuras pesadas.

2.- El atornillado en campo es muy rápido y requiere menos mano de obra especializada que la soldadura o el remachado. Sin embargo el costo de los tornillos de alta resistencia es un poco alto.

3.- Si a la larga se tiene que desmontar la estructura, probablemente la soldadura no deba considerarse, dejando el campo abierto a los tornillos.

4.- Cuando se tienen cargas de fatiga, los tornillos de alta resistencia completamente tensados y la soldadura ofrecen un comportamiento muy bueno.

5.- La soldadura requiere la menor cantidad de acero, contribuye al mejor aspecto de las juntas y tiene la mayor amplitud de aplicaciones para los diferentes tipos de conexiones.

2.9.5.2 Tipos de conexiones para vigas.

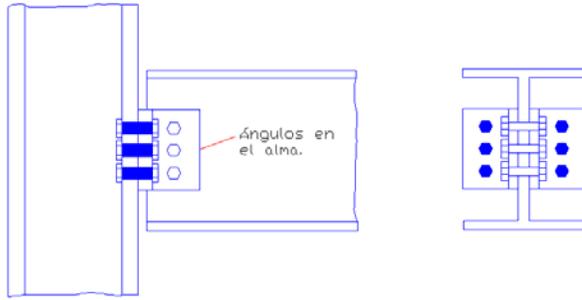
Según sus características de rotación bajo carga, las conexiones se pueden clasificar de la siguiente manera:

- a) Rígidas.
- b) Simples.
- c) Semirrígidas.

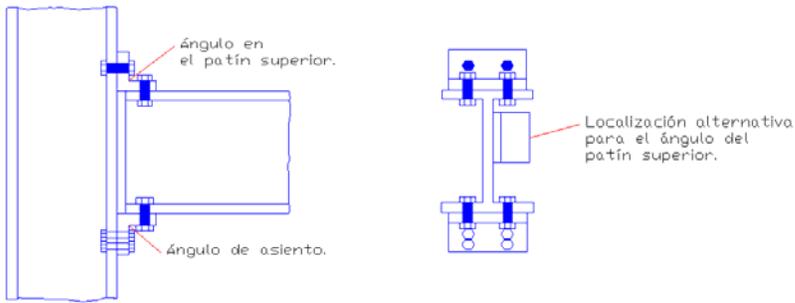
Una conexión que no gira en absoluto o tiene resistencia total al momento es una *conexión rígida*, mientras que una conexión completamente flexible que gira libremente sin resistencia al momento es una *conexión simple*. Una conexión semirrígida tiene una resistencia intermedia entre las rígidas y las simples.

Las *conexiones simples* son muy flexibles y se supone que permiten girar a los extremos de la viga hacia abajo cuando están cargadas, como sucede con las vigas simplemente apoyadas. Aunque las conexiones simples tienen cierta resistencia al momento (o resistencia a la rotación del extremo), se supone que ésta es insignificante, y se consideran capaces de resistir solamente fuerza cortante.

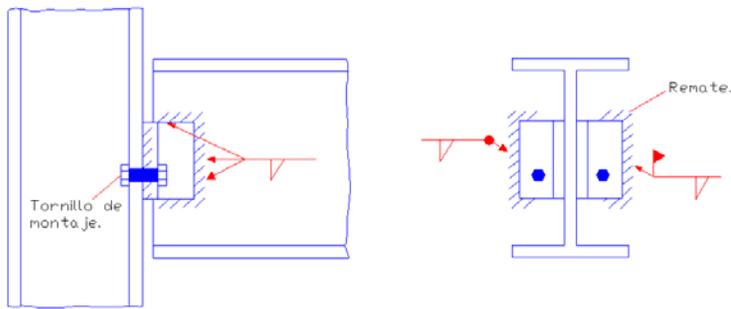
En la figura 2.15 se muestran algunos tipos de conexiones simples. En esta figura, cada conexión se muestra como si se hubiese realizado en su totalidad con el mismo medio de unión, en tanto que en la práctica real se usan con frecuencia dos tipos de unión diferentes. Por ejemplo, una práctica muy común es soldar en taller los ángulos al alma de la viga y atornillarlos en la obra a la columna o la trabe.



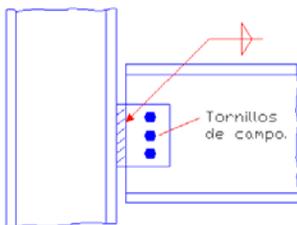
(a) Conexión simple.



(b) Conexión simple de asiento.



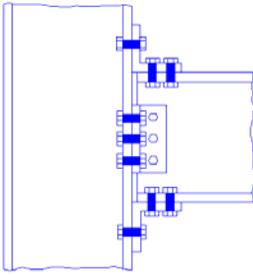
(c) Conexión simple.



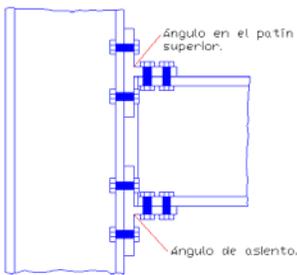
(d) Conexión simple con una sola placa.

FIGURA 2.15 Algunas conexiones simples. (Ref. 2)

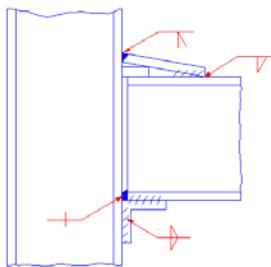
Las *conexiones semirrígidas* son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación del extremo, desarrollando así momentos de extremo de consideración. En la práctica de diseño es muy común que el proyectista, para simplificar el análisis, considere todas estas conexiones como simples o rígidas sin considerar situaciones intermedias. Si hiciera esa consideración para una conexión verdaderamente semirrígida, pasaría por alto una oportunidad de reducir momentos en forma apreciable. En la figura 2.16 se muestran diversos tipos de conexiones semirrígidas.



(a) Ángulos en el alma con ángulo de asiento y ángulo en el patín superior.



(b) Conexión con una te estructural.



(c) Conexión soldada.

FIGURA 2.16 Algunas conexiones semirrígidas. Estas pueden convertirse en rígidas si se usan atiesadores en el alma de la columna. (*Ref. 2*)

Las *conexiones rígidas* son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren el 100% del momento al empotramiento. Las conexiones de este tipo pueden usarse para edificios altos en los que la resistencia al viento se desarrolla proporcionando continuidad entre los miembros de la estructura del edificio.

En la figura 2.17 se muestran varios tipos de conexiones tipo rígido que proporcionan una restricción casi del 100%. Los atiesadores en las almas de las columnas se requieren en algunas de esas conexiones para proporcionar suficiente resistencia a la rotación.

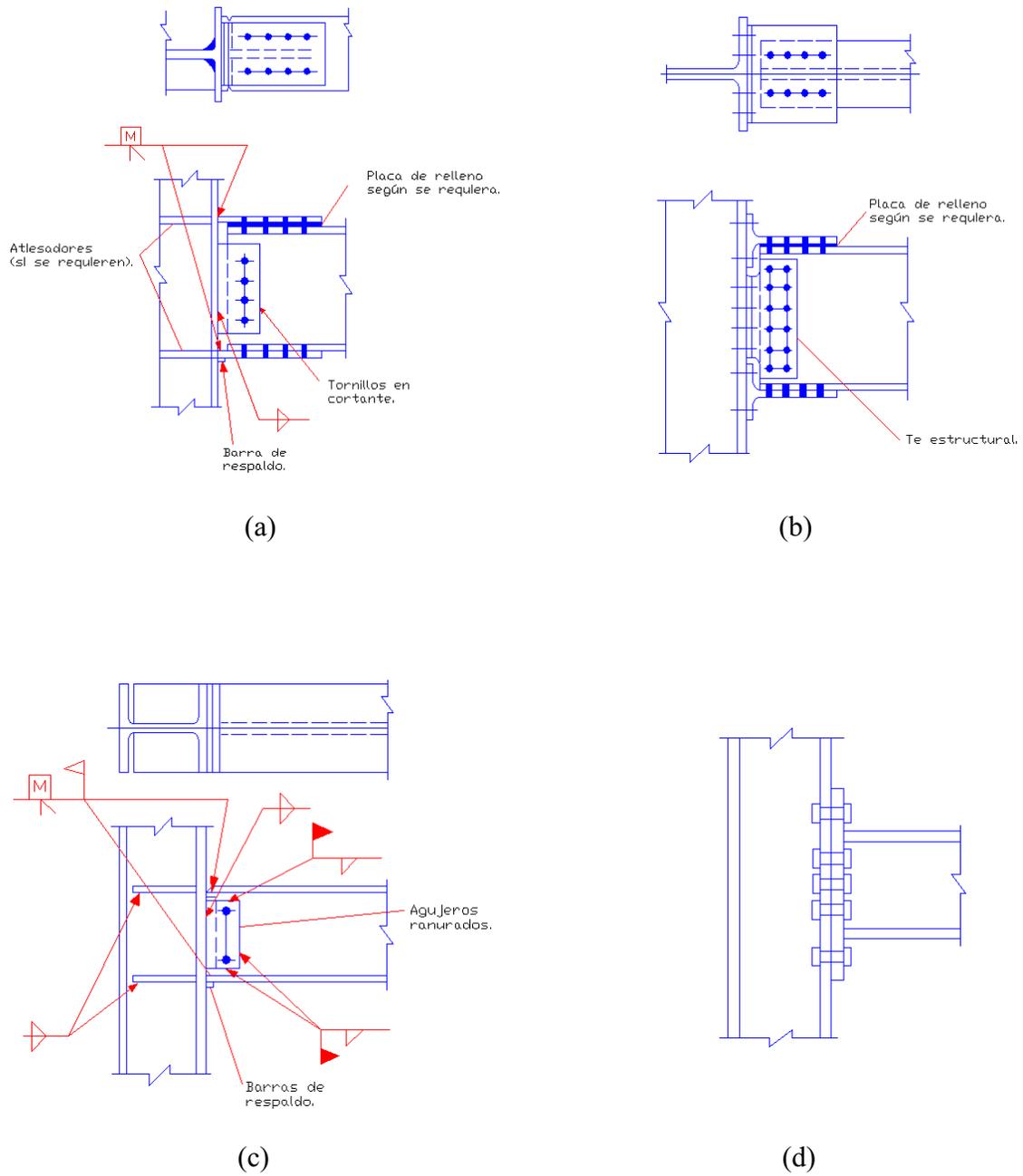


FIGURA 2.17 Conexiones resistentes a momento. (Ref. 2)

La conexión mostrada en la parte (c) es muy popular entre los fabricantes de estructuras y la conexión con placa de extremo mostrada en la parte (d) se ha usado también en años recientes.

2.9.5.3 Conexiones atornilladas.

Durante muchos años el método aceptado para conectar los miembros de una estructura de acero fue el remachado. Sin embargo, en años recientes, el uso de remaches ha declinado rápidamente debido al tremendo incremento experimentado por la soldadura, y más recientemente, por el atornillado con pernos o tornillos de alta resistencia.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos, es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura.

Aunque el costo de adquisición de un tornillo de alta resistencia es varias veces mayor que el de un remache, el costo total de la construcción atornillada es menor que el de la construcción remachada, debido a los menores costos por mano de obra y equipo y al menor número de tornillos requeridos para resistir las mismas cargas.

2.9.5.3.1 Tipos de tornillos.

Existen varios tipos de tornillos que pueden usarse para conectar miembros de acero; éstos se describen a continuación.

2.9.5.3.2 Tornillos ordinarios comunes.

Estos tornillos los designa la ASTM como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a los del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de 5/8 plg hasta 1 ½ plg en incrementos de 1/8 plg.

Los tornillos A307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque tienen una apariencia un poco más atractiva, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren menos espacio para girarlas.

2.9.5.3.3 Tornillos de alta resistencia.

Estos tornillos se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los A325 (hechos con acero al carbono tratado térmicamente) y

los A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado).

Los tornillos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales.

En ocasiones se fabrican tornillos de alta resistencia a partir de acero A449 con diámetros mayores de 1 ½ plg que es el diámetro máximo de los A325 y A490. Estos tornillos pueden usarse también como pernos de anclaje de alta resistencia y para barras roscadas de diversos diámetros.

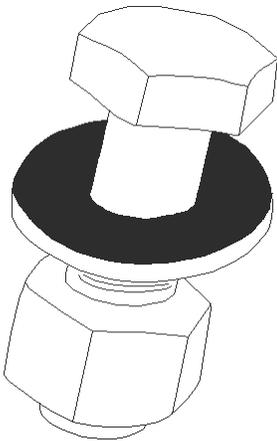


FIGURA 2.18 Tornillo de alta resistencia. (Ref. 2)

2.9.5.3.4 Ventajas de los tornillos de alta resistencia.

Entre las muchas ventajas de los tornillos de alta resistencia, que en parte explican su gran éxito, están las siguientes:

- 1.- Las cuadrillas de hombres necesarias para atornillar, son menores que las que se necesitan para remachar. Dos parejas de atornilladores pueden fácilmente colocar el doble de tornillos en un día, que el número de remaches colocados por una cuadrilla normal de cuatro remachadores, resultando un montaje de acero estructural más rápido.
- 2.- En comparación con los remaches, se requiere menor número de tornillos para proporcionar la misma resistencia.

3.- Unas buenas juntas atornilladas pueden realizarlas hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas o remachadas de calidad semejante. La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia puede aprenderse en cuestión de horas.

4.- No se requieren pernos de montaje que deben moverse después (dependiendo de las especificaciones) como en las juntas soldadas.

5.- Resulta menos ruidoso en comparación con el remachado.

6.- Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.

7.- Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los tornillos.

2.9.5.4 Conexiones soldadas.

2.9.5.4.1 Generalidades.

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. Resulta imposible determinar exactamente cuándo se originó la soldadura, pero sucedió hace varios miles de años.

Aunque la soldadura moderna existe desde hace bastantes años, es hasta en las últimas décadas que ha adquirido gran importancia en la ingeniería estructural. La adopción de la soldadura estructural fue muy lenta durante varias décadas, porque muchos ingenieros pensaban que tenía dos grandes desventajas: (a) que tenía poca resistencia a la fatiga en comparación con las conexiones atornilladas o remachadas y (b) que era imposible asegurar una alta calidad de soldadura si no se contaba con una inspección irracionalmente amplia y costosa.



FIGURA 2.19 La soldadura realizada por un experto. (*Ref. 2*)

Estas apreciaciones negativas persistieron durante muchos años, aunque las pruebas parecían indicar que ninguna de las razones era válida. Haciendo caso omiso de la validez de los temores mencionados, éstas se mantuvieron en todos los órdenes e indudablemente retardaron el uso de la soldadura, en particular en los puentes carreteros y en mayor escala en los puentes ferroviarios. En la actualidad, la mayoría de los ingenieros aceptan que las juntas soldadas tienen una resistencia considerable a la fatiga. También se admite que las reglas que gobiernan la calificación de los soldadores, las mejores técnicas utilizadas y los requerimientos para la mano de obra de las especificaciones de la AWS (American Welding Society), hacen de la inspección de la soldadura un problema menos difícil. Como consecuencia, la soldadura se permite ahora en casi todos los trabajos estructurales, excepto en algunos puentes.

Respecto al temor de la soldadura, es interesante considerar los barcos soldados; éstos están sujetos a cargas de impacto realmente severas y difíciles de predecir, pero aun así los arquitectos navales usan con gran éxito barcos totalmente soldados. Un planteamiento similar puede hacerse para los aeroplanos y los ingenieros en aeronáutica que utilizan la soldadura. La adopción de la soldadura estructural ha sido más lenta en los puentes ferroviarios. Estos puentes están indudablemente sujetos a cargas más pesadas que los puentes carreteros, a mayores vibraciones y a más inversiones de esfuerzos, pero, ¿son éstas condiciones de esfuerzos tan serias y tan difíciles de predecir como aquellas en los barcos y aviones?.

2.9.5.4.2 Ventajas de la soldadura.

Actualmente es posible aprovechar las grandes ventajas que la soldadura ofrece, ya que los temores de fatiga e inspección se han eliminado casi por completo. Algunas de las muchas ventajas de la soldadura, se presentan en los párrafos siguientes:

1.- Para la mayoría de la gente, la primera ventaja está en el área de la economía, porque el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas, así como la eliminación de las cabezas de remaches o tornillos. En algunas estructuras de puente es posible ahorrar hasta un 15% o más del peso de acero con el uso de soldadura. La soldadura también requiere menos trabajo que el que se necesita para el remachado, porque un soldador puede reemplazar a la cuadrilla normal remachadora de cuatro hombres.

2.- la soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Considere una columna de tubo de acero y las dificultades para conectarla a los otros miembros de acero, con remaches o tornillos. Una conexión remachada o atornillada puede resultar virtualmente imposible, pero una conexión soldada, no presentará dificultades.

3.- Las estructuras soldadas son estructuras más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Las conexiones con remaches o tornillos, se realizan a menudo a través de ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo más flexible la estructura completa. Por otra parte, la mayor rigidez puede ser una desventaja donde se necesiten conexiones de extremo simples, con baja resistencia a los momentos. En tal caso, el calculista debe tener cuidado de especificar el tipo de junta.

4.- El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones. Esta ventaja de la continuidad ha permitido la erección de un sinnúmero de estructuras de acero estáticamente indeterminadas, esbeltas y agraciadas, en todo el mundo. Algunos de los más prominentes defensores de la soldadura se han referido a las estructuras remachadas y atornilladas, con sus pesadas placas y gran número de remaches o tornillos, semejantes a tanques o carros blindados, al compararlas con las limpias y suaves líneas de las estructuras soldadas.

5.- Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo), si se usa soldadura. En relación con esta ventaja se tiene el caso de las

reparaciones realizadas con soldadura en equipo militar en condiciones de batalla durante las décadas pasadas.

6.- Otro detalle que a menudo es importante es lo silencioso que resulta soldar. Imagínese la importancia de este hecho cuando se trabaja cerca de hospitales o escuelas, o cuando se realizan adiciones a edificios existentes. Cualquiera que tenga un oído cercano a lo normal, que haya intentado trabajar en una oficina a pocos cientos de pies de un trabajo de remachado, estará de acuerdo con esta ventaja.

7.- Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

2.9.5.4.3 Tipos de soldadura.

Aunque se dispone tanto de soldadura con gas como con arco, casi toda la soldadura estructural es de arco. En 1801, sir Humphry Davy descubrió como crear un arco eléctrico al acercar dos terminales de un circuito eléctrico de voltaje relativamente alto. Aunque por lo general se le da crédito por el descubrimiento de la soldadura moderna, en realidad pasaron muchos años, antes de que la soldadura se efectuara con el arco eléctrico. (Su trabajo fue de la mayor importancia para el mundo estructural moderno, pero es interesante saber que mucha gente opina que su mayor descubrimiento no fue el arco eléctrico, sino más bien un asistente de laboratorio cuyo nombre era Michael Faraday.) Varios europeos idearon soldaduras de uno u otro tipo en la década de 1880 con el arco eléctrico, mientras que en Estados Unidos la primera patente para soldadura de arco fue expedida a favor de Charles Coffin, de Detroit, en 1889.

Para lograr una conexión satisfactoria, en la soldadura de arco eléctrico, la barra metálica que se usa, denominada electrodo, se funde dentro de la junta a medida que ésta se realiza. Cuando se usa soldadura por gas, es necesario introducir una barra metálica conocida como llenador, barra de soldar o electrodo.

En la soldadura por gas, en la boquilla de un maneral o soplete, ya sea manejado por el soldador o por una máquina automática, se quema una mezcla de oxígeno con algún tipo adecuado de gas combustible; el gas que se utiliza comúnmente en soldadura estructural, es acetileno, y el proceso recibe el nombre de soldadura oxiacetilénica. La flama producida puede utilizarse tanto para corte de metales como para soldar. La soldadura por gas es muy fácil de aprender y el equipo necesario para efectuarla es relativamente barato. Sin embargo, es un proceso algo lento comparado con algunos otros y normalmente se usa para trabajos de reparación y mantenimiento y no para la fabricación y montaje de grandes estructuras.

En la soldadura por arco se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo lo sostiene el operador con algún tipo de maneral o una máquina automática. El arco es una chispa continua, entre el electrodo y las piezas que se sueldan, provocando la fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan, convierte la energía eléctrica en calor. Se produce en el arco una temperatura que fluctúa entre los 6000 y 10,000 ° F. A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas o globulitos de metal fundido, que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura. El grado de penetración puede controlarse con precisión por la corriente consumida. Puesto que las gotitas fundidas de los electrodos, en realidad son impulsadas en la soldadura, la soldadura de arco puede usarse con éxito en trabajos sobrecabeza.

El acero fundido en estado líquido puede contener una cantidad muy grande de gases en solución, y si no hay protección contra el aire circundante, aquel puede combinarse químicamente con el oxígeno y el nitrógeno. Después de enfriarse, las soldaduras quedarán relativamente porosas debido a pequeñas bolsas formadas por los gases. Estas soldaduras son relativamente quebradizas y tienen mucha menor resistencia a la corrosión. Una soldadura debe protegerse utilizando un electrodo recubierto con ciertos compuestos minerales. El arco eléctrico hace que el recubrimiento se funda, creando un gas inerte o vapor alrededor del área que se suelda. El vapor actúa como un protector alrededor del metal fundido y lo protege de quedar en contacto directo con el aire circundante. También deposita escoria en el metal fundido, que tiene menor densidad que el metal base y sale a la superficie, protegiendo a la soldadura del aire mientras se enfría. Después del enfriamiento, la escoria puede removerse fácilmente con una piqueta, o con un cepillo de alambre.

En la figura 2.20, se muestran los elementos del proceso de soldadura por arco protegido, este proceso se abrevia con las letras SAP.

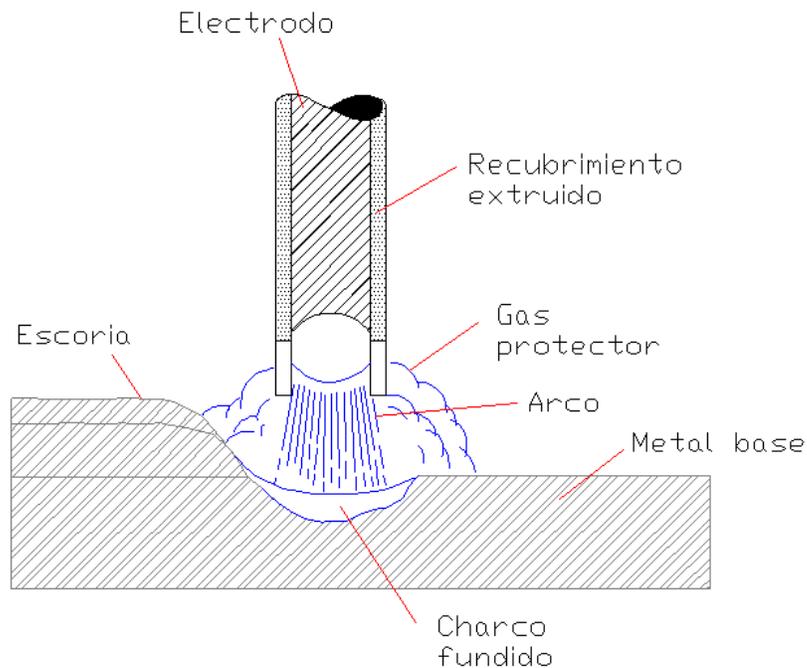


FIGURA 2.20 Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SAP).
(Ref. 2)

El tipo de electrodo utilizado es muy importante, y afecta decididamente las propiedades de la soldadura tales como resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Se fabrican un buen número de diferentes tipos de electrodos, y el tipo por utilizar en cierto trabajo depende del tipo de metal que se suelda, la cantidad de material que se necesita depositar, la posición del trabajo, etc.

Los electrodos se dividen en dos clases generales:

- + Electrodos con recubrimiento ligero.
- + Electrodos con recubrimiento pesado.

2.9.5.4.4 Clasificación de las soldaduras.

Existen tres clasificaciones para las soldaduras; se basan en el *tipo de soldadura realizada, posición de las soldaduras y tipo de junta*.

2.9.5.4.1 Tipos de soldadura.

Los dos tipos principales de soldaduras son las soldaduras de *filete* y de *ranura*. Existen además las soldaduras de *tapón* y de *muesca* que no son comunes en el trabajo estructural. Estos cuatro tipos de soldadura se muestran en la figura 2.21.

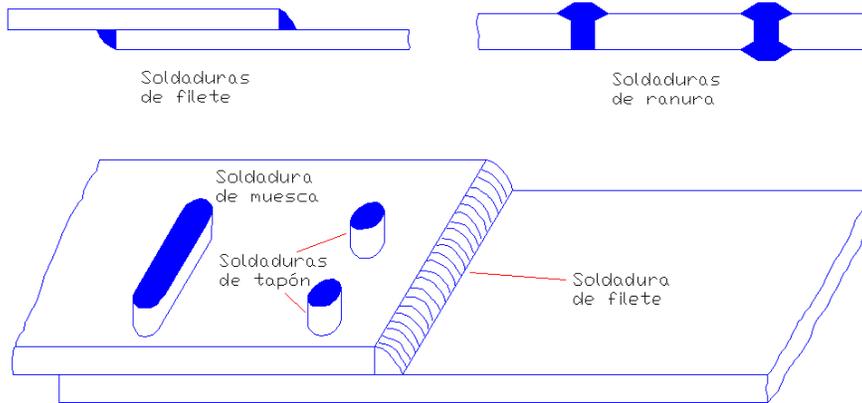


FIGURA 2.21 Tipos de soldadura. (Ref. 2)

2.9.5.4.2 Posición.

Las soldaduras se clasifican respecto a la posición en que se realizan como: *planas*, *horizontales*, *verticales* y *sobrecabeza*, siendo las planas las más económicas y las de sobrecabeza las más costosas. Estos tipos de soldadura se muestran en la figura 2.22.

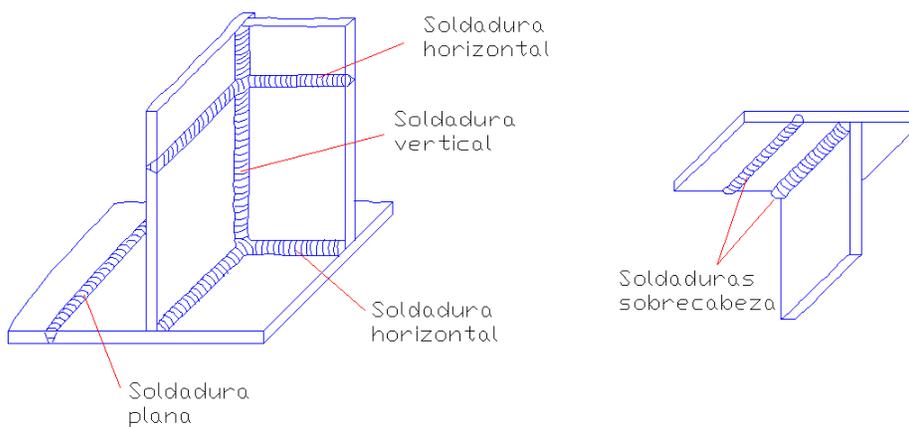


FIGURA 2.22 Clasificación de soldaduras respecto a la posición en que se realizan. (Ref. 2)

2.9.5.4.4.3 Tipos de juntas.

Las soldaduras también pueden clasificarse de acuerdo con el tipo de junta usada: a tope, traslapada, en te, de borde, en esquina, etc. Estos tipos de juntas se muestran en la figura 2.23.

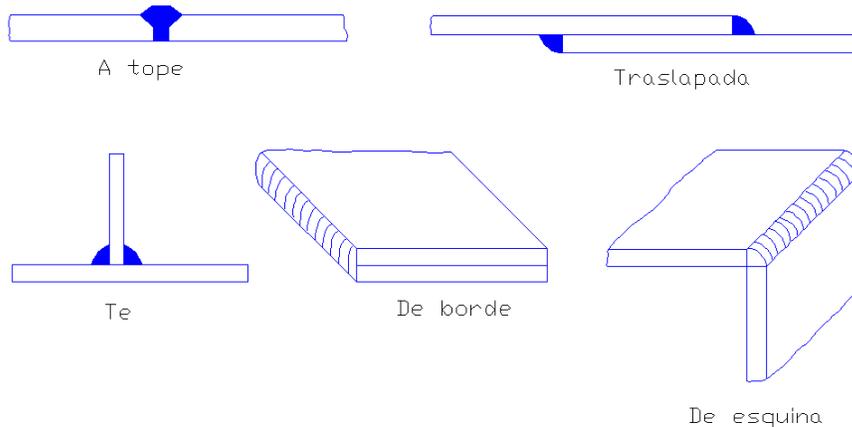


FIGURA 2.23 Clasificación de soldaduras de acuerdo con el tipo de junta usada. (Ref. 2)

Los electrodos para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En este sistema de clasificación la letra E significa electrodo y el primer conjunto de dígitos (60, 70, 80, 90, 100 o 110) indica la resistencia mínima última a tensión o nominal de la soldadura en klb/plg^2 . Los dos dígitos restantes designan el tipo de recubrimiento que debe emplearse con un electrodo específico.

2.9.6 Definición de los métodos de diseño Elástico y Plástico.

Casi todas las estructuras de acero existentes, se diseñaron con métodos elásticos. El proyectista estima las cargas de trabajo o servicio, es decir, las cargas que la estructura tiene que soportar y diseña los miembros estructurales con base a ciertos esfuerzos permisibles. Estos usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero. Aunque el término “*diseño elástico*” se usa comúnmente para describir este método, los términos *diseño por esfuerzos permisibles* o *diseño por esfuerzos de trabajo* son más apropiados. Muchas de las especificaciones para este método se basan en el comportamiento plástico o en la resistencia última, y no en el comportamiento elástico.

Se ha visto que la ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia y esta circunstancia es la base del *diseño plástico*. En este método, las cargas de trabajo se

estiman y se multiplican por ciertos factores de seguridad o de sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso. Otro nombre que se da a este método, es el de *diseño al colapso*.

Los proyectistas saben desde hace mucho tiempo que la mayor parte de la curva esfuerzo-deformación, se encuentra más allá del límite elástico del acero. Los estudios experimentales de muchos años han mostrado que los aceros pueden resistir esfuerzos considerablemente mayores que sus esfuerzos de fluencia, y que en casos de sobrecargas las estructuras estáticamente indeterminadas tienen la capacidad de repartir esta sobrecarga, gracias a la ductilidad del acero.

Con base en esta información se han hecho muchas propuestas de diseño plástico en las últimas décadas. Indudablemente, para cierto tipo de estructuras es un hecho que con el diseño plástico se puede lograr un uso más económico del acero que con el diseño elástico. Sin embargo, el método plástico de diseño no se ha generalizado entre los proyectistas de acero estructural y rara vez se usa en la práctica. A pesar de esto, el conocimiento de este método de diseño es sumamente útil para entender el comportamiento del acero estructural.

3. PROCESO DE DISEÑO DEL GIMNASIO UNIVERSITARIO

3.1 Estructuración.

Comenzaremos el proceso de diseño imaginándonos que tipo de estructura sería más viable construir para el gimnasio Universitario, a este nivel del proceso se le llama Estructuración, como ya hemos visto es la etapa en donde constituimos en primera instancia la forma global de la estructura, los materiales de los que va a estar construida, el arreglo de sus elementos constitutivos, sus dimensiones y características más esenciales.

La práctica de la ingeniería nos lleva tener cierta experiencia en este tipo de problema que se desea resolver, que será el de cubrir un claro de 36 metros de ancho con una estructura que nos de ventajas en el sistema constructivo, que no sea muy cara de construir y que sus dimensiones no vayan a interferir con otros sistemas ya impuestos como son las líneas de agua potable, alcantarillado, luz etc.



FIGURA 3.1 Cubierta Auto soportante.



FIGURA 3.2 Cubierta mediante marcos rígidos de acero estructural.

En las figuras de arriba se ven unas opciones que podrían resolver nuestra cubierta, se elegirá la estructuración mediante marcos rígidos a dos aguas (Figura 3.2) ya que la opción de la cubierta auto soportante representaría un inconveniente arquitectónico debido al área que se tiene que cubrir y la segunda opción es más favorable al tipo de utilidad que se le va a destinar. Se propone para la sección de los marcos el perfil **I**; ya que esta sección es conveniente al poseer grandes momentos de inercia en relación con sus áreas.

Antes de seguir con el proceso de estructuración es de suma importancia verificar todos los sistemas que se encuentran ya construidos en el lugar donde se desplantará nuestra estructura para tener en cuenta las restricciones geométricas que tendrá nuestro gimnasio.

Estos sistemas pueden ser:

- + Líneas de agua potable.
- + Líneas de drenaje.
- + Líneas de agua pluvial.
- + Líneas de Luz.
- + Construcciones adyacentes.

El levantamiento en planta de todos los sistemas existentes en el lugar se muestran en la figura 3.3 y en la figura 3.4 vemos el claro a cubrir.

Ahora que hemos elegido el tipo de sistema estructural seguiremos definiendo las características geométricas de la misma, se sabe que una pendiente favorable a los techos debe ser mayor que 5%, pero no debe de ser muy grande ya que una inclinación muy severa ocasionaría esfuerzos mayores a la estructura, así que por estas razones y ya que tenemos un claro de 36m, elegiremos una pendiente de 10%.

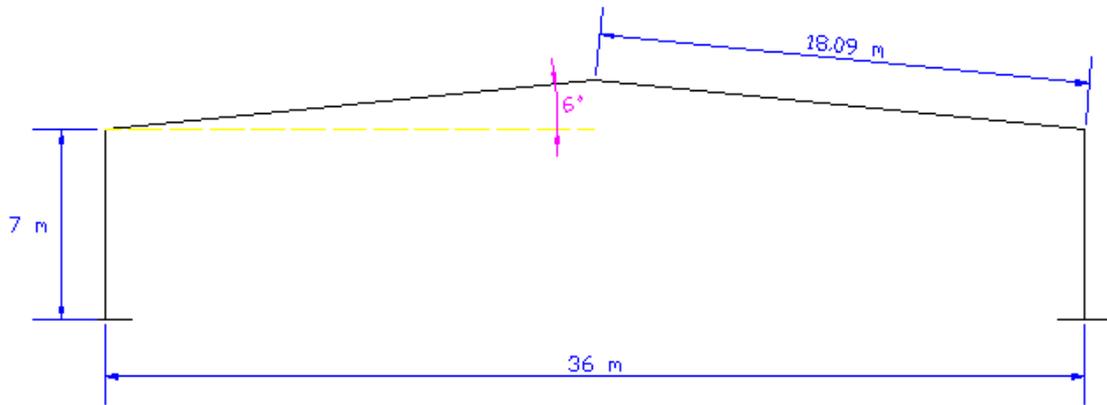


FIGURA 3.5 Características geométricas del marco rígido para Estructura del Gimnasio Universitario.

Después de haber definido las características geométricas de la estructura principal, tendremos que definir las solicitaciones a las que deberá responder dicha estructura, se sabe de antemano que estas características pueden variar a lo largo del proceso de análisis.

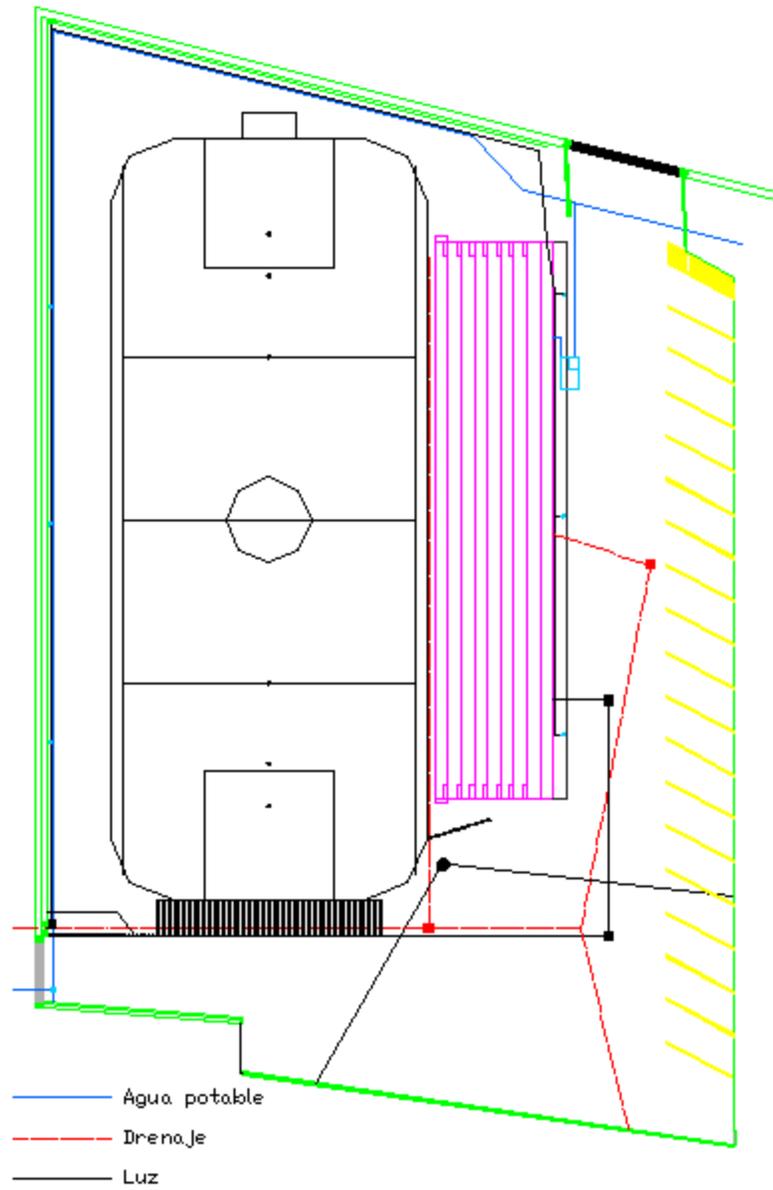


FIGURA 3.3 Levantamiento en planta de todos los sistemas existentes.

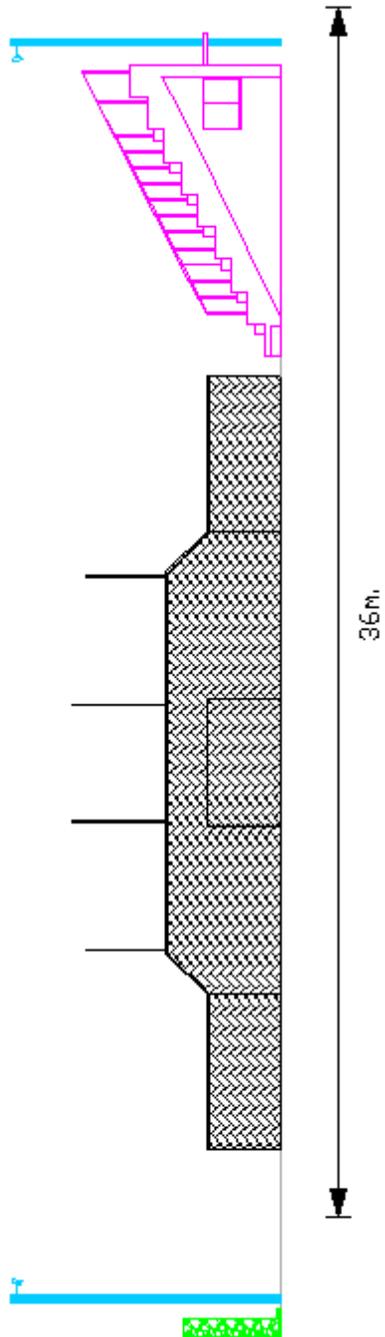


FIGURA 3.4 Claro a cubrir.

3.2 Determinación de las Acciones actuantes.

Las siguientes acciones serán importantes para el diseño de nuestra estructura:

Cargas muertas

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

Cargas vivas

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente.

Se propone en primer lugar que los marcos de acero tengan una separación de 8 metros ya que en el mercado actual podemos encontrar canales Mon-ten de 8 metros de largo 8MT12 8"x3". Esto se ve en la figura 3.6.

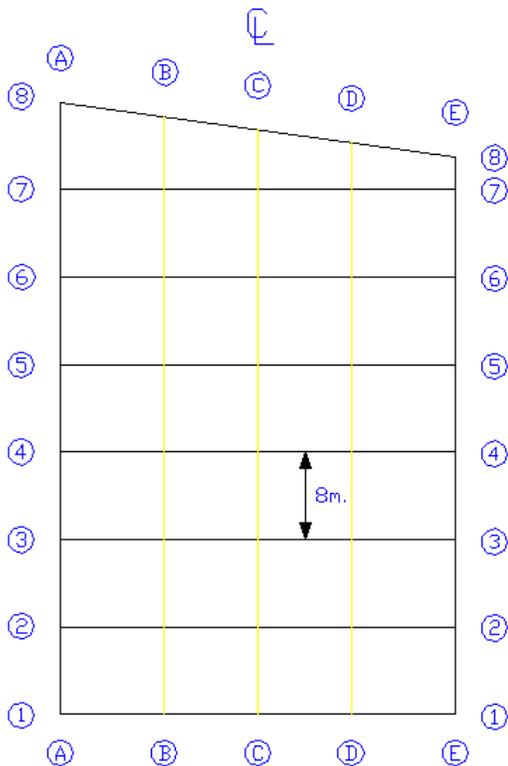


FIGURA 3.6 Planta de la separación de marcos a 8 metros.

Después de haber definido la separación de los marcos, sabemos cuantos de estos se deberán de construir y por ende el área tributaria de carga que le corresponde a cada uno. Ahora calcularemos la separación de los largueros mediante el análisis de viento ya que se sabe por experiencia que éste rige en el cálculo de presiones y succiones que determinan la separación de los apoyos. La cubierta se hará con paneles prefabricados de marca Multypanel ya que presentan una ventaja mayor en el procedimiento constructivo.

Una vez que se tiene una forma geométrica de la estructura que nos ayudará a cubrir este claro, empezaremos a diseñar la estructura propuesta mediante las acciones del viento, ya que se sabe por experiencia que esta solicitación es la que gobierna en este tipo de estructura para el diseño.

Propondremos usar como recubrimiento de la estructura principal paneles prefabricados de multypanel de 1.5".

3.2.1 Determinación de las Acciones por viento.

Se iniciará el análisis de la forma geométrica propuesta considerando que el viento puede actuar en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre si. Se elegirá para el diseño de la estructura principal, sus recubrimientos y los elementos que soportan dichos recubrimientos la dirección del viento que represente las condiciones más desfavorables para la estabilidad de dichas estructuras en estudio.

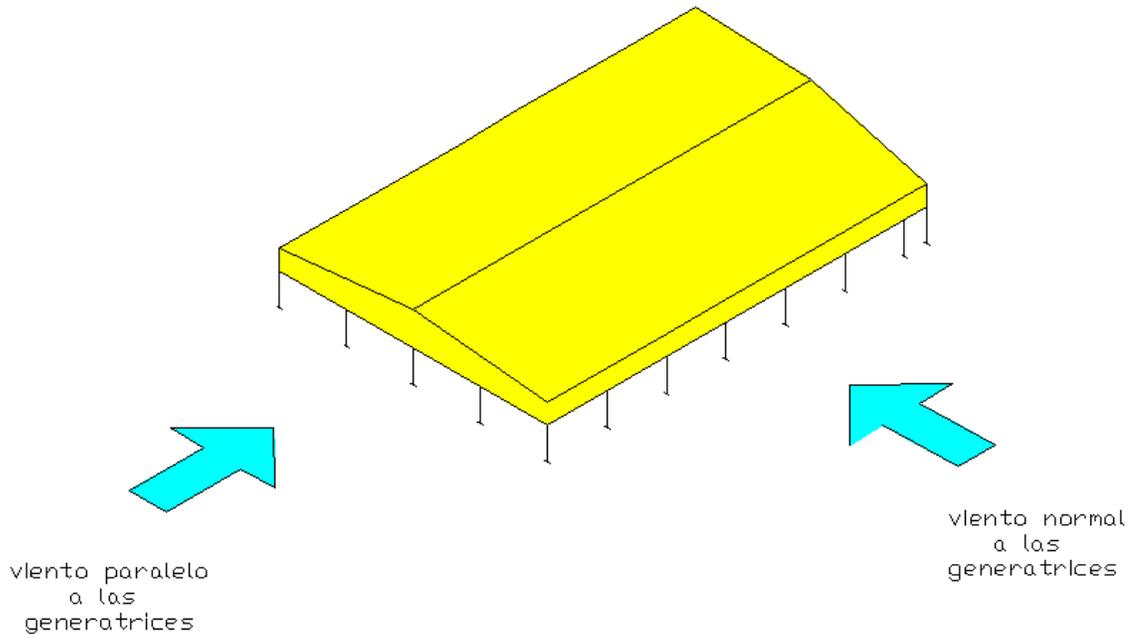


FIGURA 3.7 Direcciones perpendiculares entre si en las que actúa el viento sobre la estructura propuesta.

A continuación se muestran las características geométricas de la estructura principal con sus respectivas áreas tributarias en m^2 , que nos servirán para poder obtener las presiones que el viento produce. Las líneas azules dividen las áreas tributarias y se especifica que las líneas verdes representan estructuras no principales.

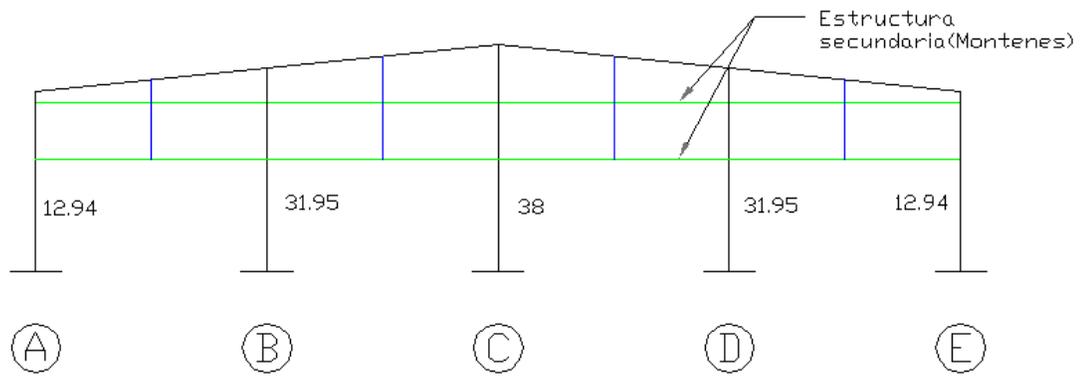


FIGURA 3.8 Marco frontal A.

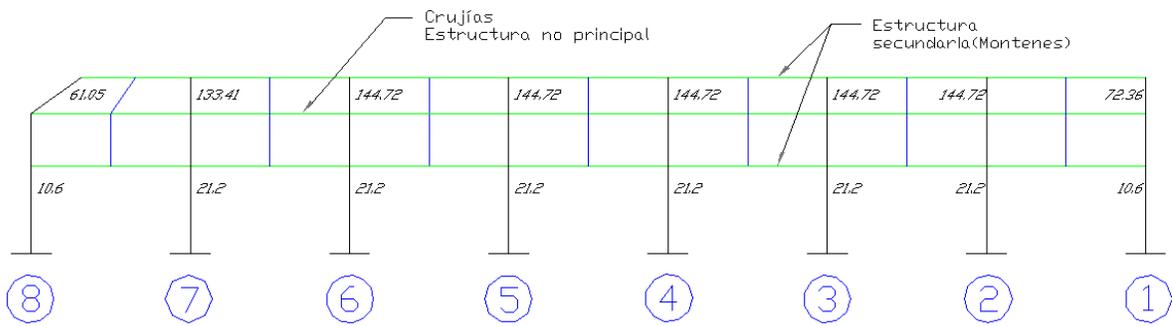


FIGURA 3.9 Marco Lateral B.

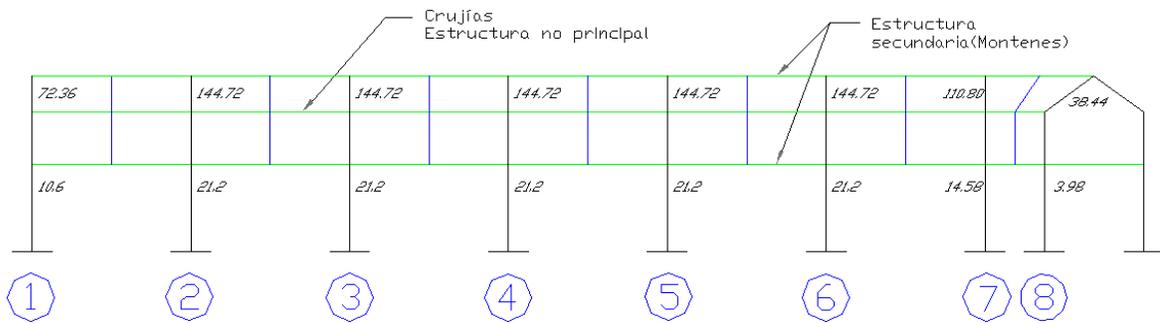


FIGURA 3.10 Marco Lateral C.

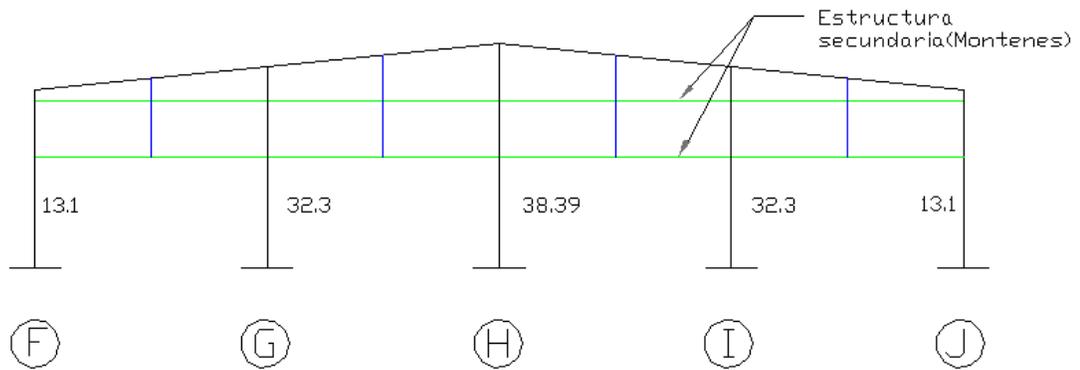


FIGURA 3.11 Marco posterior D.

Procedimiento de solución.

El siguiente procedimiento será resuelto en base al Manual de diseño de Obras Civiles “Diseño por viento” de CFE.

Se desea obtener las presiones que el viento produce sobre las áreas de recubrimiento para saber las fuerzas que actúan sobre los elementos estructurales que conforman la construcción. La estructura se localiza en un terreno tipo urbano rodeada predominantemente por viviendas de baja altura y zonas con terrenos abiertos en la Ciudad de Boca del río; Veracruz.

1) Clasificación de la estructura.

Según su importancia la estructura pertenece al grupo A (inciso 2.7.2).

El motivo por el que se clasifica esta estructura como del grupo A, es porque puede albergar más de doscientas personas y su falla causaría por lo tanto un número importante de vidas.

2) Determinación de la velocidad de Diseño.

La velocidad de diseño depende de varios parámetros; éstos se calculan como se indica a continuación.

2.1) Categoría de terreno.

De acuerdo con los datos, el terreno se clasifica dentro del tipo 3 (consúltese la tabla 2.1). Se supone que la rugosidad del terreno de los alrededores es uniforme más allá de las longitudes establecidas en dicha tabla, por lo que no es necesario considerar cambios graduales en lo referente a esta característica.

2.2) Clase de estructura según su tamaño.

Dadas las dimensiones de la estructura, ésta se clasifica como clase C, ya que se establece que son todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 m. (tabla 2.2).

2.3) Velocidad regional.

En un periodo de retorno de 200 años (para estructuras pertenecientes al grupo A), la velocidad regional que corresponde a Veracruz es: $V_R = 194 \text{ km/h}$. (tabla 2.3)

2.4) Factor de exposición, $F_\alpha = F_c F_{rz}$

El factor de tamaño (tabla 2.4) para una estructura de clase C es $F_c = 0.90$
El factor de rugosidad y altura, F_{rz} , es constante, dado que la altura de la nave es menor que 10 metros:

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } z \leq 10$$

Los valores de α y δ se obtienen de la tabla 2.5 y están en función de la categoría del terreno y clase de estructura.

$$\alpha = 0.171$$

$$\delta = 390 \text{ m.}$$

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{390} \right]^{0.171} = 0.834$$

Por lo tanto, el factor de exposición es:

$$F_\alpha = (0.90)(0.834) = 0.751$$

2.5) Factor de Topografía.

Puesto que la estructura se desplantará en terreno plano, el factor de topografía local es: (tabla 2.6)

$$F_T = 1.0$$

2.6) Velocidad de diseño.

Finalmente, la velocidad de diseño es (inciso 2.7.4):

$$V_D = F_T F_a V_R = (1.0)(0.751)(194) = 145.69 \text{ km/h.}$$

3) Presión dinámica de base.

Veracruz está situado al nivel del mar y su temperatura media anual es de 25.2°C (véase el tomo III de Ayudas de Diseño del Manual de CFE). La presión barométrica para esa altura es de 760 mm de Hg. (tabla 2.7). Por tanto, el factor G vale:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} = \frac{0.392(760)}{273 + 25.2}$$

$$G = 0.999 \approx 1$$

De acuerdo con la figura I.8 del manual de Diseño por viento de CFE, y dado que la inclinación de la cubierta ($\gamma = 5.711^\circ$) es menor que 60° , deben considerarse dos alturas de la estructura, según la dirección de análisis. Para viento paralelo a las generatrices $H = 8.8\text{m}$, y para viento normal a las mismas, $H = 7\text{m}$. Sin embargo, dado que estas alturas son menores que 10 m. la presión dinámica de base en ambas direcciones resulta constante:

$$q_z = 0.0048GV_D^2$$

$$q_z = 0.0048(1)(145.69)^2$$

$$q_z = 101.88 \text{ kg/m}^2$$

4) Selección del procedimiento de análisis de cargas.

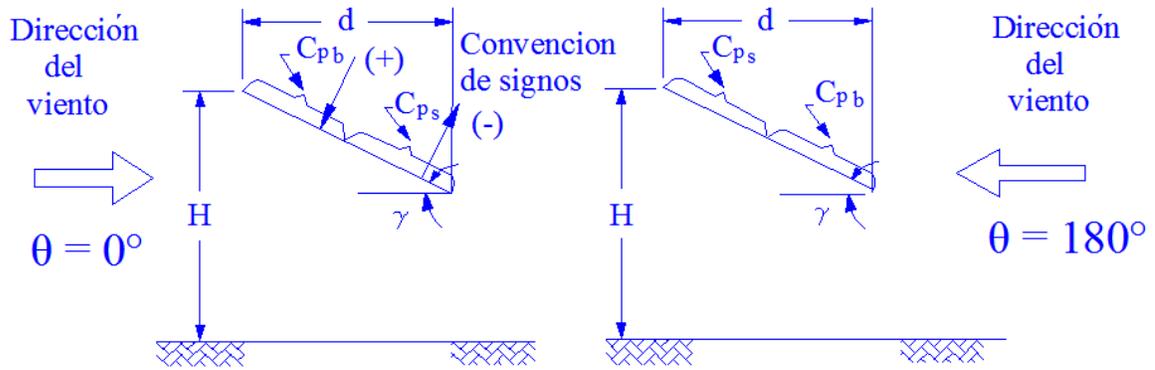
Debido a que la relación altura/ancho es $8.8/36 = 0.24 < 5$, el procedimiento de análisis se efectuará siguiendo el procedimiento estático (inciso 2.7). El cálculo del periodo fundamental no es necesario ya que se cumplen las condiciones a) – d) de dicho inciso.

Por lo anterior la estructura es del tipo 1 según su respuesta ante la acción del viento.

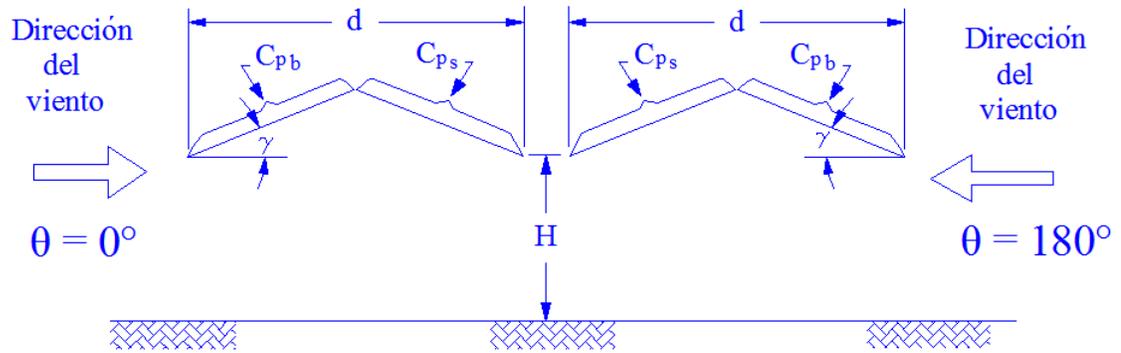
5) Cálculo de presiones de diseño para la estructura principal.

Debido que la estructura propuesta no presenta muros en los 4 lados, no podrá analizarse como construcción cerrada, por lo tanto se diseñará como Techo aislado.

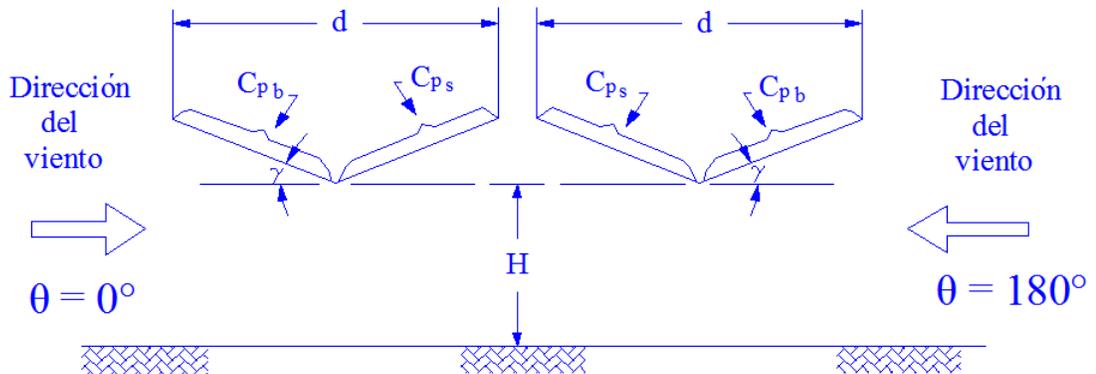
Las características geométricas de la estructura propuesta no satisfacen los requisitos de la tabla de coeficientes de presión neta para techos aislados a dos aguas (Tabla I.18 del Manual de Diseño por viento de CFE); por lo tanto se diseñará como 2 Techos aislados a un agua, y se tomarán los coeficientes de presión neta C_{pn} de la tabla 3.1 (b).



(a) Techos a un agua.



(b) Techos a dos aguas.



(c) Techos invertidos.

FIGURA 3.12 Techos aislados. (Ref. 3)

La tabla que nos favorece dependiendo de las características de nuestra estructura es la tabla 3.1 (b) ya que con ayuda de la figura I.8 (Definición de parámetros de construcciones con planta cerrada) del Manual de Diseño por viento de CFE se tiene que:

$H/d = 7/36 = 0.19$ cuando el viento actúa normal a las generatrices $\theta = 0^\circ$

$H/d = 8.8/51 = 0.17$ cuando el viento actúa paralelo a las generatrices $\theta = 90^\circ$

Los dos resultados son menores que 0.25, por lo tanto se comprueba que se usará la tabla 3.1 (b) y que la cubierta se analizará como *techo aislado a un agua*.

TABLA 3.1 (b) Coeficiente de presión neta en zonas de techos aislados a un agua para $\gamma = 0^\circ$, $\theta = 0^\circ$ y 90° , $H/d < 0.25$ (Ref. 3)

Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista de barlovento	Coeficiente de presión neta (C_{pn})
0 a 1H	Valores de C_{pb} en la tabla I.17 (a) para $\gamma = 0^\circ$
1H a 2H	Valores de C_{ps} en la tabla I.17 (a) para $\gamma = 0^\circ$
> 2H	-0.2, 0.2 para libre debajo -0.4, 0.2 para obstruido debajo

TABLA 3.1 (a) Coeficiente de presión neta en techos aislados a un agua de $0.25 \leq H/d \leq 1$ (Ref. 3)

Pendiente del techo (γ)	Angulo θ	C_{pb}		C_{ps}	
		Libre debajo	Obstruido debajo	Libre debajo	Obstruido debajo
0°	0°	-0.6, 0.6	-1.0, 0.4	-0.4, 0.2	-0.8, 0.4
15°		-1.0, 0.0	-1.5, 0.0	-0.60, 0.0	-1.0, 0.2
30°		-2.2	-2.7	-1.1, -0.2	-1.3, 0.0
0°	180°	-0.6, 0.6	-1.0, 0.4	-0.4, 0.2	-0.8, 0.4
15°		0.0, 0.8	0.0, 0.8	0.0, 0.4	-0.2, 0.0
30°		1.6	1.6	0.8	0.0

En la tabla 3.1 (b) se observa que los coeficientes de presión neta son para techos que no tengan inclinación ($\gamma = 0^\circ$), en nuestro caso lo supondremos de esa manera ya que en los techos con poca inclinación como el nuestro ($\gamma = 5.7^\circ$) las presiones de diseño son muy parecidas a las que ocurren en techos horizontales.

La tabla 3.1 (b) nos manda a los valores establecidos en la tabla 3.1 (a).

5.1) Viento Normal a las generatrices (a lo largo de los 36 m.)

Como se ve en la tabla 3.1 (a) existe la opción que pueda haber obstrucciones debajo del techo que afecten el flujo del viento, en nuestro caso en el lado donde $\theta = 180^\circ$ el viento es obstruido por unas gradas existentes y en el otro lado donde $\theta = 90^\circ$ el área que cubre el faldón y la barda de contención de fútbol hacen la misma función. En teoría se considera obstruido debajo cuando existen materiales almacenados debajo del techo que bloquean más del 50% del área de la sección transversal expuesta al viento, así que, analizaremos nuestra estructura propuesta en base al criterio “obstruido debajo”, sabiendo que cuando el viento interviene en $\theta = 0^\circ$ y en $\theta = 180^\circ$ será obstruido debajo. Lo anterior se aprecia en la siguiente figura.

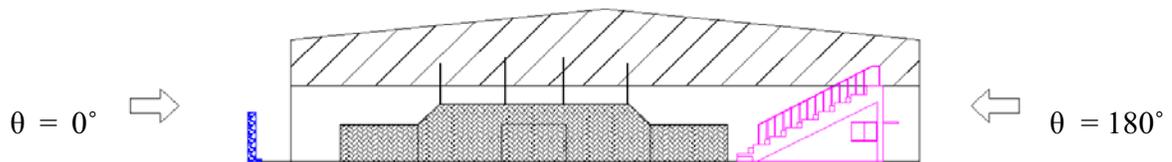


FIGURA 3.13 Viento actuante normal a las generatrices cuando existe obstrucción debajo de la cubierta en análisis.

Sabemos que:

$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z$$

En este inciso, debido a que se trata de determinar las presiones de diseño de la estructura principal, el factor de presión local, K_L , será igual a la unidad.

Por su parte, los factores K_A son iguales a 0.8 para marcos interiores (según la tabla I.11 del Manual de Diseño por viento de CFE) ya que las áreas tributarias correspondientes son mayores que 100 m^2 , (144.72 m^2 para marcos intermedios).

Las áreas tributarias de los marcos A y D son menores que 100 m^2 así que les corresponde un mayor factor K_A , pero para fines de diseño se trata de encontrar el marco que reciba mayores esfuerzos, se deduce por inspección que serán los marcos interiores ya que ha estos les corresponde una mayor área tributaria.

La presión dinámica de base se obtuvo anteriormente: $q_z = 101.88 \text{ kg/m}^2$

Ahora encontraremos las diferentes combinaciones de C_{Pn} en base al caso “obstruido debajo”.

TABLA 3.2 Combinaciones de C_{Pn} , obstruido debajo $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$

Combinaciones posibles	de 0 a 1H	de 1H a 2H	> 2H
Caso 1	-1	-0.8	-0.4
Caso 2	-1	-0.8	0.2
Caso 3	-1	0.4	-0.4
Caso 4	-1	0.4	0.2
Caso 5	0.4	-0.8	-0.4
Caso 6	0.4	-0.8	0.2
Caso 7	0.4	0.4	-0.4
Caso 8	0.4	0.4	0.2

Ahora calcularemos las presiones que pueden ocurrir en nuestra cubierta cuando el viento es normal a las generatrices.

Valores posibles de P_n de 0 a 1H

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1) (0.8) (1) (101.88) = -81.50 \text{ kg/m}^2 \text{ para marcos del 2-2 al 7-7}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.4) (0.8) (1) (101.88) = 32.60 \text{ kg/m}^2 \text{ para marcos del 2-2 al 7-7}$$

Para el marco 1-1 el área tributaria es 72.36 m^2 , por lo tanto según la tabla I.11 (del Manual de Diseño por viento de CFE) el factor $K_A = 0.84$ así que:

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1) (0.84) (1) (101.88) = -85.58 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 1-1}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.4) (0.84) (1) (101.88) = 34.23 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 1-1}$$

Para el marco 8-8 el área tributaria es 61.05 m² para la viga izquierda y 38.44 m², para la viga derecha así que el factor K_A será 0.85 y 0.88 respectivamente. Pero como se sabe que el viento puede actuar en $\theta = 0^\circ$ o $\theta = 180^\circ$ se tomará el factor que nos produzca las presiones más grandes, este es: 0.88

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1) (0.88) (1) (101.88) = -89.65 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 8-8}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.4) (0.88) (1) (101.88) = 35.86 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 8-8}$$

Valores posibles de P_n de 1H a 2H

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.8) (0.8) (1) (101.88) = -65.20 \text{ kg/m}^2 \text{ para marcos del 2-2 al 7-7}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.4) (0.8) (1) (101.88) = 32.60 \text{ kg/m}^2 \text{ para marcos del 2-2 al 7-7}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.8) (0.84) (1) (101.88) = -68.46 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 1-1}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.4) (0.84) (1) (101.88) = 34.23 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 1-1}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.8) (0.88) (1) (101.88) = -71.72 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 8-8}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.4) (0.88) (1) (101.88) = 35.86 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 8-8}$$

Valores posibles de P_n a partir de > 2H

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.4) (0.8) (1) (101.88) = -32.60 \text{ kg/m}^2 \text{ para marcos del 2-2 al 7-7}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.2) (0.8) (1) (101.88) = 16.30 \text{ kg/m}^2 \text{ para marcos del 2-2 al 7-7}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.4) (0.84) (1) (101.88) = -34.23 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 1-1}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.2) (0.84) (1) (101.88) = 17.12 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 1-1}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.4) (0.88) (1) (101.88) = -35.86 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 8-8}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.2) (0.88) (1) (101.88) = 17.93 \text{ kg/m}^2 \text{ para el marco 8-8}$$

Ahora calcularemos las presiones que pueden ocurrir en el faldón. Se deduce que la presión del faldón será igual a la presión próxima que ocurre en la cubierta, sin embargo esta varía debido a que el factor de reducción de presión por tamaño de área K_A es diferente en las columnas de los marcos.

Para la columna del marco 1-1 $K_A = 0.996 \approx 1$ y para la columna del marco 8-8 $K_A = 1$, será positivo o negativo según sea el caso barlovento (+) o sotavento (-).

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (1) (1) (1) (101.88) = 101.88 \text{ kg/m}^2 \text{ barlovento}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.4) (1) (1) (101.88) = 40.75 \text{ kg/m}^2 \text{ barlovento}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.4) (1) (1) (101.88) = -40.75 \text{ kg/m}^2 \text{ sotavento}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.2) (1) (1) (101.88) = -20.38 \text{ kg/m}^2 \text{ sotavento}$$

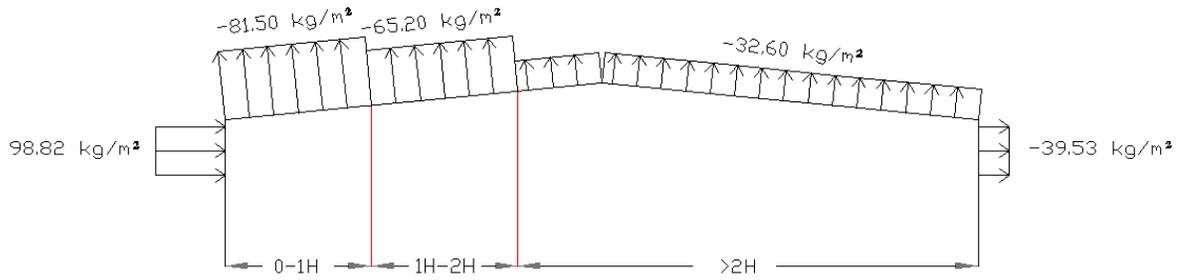
Para las columnas de los marcos interiores 2-2 al 7-7 se tomará el área tributaria que produzca el factor K_A más desfavorable a la presión neta; ésta área es 14.58m^2 del marco 7-7; por lo tanto $K_A = 0.97$, C_{Pn} será positivo o negativo según sea el caso barlovento (+) o sotavento (-).

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (1) (0.97) (1) (101.88) = 98.82 \text{ kg/m}^2 \text{ barlovento}$$

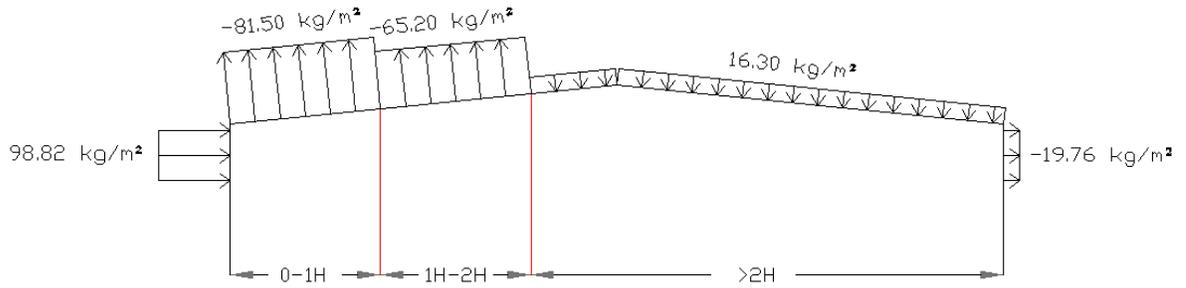
$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (0.4) (0.97) (1) (101.88) = 39.53 \text{ kg/m}^2 \text{ barlovento}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.4) (0.97) (1) (101.88) = -39.53 \text{ kg/m}^2 \text{ sotavento}$$

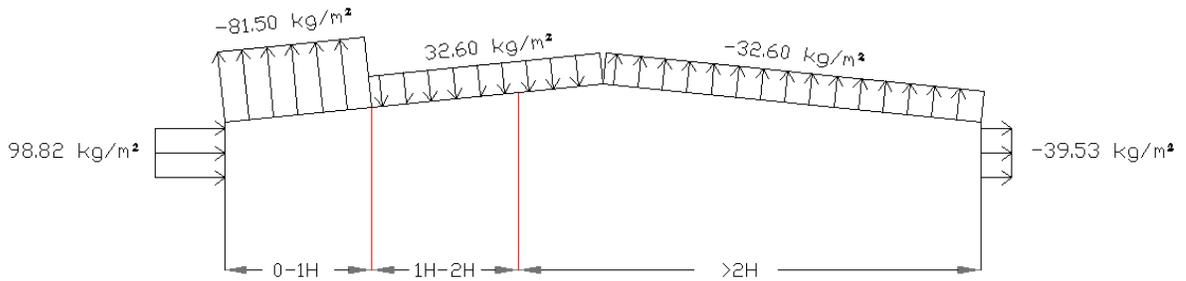
$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-0.2) (0.97) (1) (101.88) = -19.76 \text{ kg/m}^2 \text{ sotavento}$$



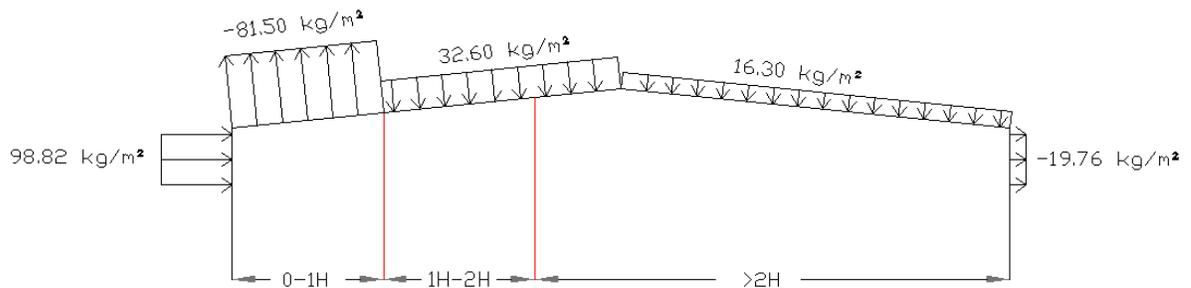
Caso 1



Caso 2



Caso 3



Caso 4

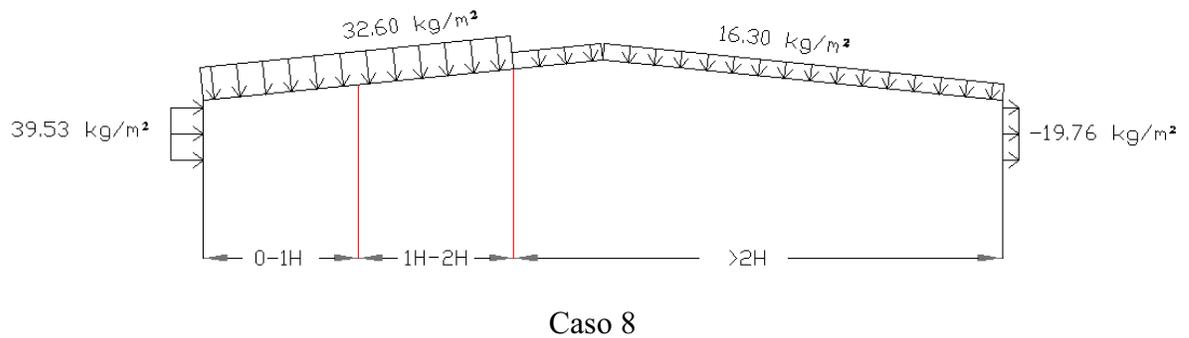
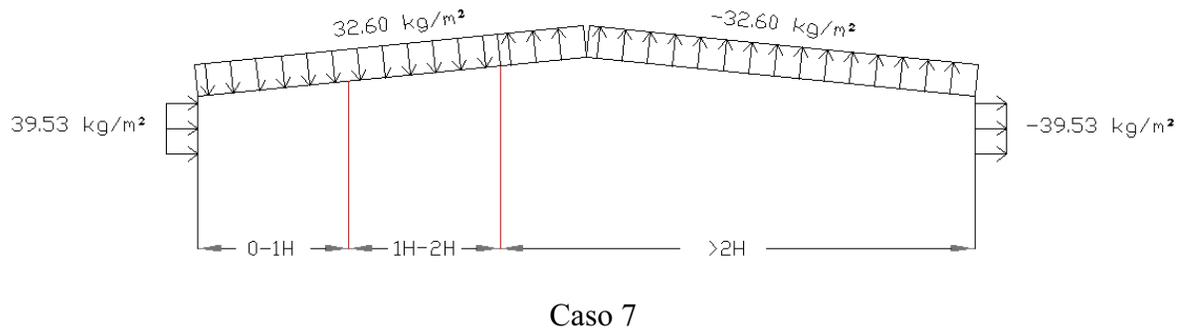
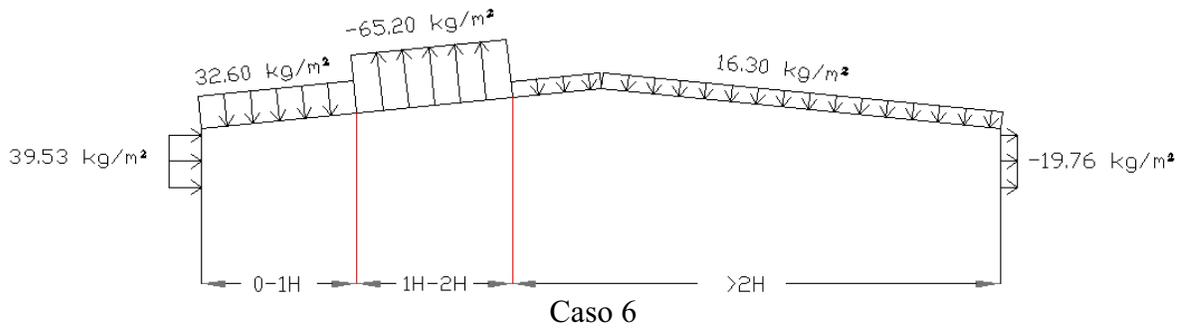
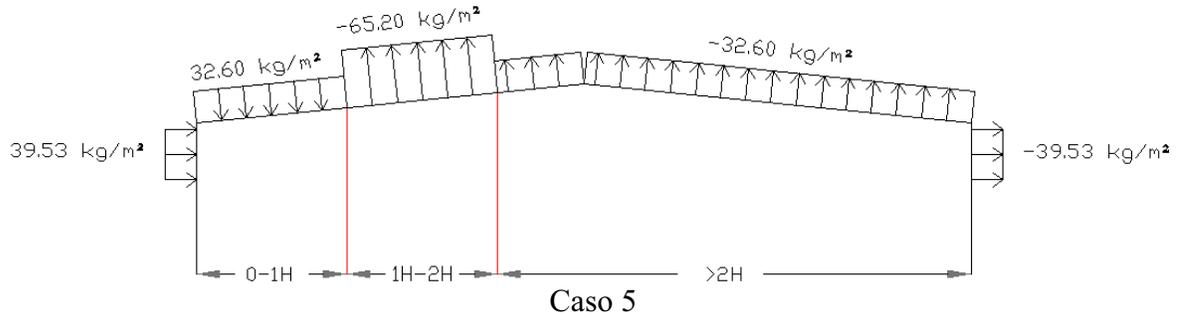
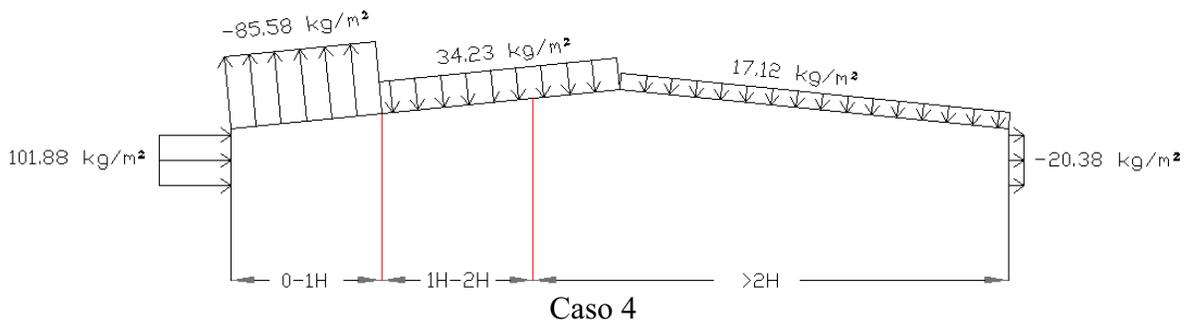
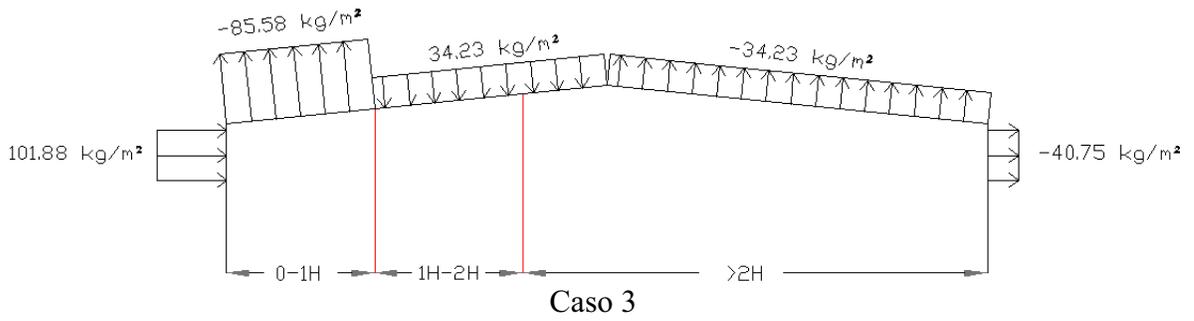
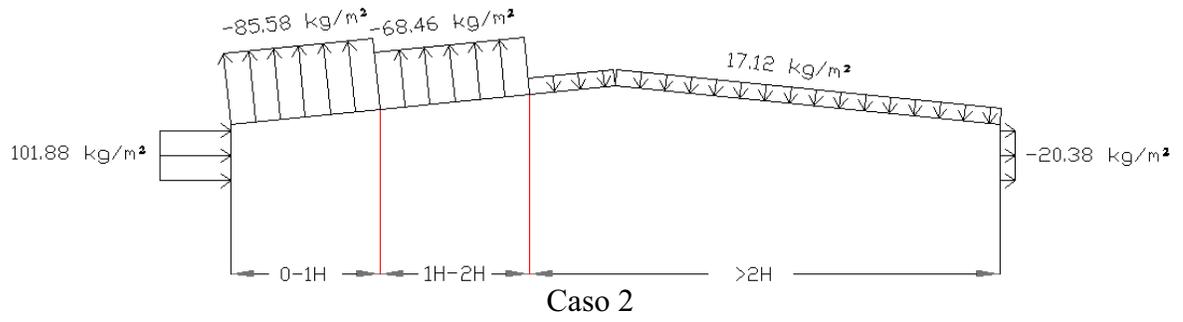
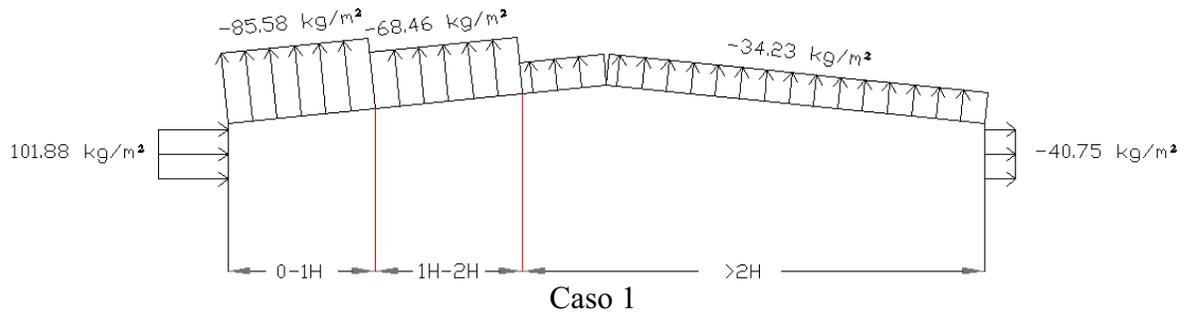


FIGURA 3.14 Casos de presiones de Diseño para el sistema principal en marcos del 2-2 al 7-7 cuando el viento es normal a las generatrices.



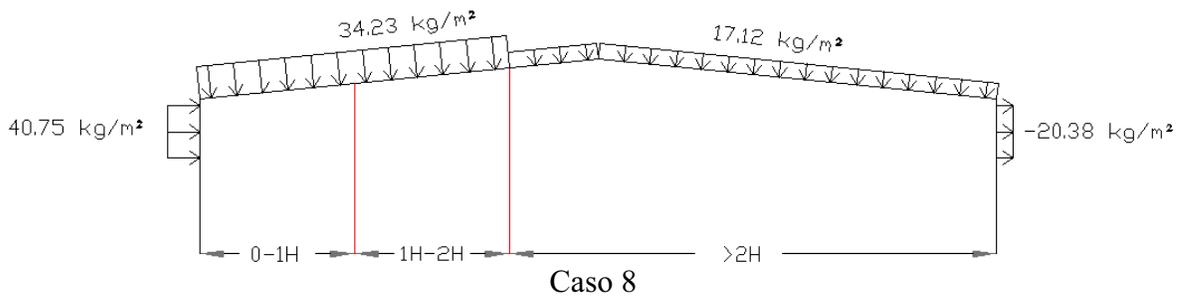
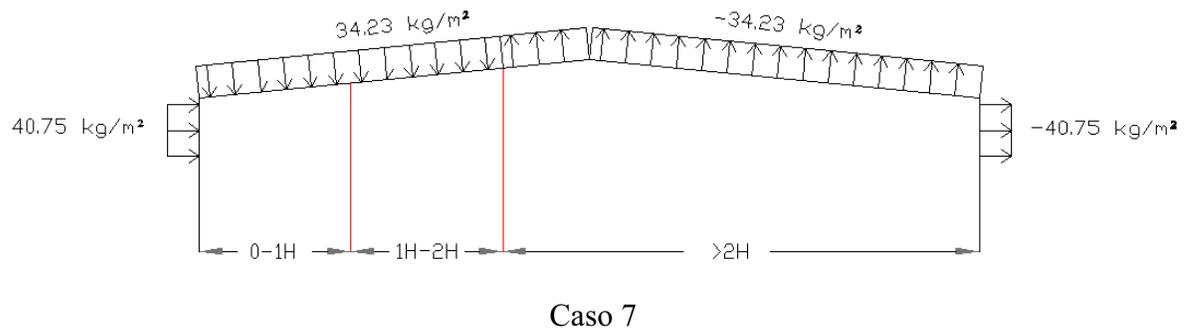
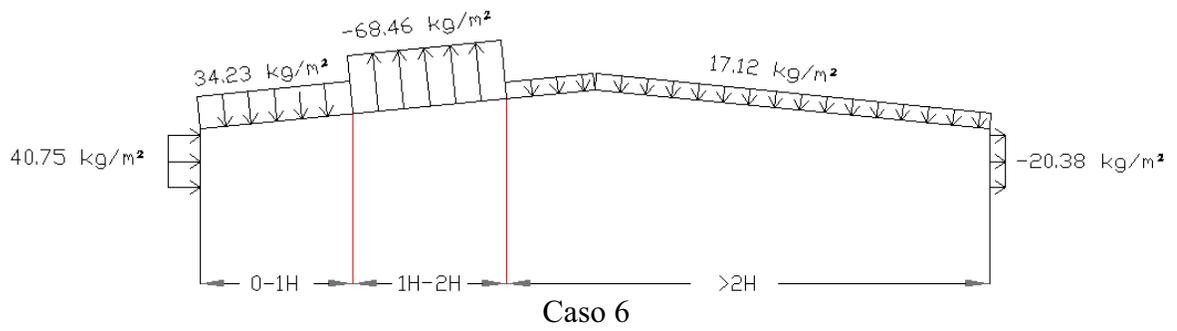
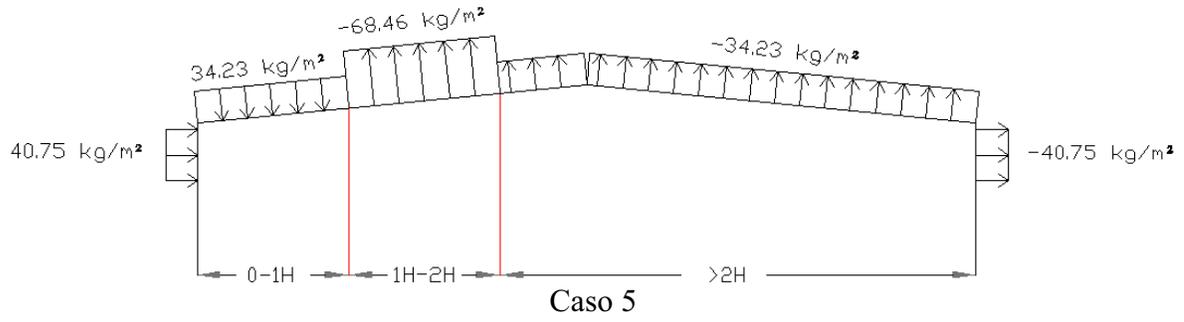
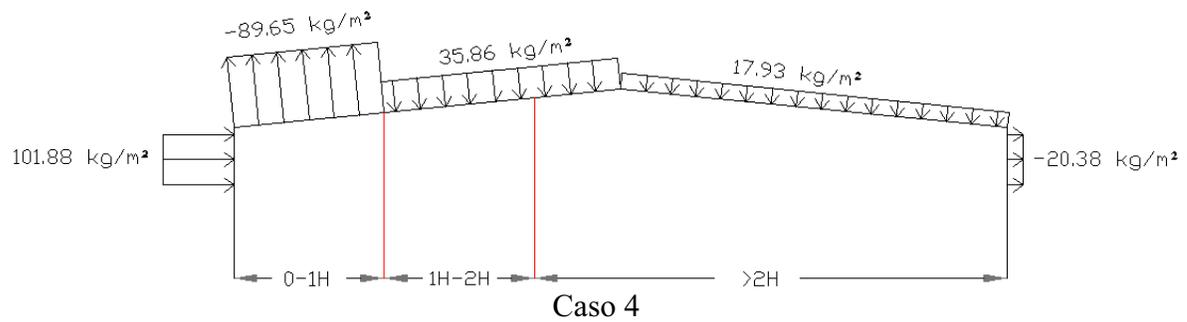
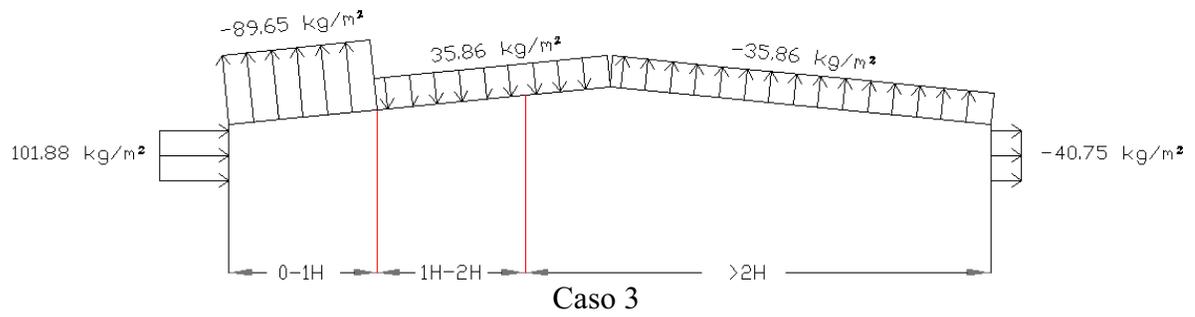
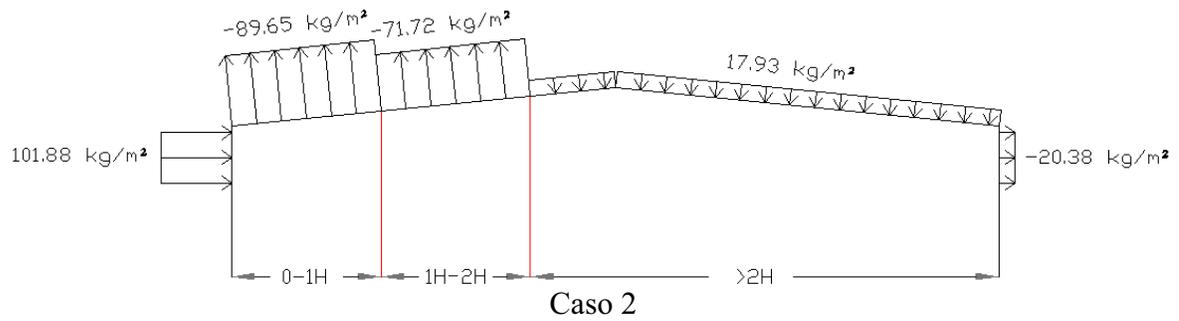
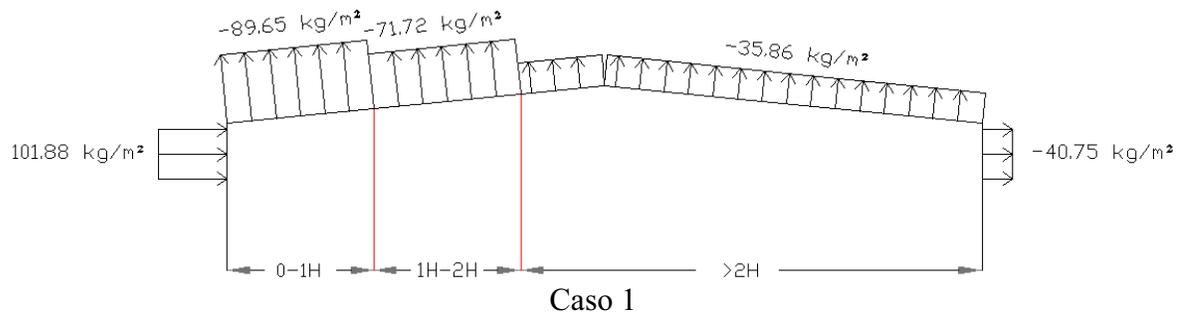


FIGURA 3.15 Casos de presiones de Diseño para el sistema principal en el marco 1-1 cuando el viento es normal a las generatrices.



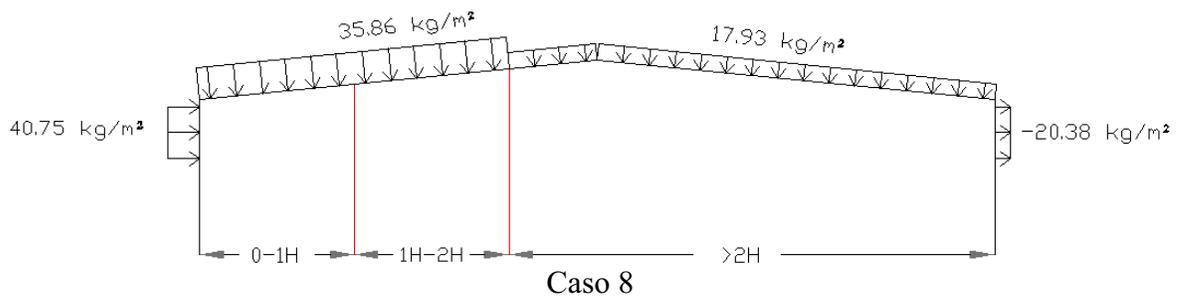
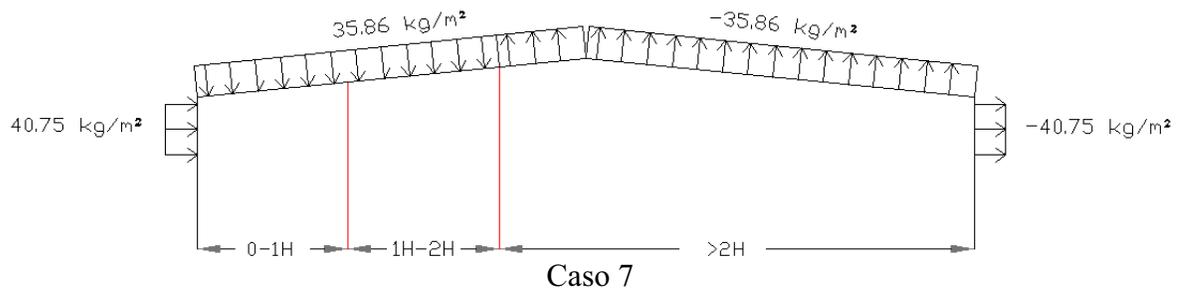
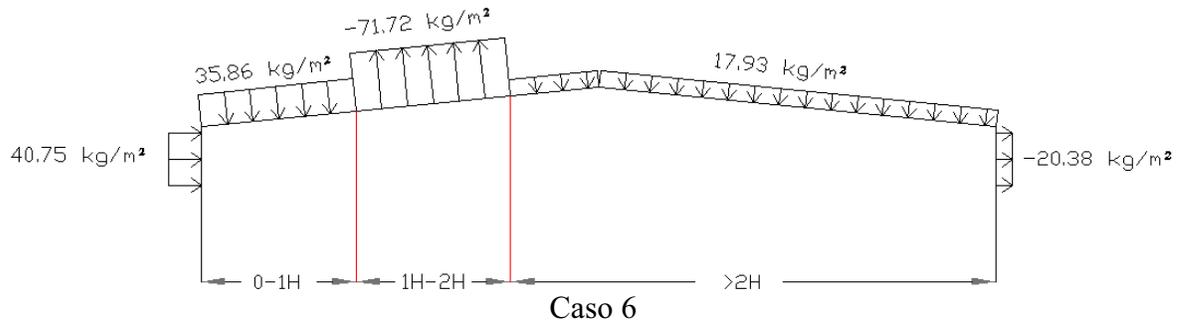
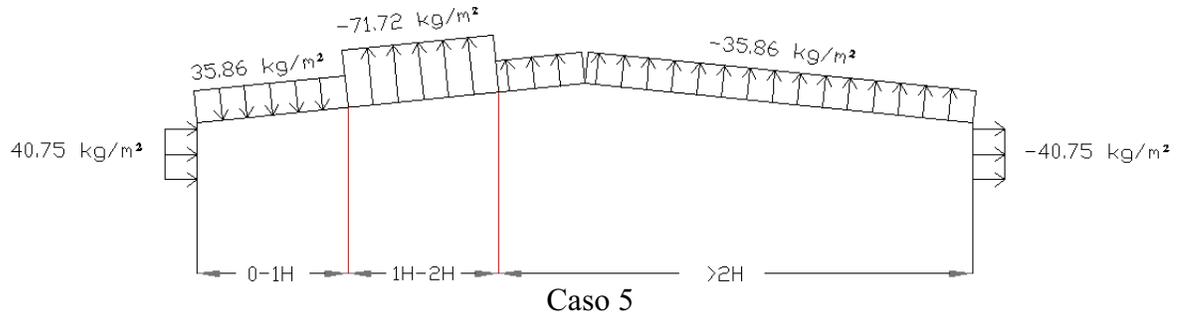
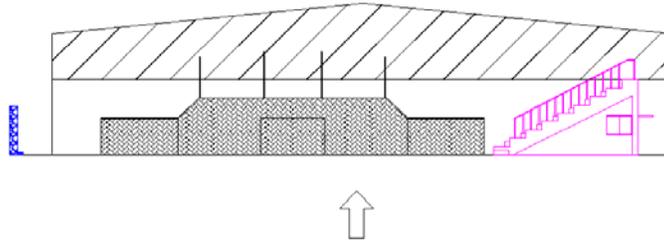


FIGURA 3.16 Casos de presiones de Diseño para el sistema principal en el marco 8-8 cuando el viento es normal a las generatrices.

5.2) Viento Paralelo a las generatrices (a lo largo de los 56 m.)

Como se ve en la figura siguiente cuando el viento afecta de manera paralela a las generatrices también existe obstrucciones debajo de la cubierta en análisis por lo tanto se seguirá analizando con el criterio “*obstruido debajo*”.



$$\theta = 90^\circ$$

FIGURA 3.17 Viento actuante Paralelo a las generatrices cuando existe obstrucción debajo de la cubierta en análisis.

Por lo tanto:

La presión dinámica de base se obtuvo anteriormente: $q_z = 101.88 \text{ kg} / \text{m}^2$.

Las combinaciones de C_{pn} en base al caso “*obstruido debajo*” serán las mismas que cuando $\theta = 0^\circ$ y 180°

TABLA 3.3 Combinaciones de C_{pn} , obstruido debajo $\theta = 90^\circ$

Combinaciones posibles	de 0 a 1H	de 1H a 2H	> 2H
Combinación 1	-1	-0.8	-0.4
Combinación 2	-1	-0.8	0.2
Combinación 3	-1	0.4	-0.4
Combinación 4	-1	0.4	0.2
Combinación 5	0.4	-0.8	-0.4
Combinación 6	0.4	-0.8	0.2
Combinación 7	0.4	0.4	-0.4
Combinación 8	0.4	0.4	0.2

Ahora calcularemos las presiones que pueden ocurrir en nuestra cubierta cuando el viento es Paralelo a las generatrices.

Los factores K_A son iguales a 0.8 para marcos interiores, ya que las áreas tributarias correspondientes son mayores que 100 m^2 , (144.72 m^2 para marcos intermedios).

Para el marco 1-1 el área tributaria es 72.36 m^2 , por lo tanto según la tabla I.11 (del Manual de Diseño por viento de CFE) el factor $K_A = 0.84$ así que:

Para el marco 8-8 el área tributaria es 61.05 m^2 para la viga izquierda y 38.44 m^2 , para la viga derecha así que el factor K_A será 0.85 y 0.88 respectivamente. Pero como $\theta = 90^\circ$ se tomará el factor que nos produzca las presiones más grandes, este es: 0.88

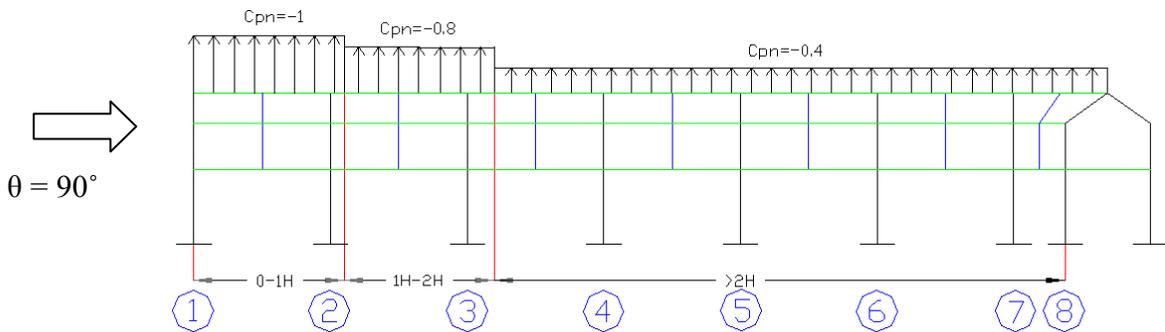


FIGURA 3.18 Coeficientes de presión neta para el Caso 1.

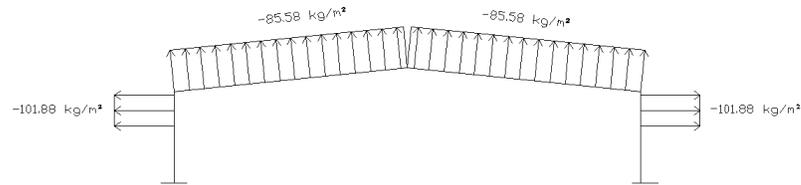
Caso 1

$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z$$

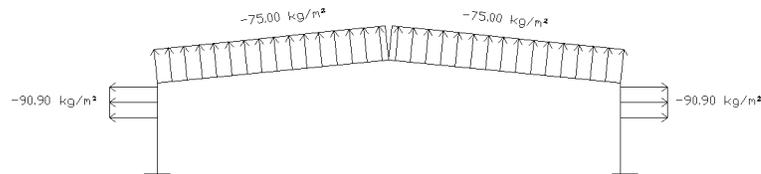
TABLA 3.4 Presión neta calculada en el caso 1.

Marco	C_{P_n}	K_A cubierta	K_A faldón	K_L	q_z	P_n cubierta	P_n faldón
1-1	-1	0.84	1	1	101.88	-85.58	-101.88
2-2	$[4.8(-1)+3.2(-0.8)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-75	-90.90
3-3	$[5.6(-0.8)+2.4(-0.4)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-55.42	-67.20
4-4	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
5-5	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
6-6	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
7-7	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
8-8	-0.4	0.88	1	1	101.88	-35.86	-40.75

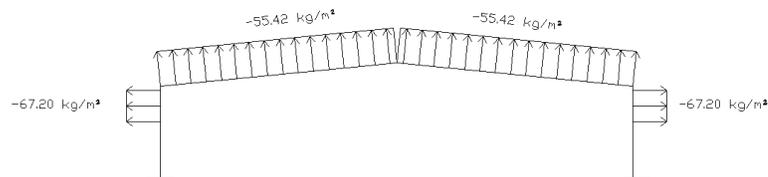
Por lo tanto:



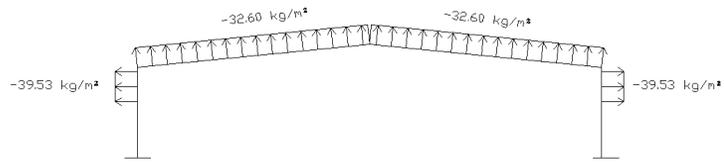
Marco 1-1



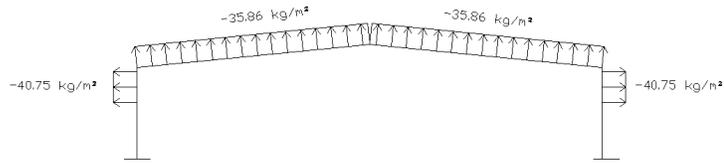
Marco 2-2



Marco 3-3



Marco 4-4 al 7-7



Marco 8-8

FIGURA 3.19 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 1.

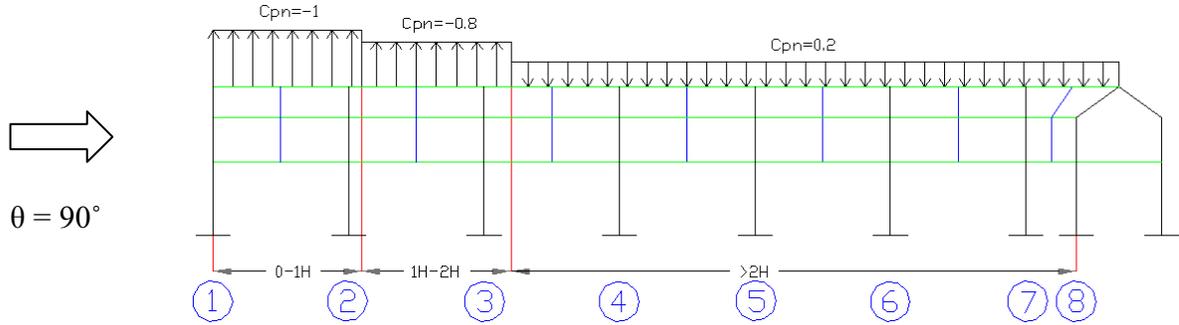


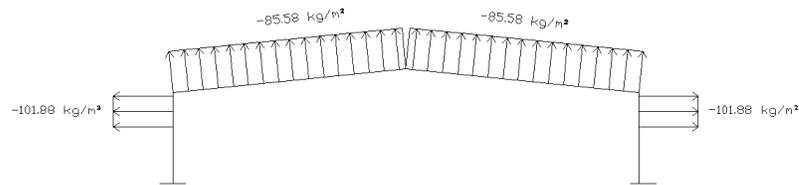
FIGURA 3.20 Coeficientes de presión neta para el Caso 2.

Caso 2

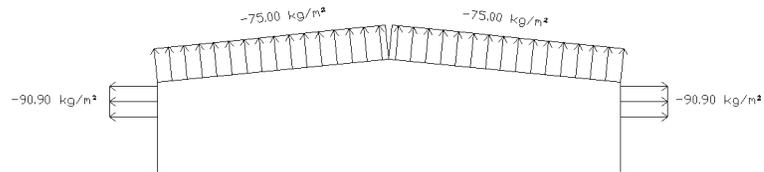
$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z$$

TABLA 3.5 Presión neta calculada en el caso 2.

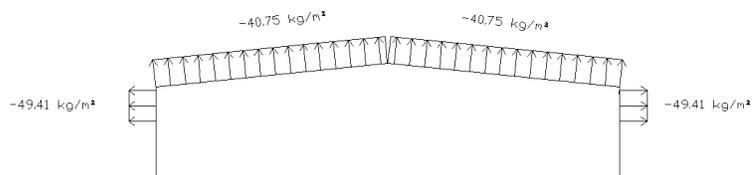
Marco	C_{P_n}	K_A cubierta	K_A faldón	K_L	q_z	P_n cubierta	P_n faldón
1-1	-1	0.84	1	1	101.88	-85.58	-101.88
2-2	$[4.8(-1)+3.2(-0.8)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-75	-90.90
3-3	$[5.6(-0.8)+2.4(0.2)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-40.75	-49.41
4-4	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
5-5	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
6-6	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
7-7	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
8-8	0.2	0.88	1	1	101.88	17.93	20.38



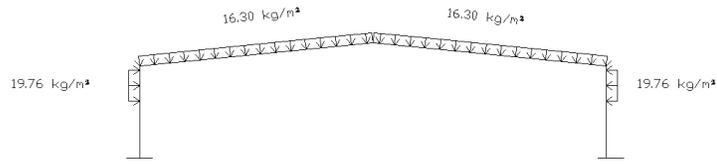
Marco 1-1



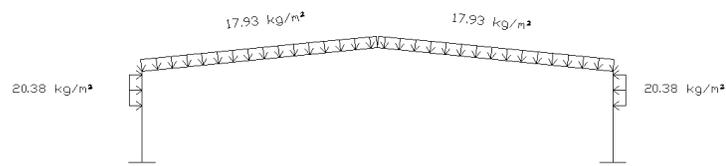
Marco 2-2



Marco 3-3



Marco 4-4 al 7-7



Marco 8-8

FIGURA 3.21 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 2.

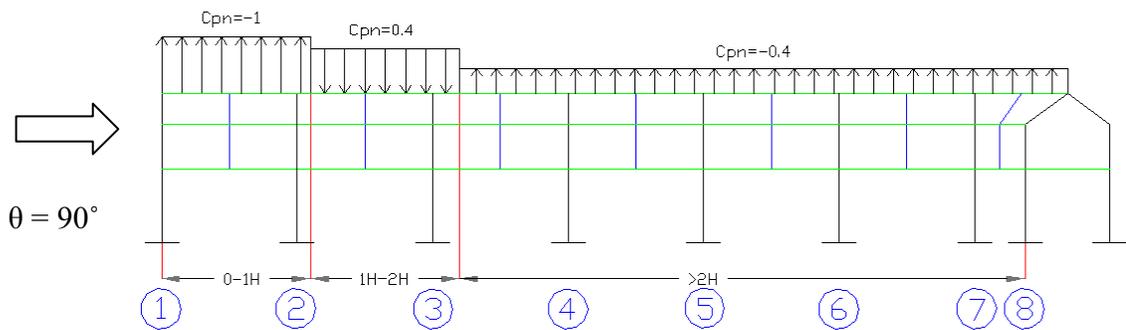


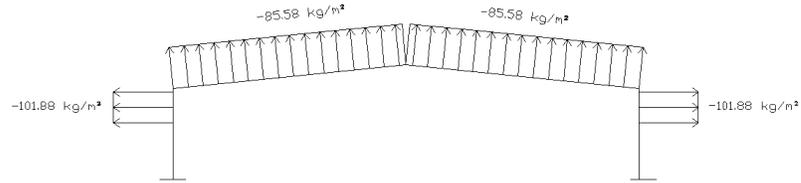
FIGURA 3.22 Coeficientes de presión neta para el Caso 3.

Caso 3

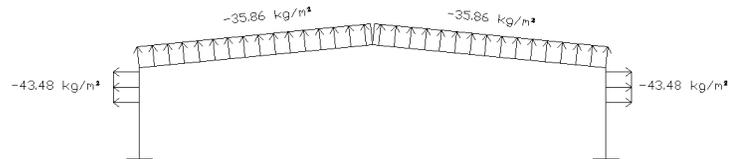
$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z$$

TABLA 3.6 Presión neta calculada en el caso 3.

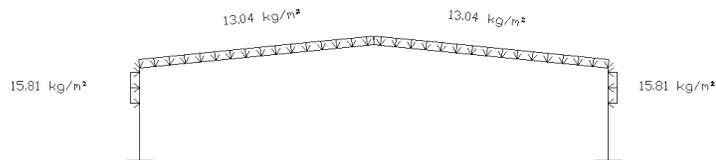
Marco	C_{P_n}	K_A cubierta	K_A faldón	K_L	q_z	P_n cubierta	P_n faldón
1-1	-1	0.84	1	1	101.88	-85.58	-101.88
2-2	$[4.8(-1)+3.2(0.4)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-35.86	-43.48
3-3	$[5.6(0.4)+2.4(-0.4)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	13.04	15.81
4-4	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
5-5	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
6-6	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
7-7	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
8-8	-0.4	0.88	1	1	101.88	-35.86	-40.75



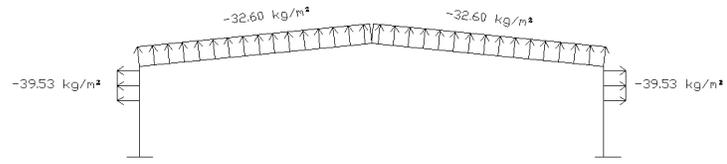
Marco 1-1



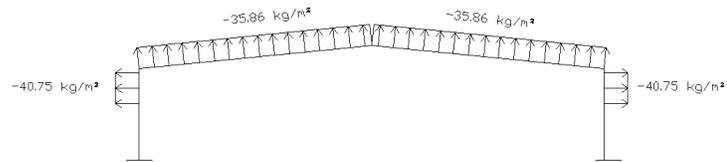
Marco 2-2



Marco 3-3



Marco 4-4 al 7-7



Marco 8-8

FIGURA 3.23 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 3.

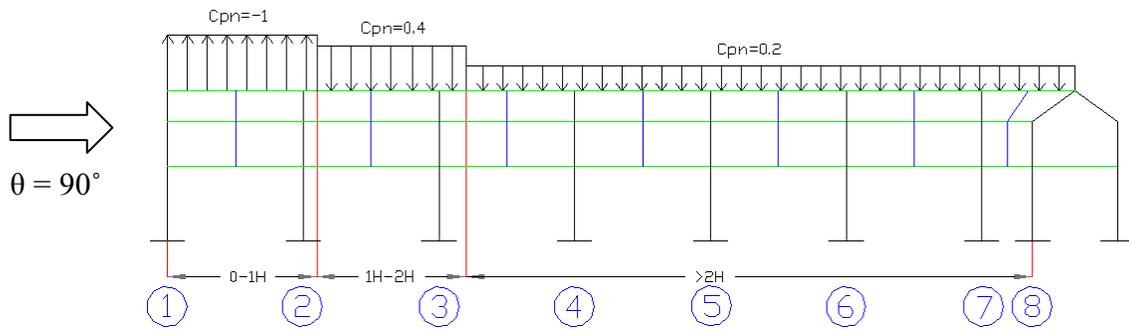


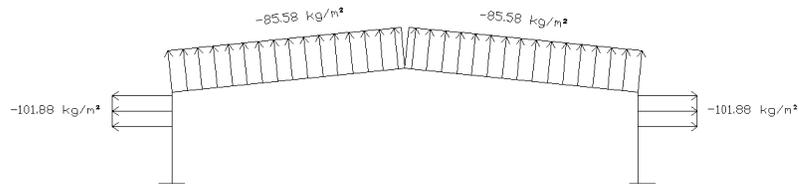
FIGURA 3.24 Coeficientes de presión neta para el Caso 4.

Caso 4

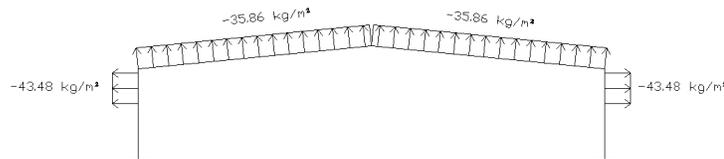
$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z$$

TABLA 3.7 Presión neta calculada en el caso 4.

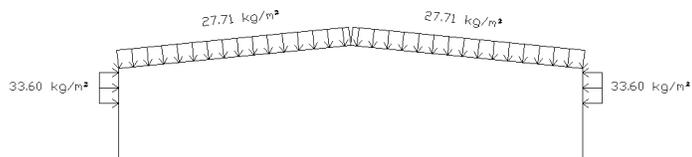
Marco	C_{Pn}	K_A cubierta	K_A faldón	K_L	q_z	P_n cubierta	P_n faldón
1-1	-1	0.84	1	1	101.88	-85.58	-101.88
2-2	$[4.8(-1)+3.2(0.4)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-35.86	-43.48
3-3	$[5.6(0.4)+2.4(0.2)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	27.71	33.60
4-4	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
5-5	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
6-6	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
7-7	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
8-8	0.2	0.88	1	1	101.88	17.93	20.38



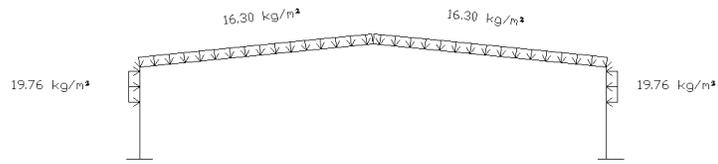
Marco 1-1



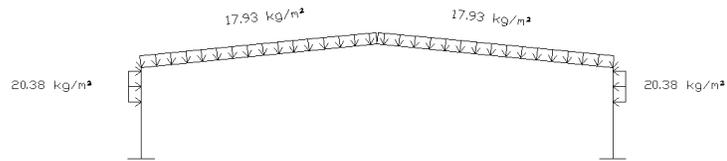
Marco 2-2



Marco 3-3



Marco 4-4 al 7-7



Marco 8-8

FIGURA 3.25 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 4.

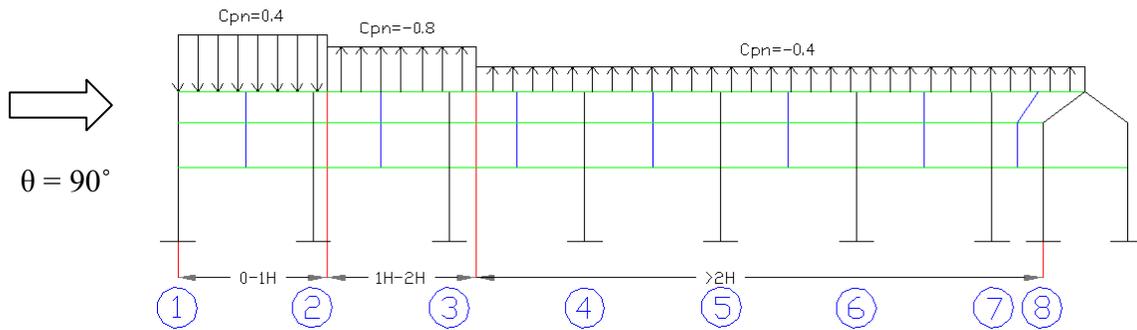


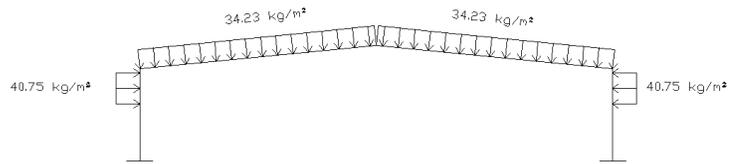
FIGURA 3.26 Coeficientes de presión neta para el Caso 5.

Caso 5

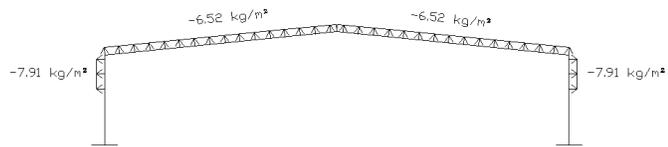
$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z$$

TABLA 3.8 Presión neta calculada en el caso 5.

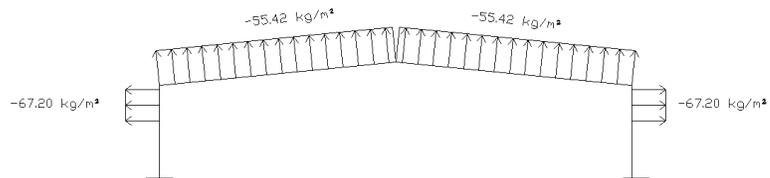
Marco	C_{P_n}	K_A cubierta	K_A faldón	K_L	q_z	P_n cubierta	P_n faldón
1-1	0.4	0.84	1	1	101.88	34.23	40.75
2-2	$[4.8(0.4)+3.2(-0.8)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-6.52	-7.91
3-3	$[5.6(-0.8)+2.4(-0.4)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-55.42	-67.20
4-4	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
5-5	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
6-6	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
7-7	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
8-8	-0.4	0.88	1	1	101.88	-35.86	-40.75



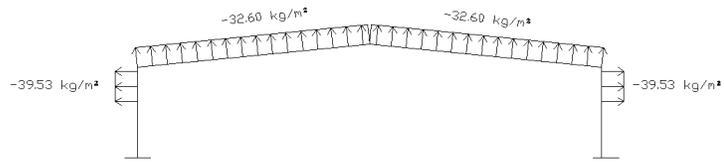
Marco 1-1



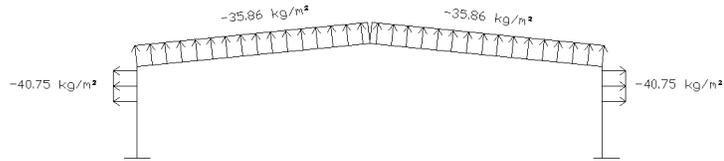
Marco 2-2



Marco 3-3



Marco 4-4 al 7-7



Marco 8-8

FIGURA 3.27 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 5.

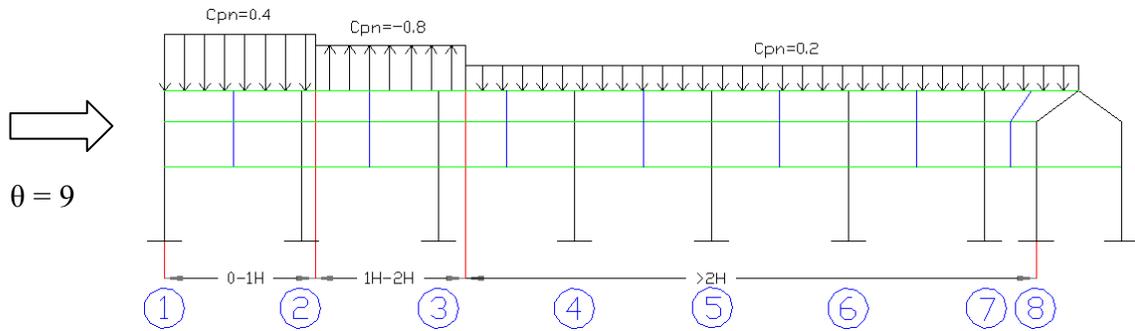


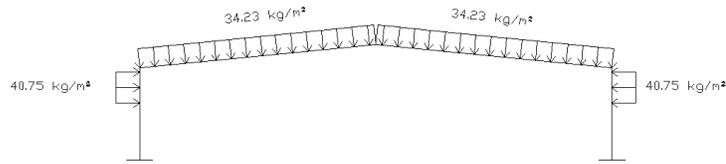
FIGURA 3.28 Coeficientes de presión neta para el Caso 6.

Caso 6

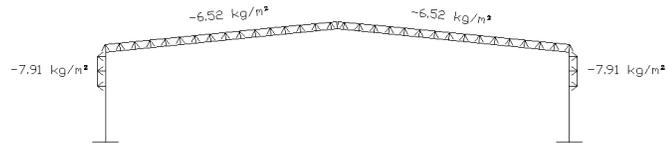
$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z$$

TABLA 3.9 Presión neta calculada en el caso 6.

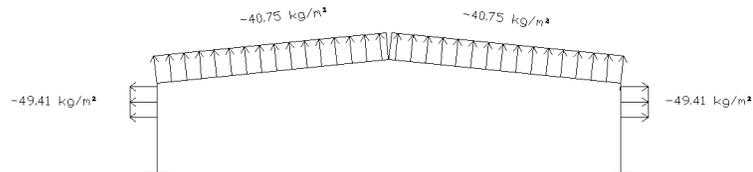
Marco	C_{P_n}	K_A cubierta	K_A faldón	K_L	q_z	P_n cubierta	P_n faldón
1-1	0.4	0.84	1	1	101.88	34.23	40.75
2-2	$[4.8(0.4)+3.2(-0.8)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-6.52	-7.91
3-3	$[5.6(-0.8)+2.4(0.2)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	-40.75	-49.41
4-4	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
5-5	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
6-6	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
7-7	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
8-8	0.2	0.88	1	1	101.88	17.93	20.38



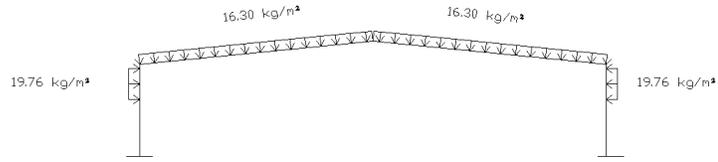
Marco 1-1



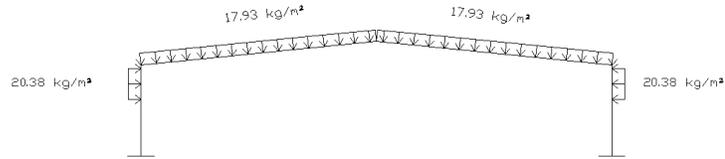
Marco 2-2



Marco 3-3



Marco 4-4 al 7-7



Marco 8-8

FIGURA 3.29 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 6.

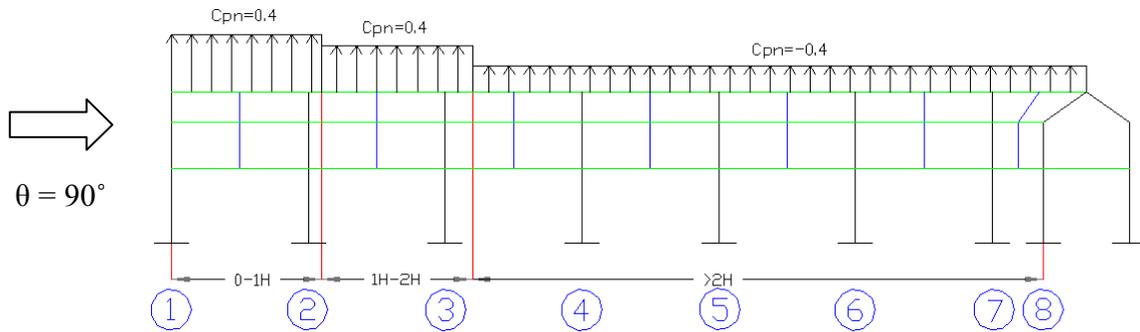


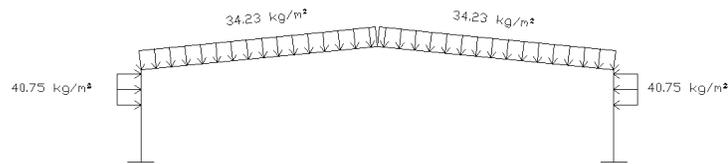
FIGURA 3.30 Coeficientes de presión neta para el Caso 7.

Caso 7

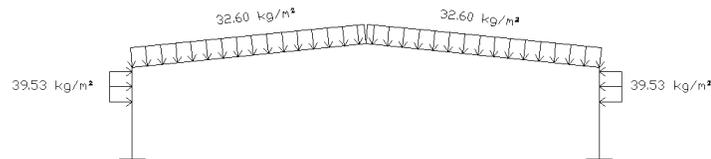
$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z$$

TABLA 3.10 Presión neta calculada en el caso 7.

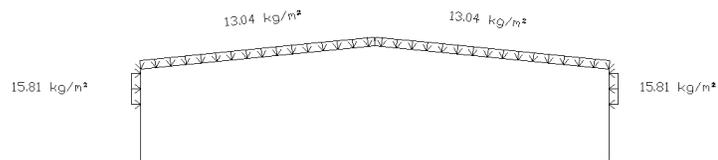
Marco	C_{P_n}	K_A cubierta	K_A faldón	K_L	q_z	P_n cubierta	P_n faldón
1-1	0.4	0.84	1	1	101.88	34.23	40.75
2-2	0.4	0.80	0.97	1	101.88	32.60	39.53
3-3	$[5.6(0.4)+2.4(-0.4)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	13.04	15.81
4-4	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
5-5	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
6-6	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
7-7	-0.4	0.80	0.97	1	101.88	-32.60	-39.53
8-8	-0.4	0.88	1	1	101.88	-35.86	-40.75



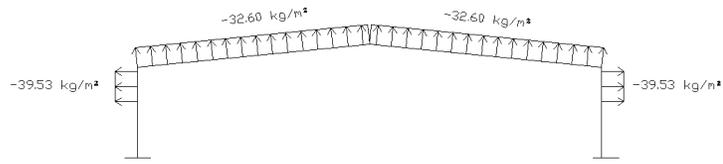
Marco 1-1



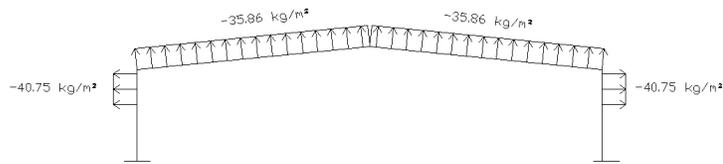
Marco 2-2



Marco 3-3



Marco 4-4 al 7-7



Marco 8-8

FIGURA 3.31 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 7.

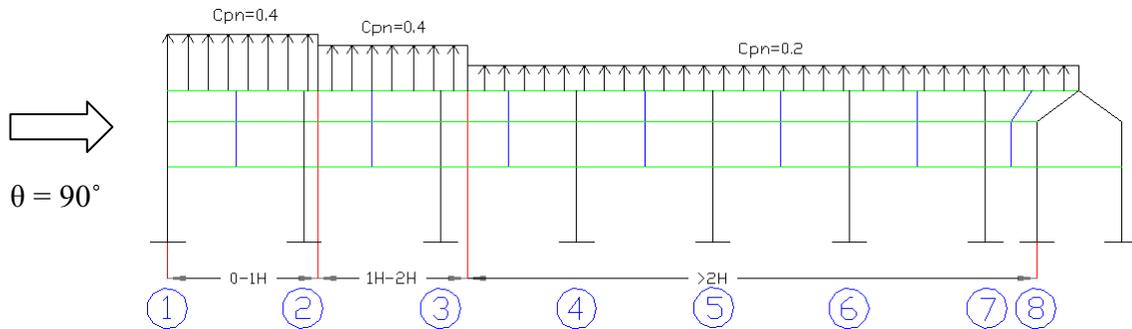


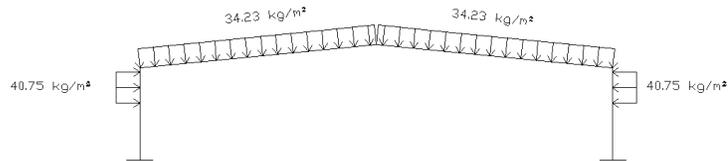
FIGURA 3.32 Coeficientes de presión neta para el Caso 8.

Caso 8

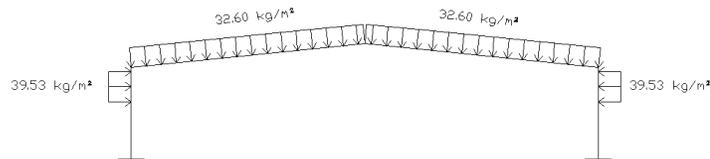
$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z$$

TABLA 3.11 Presión neta calculada en el caso 8.

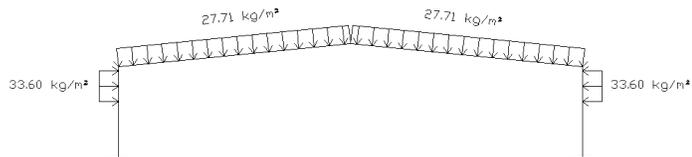
Marco	C_{Pn}	K_A cubierta	K_A faldón	K_L	q_z	P_n cubierta	P_n faldón
1-1	0.4	0.84	1	1	101.88	34.23	40.75
2-2	0.4	0.80	0.97	1	101.88	32.60	39.53
3-3	$[5.6(0.4)+2.4(0.2)]/8$	0.80	0.97	1	101.88	27.71	33.60
4-4	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
5-5	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
6-6	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
7-7	0.2	0.80	0.97	1	101.88	16.30	19.76
8-8	0.2	0.88	1	1	101.88	17.93	20.38



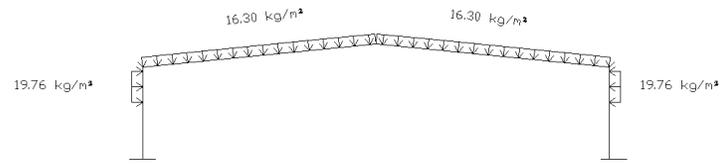
Marco 1-1



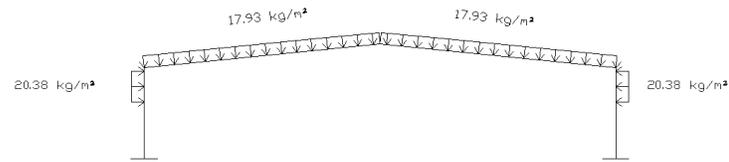
Marco 2-2



Marco 3-3



Marco 4-4 al 7-7



Marco 8-8

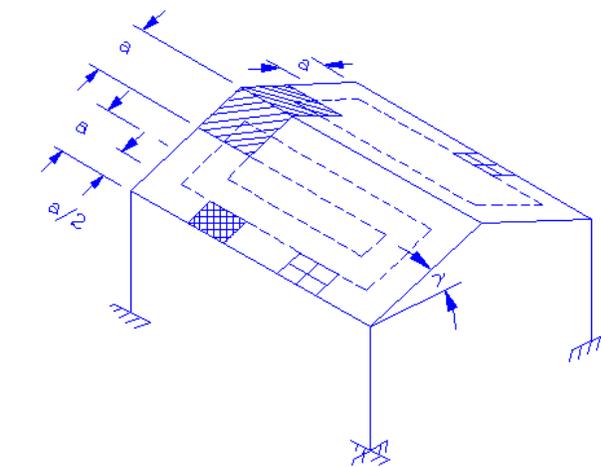
FIGURA 3.33 Presiones de Diseño en los marcos, en el caso 8.

6) Cálculo de las presiones de diseño para los elementos secundarios de la estructura.

6.1) Viento Normal a las generatrices (a lo largo de los 36 m.)

Debido a que los elementos secundarios de la construcción son aquéllos sobre los cuales se van a fijar los paneles (recubrimientos), es necesario tomar en cuenta el efecto de las presiones locales según se establece en el inciso 4.8.2.2.1 del Manual de Diseño por viento de CFE. De la figura 3.34, para esta dirección del viento, se tiene que:

$$a = 0.20 (36) = 7.2 \text{ m.}$$



SIMBOLOGIA

		K_L
Caso1		1.5
Caso2		2.0
Caso3		3.0

NOTAS:

- 1.- La dimensión "a" es el 20% de la menor dimensión horizontal en planta del techo aislado o toldo.
- 2.- Esta misma figura se aplica para techos a un agua o invertidos.

FIGURA 3.34 Factores de presión local, K_L , para techos aislados. (Ref. 3)

TABLA 3.12 Factor de presión neta local, K_L , para los recubrimientos y sus soportes de techos aislados y toldos.

Casos	Inclinación del techo γ	Zona de Afectación	Área de afectación	K_L
1 Presiones	$\gamma \geq 10^\circ$	El ancho de la zona será de 1.0 a, a lo largo de todo el borde del techo, incluyendo la cumbrera si es a dos aguas.	Entre $0.25 a^2$ y $1.0 a^2$	1.50
2 Presiones	$\gamma \geq 10^\circ$	El ancho de la zona será de 0.5 a, a lo largo de todo el borde del techo, incluyendo la cumbrera si es a dos aguas.	$\leq 0.25 a^2$	2.00
3 Succiones (-) hacia arriba	$\gamma < 10^\circ$	El ancho de la zona será de 0.5 a, a lo largo del borde de barlovento.	$\leq 0.25 a^2$	3.00

De la tabla 3.12 sabemos que K_L será igual a 3.00 ya que la inclinación de la cubierta es menor que 10° . La zona de afectación será de 0.5 a, a lo largo del borde de barlovento, esto se ve en la siguiente figura.

Zona de afectación = $0.5 a = 0.5 (7.2) = 3.6$ m.
 $H = 7$ ya que $\gamma < 60^\circ$

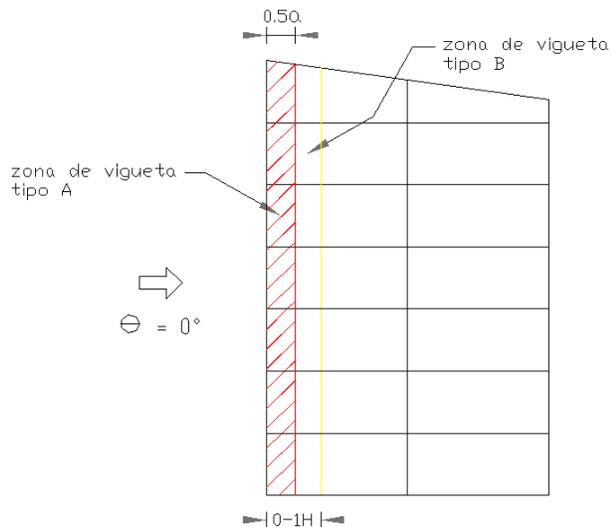


FIGURA 3.35 Ancho de la zona de afectación ($0.5 a$) del coeficiente K_L , cuando el viento es normal a las generatrices. (Ref. 3)

Sabemos que en éste sentido, el coeficiente de presión neta C_{Pn} que nos produce los mayores esfuerzos se da al inicio de la cubierta, en la distancia 0 a $1H$ y vale -1 . Por lo tanto se distinguen dos zonas críticas de presiones las cuales nos darán dos diseños de vigueta, de los cuales escogeremos el que nos produzca los esfuerzos más grandes.

Por el momento se supone que la distancia entre viguetas es de $1.5m$, por lo cual el área tributaria que le corresponde a cada vigueta es de $1.5 \times 8 = 12 m^2$ y con ayuda de la tabla I.11 del Manual de Diseño por viento de CFE sabemos que $K_A = 0.98$.

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1)(0.98)(3.00)(101.88) = -299.53 \text{ kg/m}^2 \text{ en viguetas tipo A}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1)(0.98)(1.00)(101.88) = -99.84 \text{ kg/m}^2 \text{ en viguetas tipo B}$$

Según la tabla 3.12 el área de afectación para las viguetas tipo A es $\leq 0.25 a^2$, así que:

$$\text{Área de afectación} = 0.25 a^2 = (0.25)(7.20)^2 = 12.96 m^2.$$

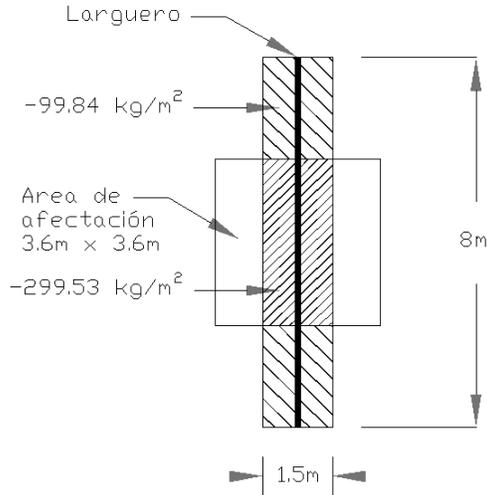


FIGURA 3.36 Larguero tipo A, cuando $\theta = 0^\circ$

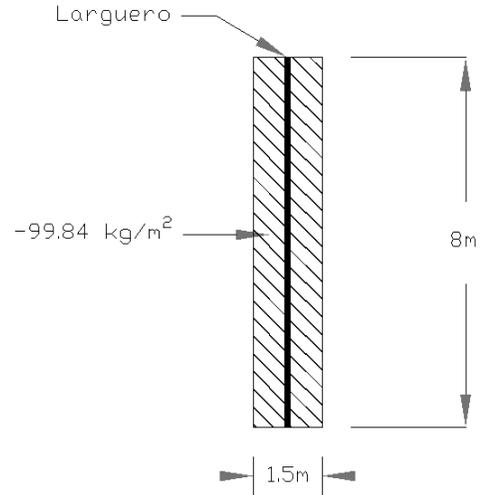


FIGURA 3.37 Larguero tipo B, cuando $\theta = 0^\circ$

En la figuras 3.36 y 3.37 se muestran los dos casos más desfavorables de esfuerzos sobre largueros que pueden ocurrir. En el larguero tipo A existe un área de afectación la cual se coloca en el centro suponiendo la condición más desfavorable y en el larguero tipo B al no existir área de afectación los esfuerzos serán los mismos en toda el área tributaria.

Para los largueros del faldón se considerarán las mismas presiones anteriores del larguero tipo A, pero con signo opuesto, “+ “ para el faldón en barlovento.

Las presiones laterales que ocurren en el faldón no se tomarán en cuenta en esta dirección de análisis ya que se hará cuando el viento incide de manera paralela a las generatrices siendo esta la condición más desfavorable para el faldón.

6.2) Viento Paralelo a las generatrices (a lo largo de los 56 m.)

Para este sentido “a” permanece constante según la figura 3.34 ($a = 7.2$ m). El valor de H cambia, según la figura I.8 (del Manual de Diseño por viento de CFE), H es igual a 8.8 m cuando el viento es paralelo a las generatrices.

En este sentido también el valor de C_{pn} que nos produce los mayores esfuerzos es -1 y se da al inicio de la cubierta junto al borde de la cara de barlovento, lo anterior se muestra en la siguiente figura.

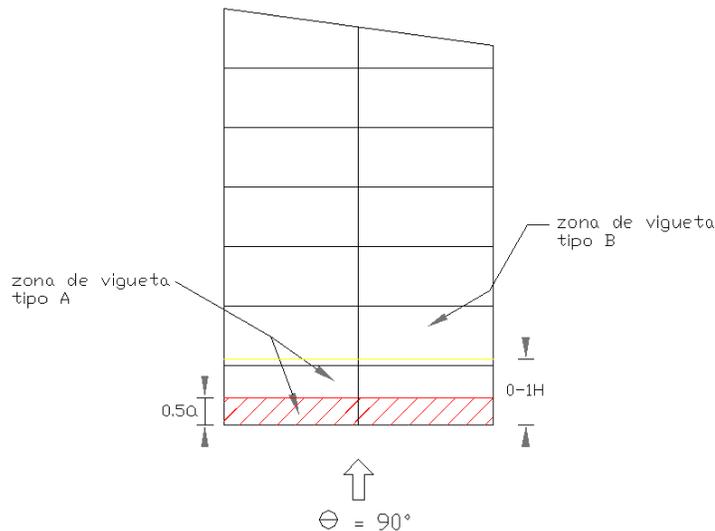


FIGURA 3.38 Ancho de la zona de afectación ($0.5 a$) del coeficiente K_L , cuando el viento es Paralelo a las generatrices.

Como se muestra en la figura 3.38 existen dos zonas de esfuerzos que nos darían dos tipos de diferentes de viguetas. Se sabe que la vigueta tipo A es la que nos daría los esfuerzos más grandes ya que esta se encuentra en la zona de afectación donde K_L se incrementa; por lo tanto esta quedaría de la siguiente forma:

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1)(0.98)(3.00)(101.88) = -299.53 \text{ kg/m}^2 \text{ en zona de afectación}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1)(0.98)(1.00)(101.88) = -99.84 \text{ kg/m}^2 \text{ de } 0.5a - 1H$$

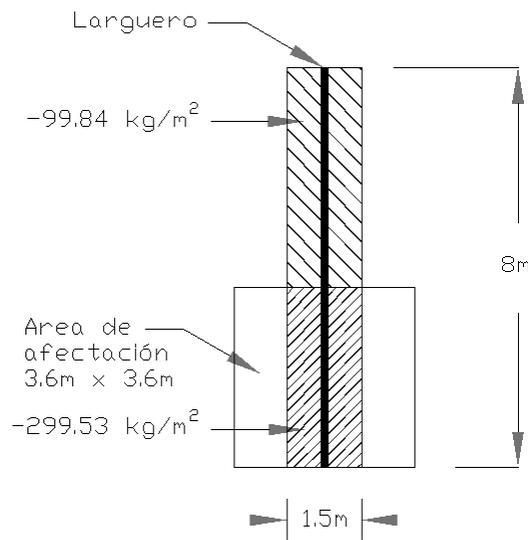


FIGURA 3.39 Larguero tipo A, cuando $\theta = 90^\circ$

Las presiones en las viguetas apoyadas en el marco D abarcan mayor área tributaria debido a la inclinación de dicho marco, así que estas presiones varían a lo largo del marco, por lo tanto se expondrán estas presiones más adelante cuando se diseñen los largueros del marco D. Lo anterior se refleja en la siguiente figura.

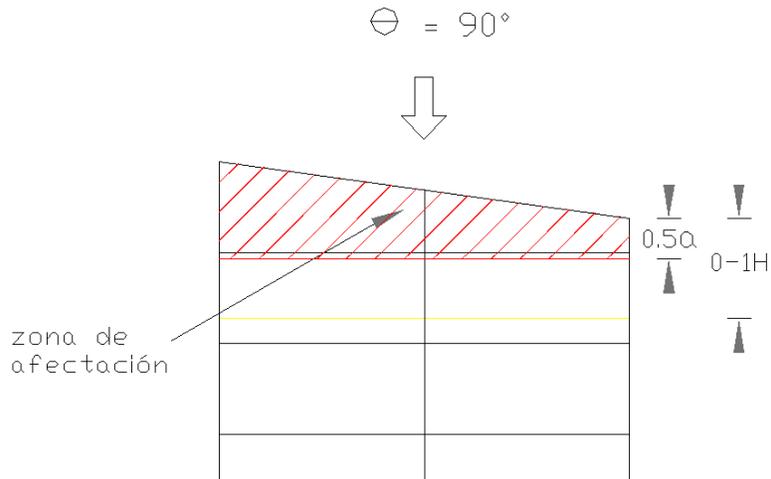


FIGURA 3.40 Ancho de la zona de afectación (0.5 a) del coeficiente K_L .

Para los largueros del faldón tomaremos el factor $C_{pn} = 1$ (positivo) ya que se encuentra en la zona de barlovento. No es necesario hacer todos los casos de vigueta, ya que para fines de diseño tomaremos el larguero que más área tributaria tenga por lo tanto será el que mayores presiones reciba. Esto se ve en la siguiente figura.

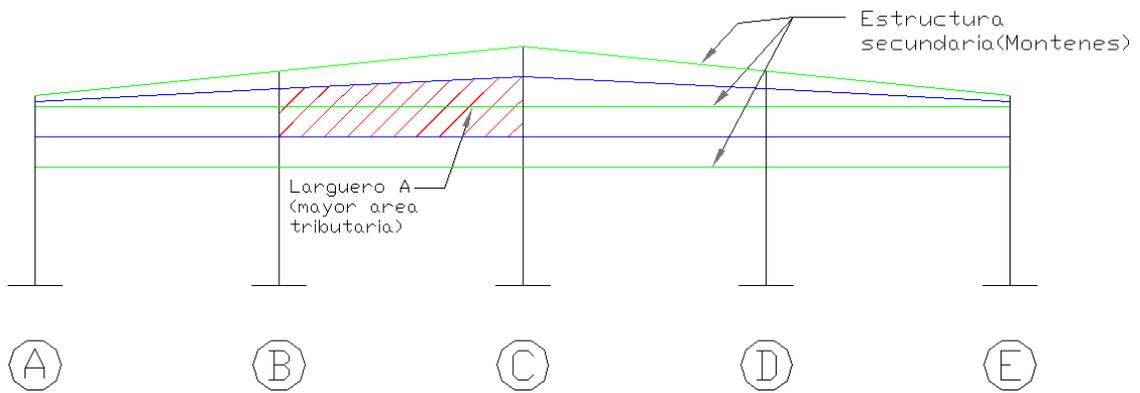


FIGURA 3.41 Marco A, área tributaria de larguero tipo A.

Área tributaria larguero A = 18 m². así que:

$$K_A = 0.95$$

$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z = (1)(0.95)(3.00)(101.88) = 290.36 \text{ kg/m}^2 \text{ en área de afectación}$$

$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z = (1)(0.95)(1.00)(101.88) = 96.79 \text{ kg/m}^2 \text{ en área restante.}$$

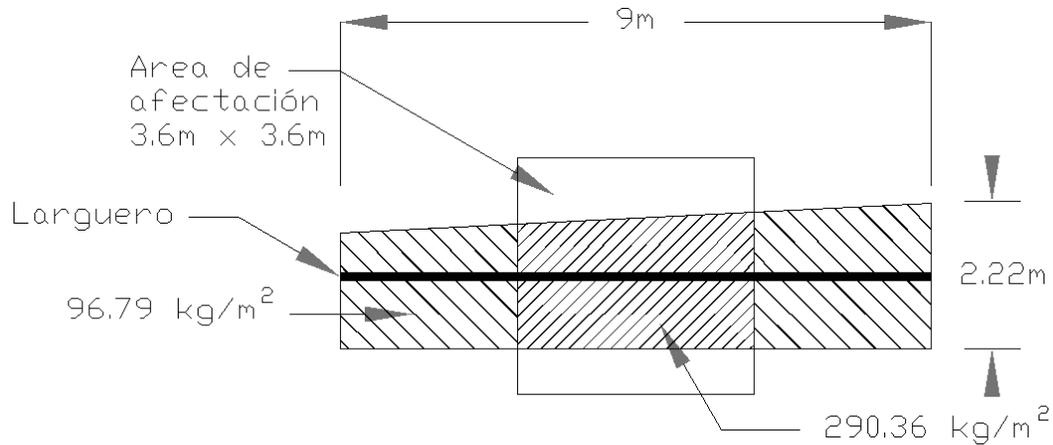


FIGURA 3.42 Larguero tipo A de mayor área tributaria, perteneciente al marco A.

7) Cálculo de las presiones de diseño para los recubrimientos de la estructura.

Considerando lo peligroso que puede ser el desprendimiento de los recubrimientos, éstos se diseñarán como si se tratara de una estructura perteneciente al grupo B, en tanto que, de acuerdo con la tabla 2.2, ellos son de la clase A. De manera que, siguiendo un procedimiento similar al descrito anteriormente, la presión dinámica de base para estos recubrimientos se muestra adelante.

7.1 Clasificación de la estructura.

Según su importancia la estructura pertenece al grupo B.

7.2 Determinación de la velocidad de Diseño.

Categoría de terreno.

De acuerdo con los datos, el terreno se clasifica dentro del tipo 3.

Clase de estructura según su tamaño.

Dado que se trata de un elemento de recubrimiento esta se clasifica según la tabla 2.2 como clase A.

Velocidad regional.

En un periodo de retorno de 50 años (para estructuras pertenecientes al grupo B), la velocidad regional que corresponde a Veracruz es: $V_R = 175 \text{ km/h}$.

Factor de exposición, $F_\alpha = F_c F_{rz}$

El factor de tamaño para una estructura de clase A es $F_c = 1.0$

El factor de rugosidad y altura, F_{rz} , es constante, dado que la altura de la nave es menor que 10 metros:

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } z \leq 10$$

Los valores de α y δ se obtienen de la tabla 2.5 y están en función de la categoría del terreno y clase de estructura.

$$\alpha = 0.156$$

$$\delta = 390 \text{ m.}$$

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{390} \right]^{0.156} = 0.88$$

Por lo tanto, el factor de exposición es:

$$F_\alpha = (1.0)(0.88) = 0.88$$

Factor de Topografía.

Puesto que la estructura se desplantará en terreno plano, el factor de topografía local es:

$$F_T = 1.0$$

7.3 Velocidad de diseño.

Finalmente, la velocidad de diseño es (inciso 4.6):

$$V_D = F_T F_\alpha V_R = (1.0)(0.88)(175) = 154 \text{ km/h.}$$

7.4 Presión dinámica de base.

Veracruz está situado al nivel del mar y su temperatura media anual es de 25.2 ° C. La presión barométrica para esa altura es de 760 mm. de Hg. (tabla 2.7). Por tanto, el factor G vale:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} = \frac{0.392(760)}{273 + 25.2}$$

$$G = 0.999 \approx 1$$

Así que:

$$q_z = 0.0048GV_D^2$$

$$q_z = 0.0048(1)(154)^2$$

$$q_z = 113.84 \text{ kg/m}^2$$

Como elemento de recubrimiento se usará paneles prefabricados de marca Multypanel. Sabiendo que la distancia a cubrir de un agua es de 18.09m y que los paneles Multytecho pueden tener de longitud de 1.50mts a 12mts, se usarán dos piezas de longitud mitad al claro de un agua, esto es:

$L = 18.09/2 = 9.04\text{m}$
 Ancho = 0.80m

Por lo tanto el área tributaria de cada panel es $= 9.04 \times 0.80 = 7.23 \text{ m}^2$.
 Entonces si $7.23 \leq 10 \text{ m}^2$, el factor de reducción $K_A = 1.0$

Ahora calculemos la presión máxima que se puede presentar en nuestra cubierta. Independientemente de la dirección de análisis sabemos que el factor C_{Pn} que nos proporciona los esfuerzos más grandes que se pudiesen presentar es -1, y el factor de presión local K_L para recubrimientos será igual a 3.0, según la tabla 3.12 Así que nuestra presión máxima para recubrimientos será:

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1)(1.0)(3.0)(113.84) = -341.52 \text{ kg/m}^2$$

Ahora encontraremos la separación de largueros permitido por el fabricante para el panel prefabricado de 1 1/2" mediante el esfuerzo máximo permisible correspondiente a la acción del viento. Esto lo podemos hacer con ayuda de tablas de capacidad de carga uniforme para paneles prefabricados disponibles en manuales técnicos MULTY PANEL.

TABLA DE CAPACIDAD DE CARGA UNIFORME PARA MULTYTECHO® W (Kg/M²)													
		DISTANCIA ENTRE APOYOS (MTS.)											
ESPESOR DEL PANEL	DEFLEXION MAXIMA PERMITIDA												
		CALIBRE No. 26						CALIBRE No. 28					
		2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00
1"	L/240	233	155	97	65	---	---	192	141	89	59	---	---
	L/120	233	162	119	91	---	---	192	146	107	82	---	---
1 1/2"	L/240	347	241	167	112	---	---	264	216	151	101	---	---
	L/120	347	241	177	135	---	---	264	216	158	121	---	---
2"	L/240	475	330	242	174	---	---	335	279	216	156	---	---
	L/120	475	330	242	185	---	---	335	279	216	165	---	---
2 1/2"	L/240	612	425	312	239	---	---	406	339	278	213	---	---
	L/120	612	425	312	239	---	---	406	339	278	213	---	---
3"	L/240	744	517	384	302	---	---	477	400	341	269	---	---
	L/120	744	517	384	302	---	---	477	400	341	269	---	---
4"	L/240	923	641	471	361	270	---	621	517	415	318	238	---
	L/120	923	641	471	361	270	---	621	517	415	318	238	---
5"	L/240	1102	765	558	420	315	236	765	634	489	367	275	206
	L/120	1102	765	558	420	315	236	765	634	489	367	275	206

TABLA 3.13 Capacidad de carga uniforme permitida para MULTYTECHO W (kg/m²) (Ref. 4)

Sabemos que la presión máxima que puede ocurrir en los recubrimientos es:

$$P_{n\max} = -341.52 \text{ kg/m}^2 \quad \text{por ser negativo es succión.}$$

En la tabla 3.13 puede verse que el panel de 1 ½" con la condición de apoyo continuo a distancias de 2.50 permite cargas de 347 kg/m², esta es mayor que la máxima calculada debida al viento, por lo tanto, ante la acción del viento se permitirá una separación máxima de largueros de 2.50m.

Ahora diseñaremos el tipo de larguero que utilizaremos, mediante la acción de fuerzas gravitacionales (carga muerta, carga viva) y accidentales (carga por viento) y esto nos dará una separación de apoyos diferente que no será mayor que 2.50m.

3.3 Diseño de Largueros.

Ahora diseñaremos los largueros en base a cargas gravitacionales. En base a tablas de peso propio de paneles MULTYPANEL sabemos que el peso propio del panel prefabricado para techo de 1½" de espesor calibre 26/26 es 11.15 kg/m². Después propondremos una separación de largueros, ésta de inicio será 0.80 m. al igual se supondrá un perfil inicial de larguero, este puede ser un canal MON-TEN 8"x3" calibre 12, sus características se muestran en la siguiente figura.

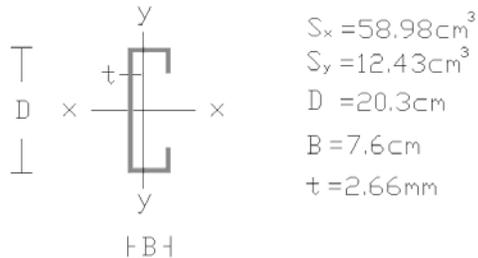


FIGURA 3.43 Características geométricas y propiedades de canal MON-TEN.

Largueros sobre cubierta.

$W_{panel} = 11.15 \text{ kg/m}^2$. entonces si lo multiplicamos por el ancho tributario sería:

$$W_{panel} = (11.15) (0.80\text{m}) = 8.92 \text{ kg/m}$$

$$W_{Larguero} = 7.78 \text{ kg/m.}$$

$$W_{V_{max}} = 40 \text{ kg/m}^2, \text{ por metro lineal sería:}$$

$$W_{V_{max}} = (40) (0.80\text{m}) = 32 \text{ kg/m.}$$

Las Normas Técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal recomiendan en su apartado de Criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones usar un factor de carga $F_c = 1.4$ para combinaciones de acciones permanentes y acciones variables.

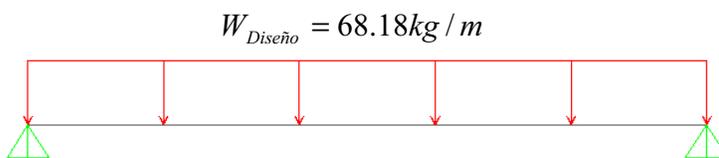
Sumando todo tenemos:

W_{panel}	=	8.92 kg/m
$W_{Larguero}$	=	7.78 kg/m
$W_{V_{max}}$	=	32 kg/m
$W_{servicio}$	=	48.70 kg/m
 $W_{Diseño}$	 =	 $1.4 (48.70) = 68.18 \text{ kg/m.}$

Así que la carga de diseño sería:

$$W_{Diseño} = 68.18 \text{ kg/m.}$$

Ahora calculemos el momento máximo que se presentaría en un larguero por el peso de las cargas gravitacionales, el larguero se supone con apoyos simples en ambos lados como se ve en la siguiente figura.



Esta carga se aplica en dirección vertical de manera que produce flexión con respecto a los dos ejes principales de la sección. Esto se expresa mejor en la siguiente figura:

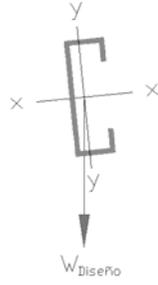


FIGURA 3.44 Dirección de la carga de diseño sobre la vigueta propuesta.

El ángulo de la línea de aplicación de la carga con respecto al eje vale:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1.8}{18}\right) = 5.71^\circ$$

$$\cos \alpha = 0.995$$

$$\sen \alpha = 0.099$$

Estos son los componentes que producen flexión respecto a x y y.

$$W_{Diseño\ x} = (0.099) (68.18) = 6.75 \text{ kg/m.}$$

$$W_{Diseño\ y} = (0.995) (68.18) = 67.84 \text{ kg/m.}$$

Así que los momentos máximos para el eje x y y son:

$$M_{\max\ y} = \frac{w_x l^2}{8} = \frac{(6.75)(8)^2}{8} = 54 \text{ kg} - \text{m} = 5,400 \text{ kg} - \text{cm.}$$

$$M_{\max\ x} = \frac{w_y l^2}{8} = \frac{(67.84)(8)^2}{8} = 542.72 \text{ kg} - \text{m} = 54,272 \text{ kg} - \text{cm.}$$

Sabemos que para este tipo de material $F_y = 3,500 \text{ kg} / \text{cm}^2$, y que el esfuerzo permisible a flexión es:

$f_p = 0.6F_y$, esto es:

$$f_p = 0.6 (3,500) = 2,100 \text{ kg/cm}^2.$$

La revisión de los esfuerzos se hace con la fórmula de la escuadría para flexión biaxial:

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq f_p$$

$$\frac{54,272}{58.98} + \frac{5,400}{12.43} = 1,354.60 \text{ kg/cm}^2$$

$1,354.60 \text{ kg/cm}^2 < f_p$, así que la sección de la vigueta seleccionada resiste los esfuerzos inducidos por las fuerzas gravitacionales consideradas, por consiguiente la aceptamos en nuestro diseño.

Ahora comprobaremos si esta misma vigueta soporta la acción de los esfuerzos inducidos por el viento. Tomaremos los **casos más críticos** expuestos anteriormente. Se sabe que en esfuerzos de succión del viento, el peso de la carga viva contrarrestaría los efectos del viento, así que, en este caso solo se tomará en consideración la carga muerta como cargas gravitacionales.

Ahora haremos unas pequeñas correcciones en los casos críticos de presiones de diseño inducidas por el viento para elementos secundarios (largueros) de la estructura, ya que el larguero diseñado por fuerzas gravitacionales tiene un ancho tributario de 0.80m. y en el análisis por viento se consideró distancias entre largueros de 1.50m.

Normal a las Generatrices tenemos:

Área tributaria = (0.80) (8.0) = 6.4 m². así que:

$$K_A = 1.0$$

$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z = (-1) (1.0) (3.00) (101.88) = -305.64 \text{ kg/m}^2 \text{ en viguetas tipo A}$$

$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z = (-1) (1.0) (1.00) (101.88) = -101.88 \text{ kg/m}^2 \text{ en viguetas tipo B}$$

Las presiones de diseño inducidas por el viento serían las siguientes:

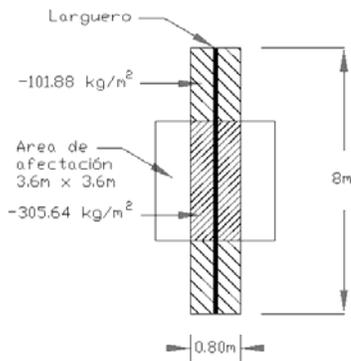


FIGURA 3.45 Vigueta tipo A

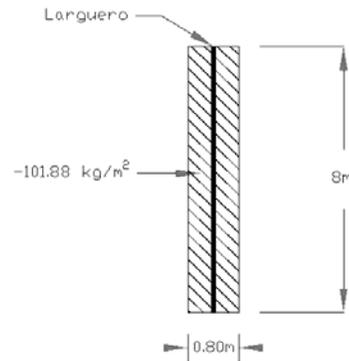


FIGURA 3.46 Vigueta tipo B

Las Normas Técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal recomiendan en su apartado de Criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones usar un factor de carga $F_C = 1.1$ para combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales.

Analizaremos el caso más crítico, éste es el tipo A.
Tenemos que la carga gravitacional sería:

$$W_{panel} = 8.92 \text{ kg/m}$$

$$W_{Larguero} = 7.78 \text{ kg/m}$$

$$W_{gravitacional} = 16.70 \text{ kg/m}$$

$$W_{Diseño} = 1.1 (16.70) = 18.37 \text{ kg/m}$$

$$W_{gravitacional} x = (0.099) (18.37) = 1.82 \text{ kg/m.}$$

$$W_{gravitacional} y = (0.995) (18.37) = 18.28 \text{ kg/m.}$$

Restamos las fuerzas del viento:

$$F_{viento} = (-101.88)(0.80)(1.1) = -89.65 \text{ kg/m}, \text{ fuera del área de afectación.}$$

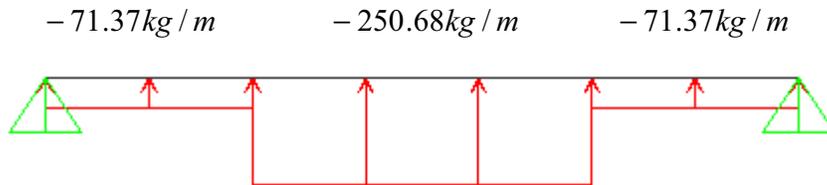
$$F_{viento} = (-305.64)(0.80)(1.1) = -268.96 \text{ kg/m}, \text{ en el área de afectación.}$$

$$Wy_1 = F_{viento} + W_{gravitacional} y = (-89.65) + (18.28) = -71.37 \text{ kg/m fuera del \acute{a}rea de afectaci3n}$$

$$Wy_2 = F_{viento} + W_{gravitacional} y = (-268.96) + (18.28) = -250.68 \text{ kg/m en el \acute{a}rea de afectaci3n}$$

$$Wx = W_{gravitacional} x = 1.82 \text{ kg/m.}$$

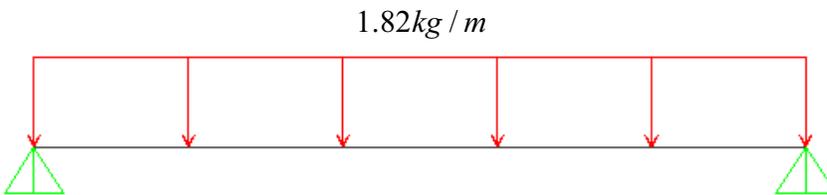
Las fuerzas que actúan en la vigueta sobre el eje y, son:



$$M_{\max} x = -1,571.50 \text{ kg} - m$$



Las fuerzas que actúan en la vigueta sobre el eje x, son:



$$M_{\max} y = 14.52 \text{ kg} - m$$



Así que:

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq f_p$$

$$\frac{157,150}{58.98} + \frac{1,452}{12.43} = 2,781.27 \text{ kg/cm}^2 > f_p \text{ pero:}$$

Los reglamentos de Diseño nos permiten aumentar f_p un 33% si en el diseño se están considerando fuerzas inducidas por cargas Accidentales. Así que:

$$f_p = 1.33 (2,100) = 2,793 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces nuestra sección propuesta se acepta.

El esfuerzo actuante resulta menor que el permisible, por lo que no se deberá aumentar la sección, en caso contrario no resultaría económico tomar una sección más grande, usar un tirante de varilla que reduzca el claro en la dirección débil sería mejor.

Paralelo a las generatrices tenemos:

Corregimos el área tributaria:

Área tributaria = (0.80) (8.0) = 6.4 m². así que:

$$K_A = 1.0$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1)(1)(3.00)(101.88) = -305.64 \text{ kg/m}^2 \text{ en zona de afectación}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (-1)(1)(1.00)(101.88) = -101.88 \text{ kg/m}^2 \text{ de } 0.5a - 1H$$

sabemos que:

$$W_{gravitacional\ x} = (0.099)(18.37) = 1.82 \text{ kg/m.}$$

$$W_{gravitacional\ y} = (0.995)(18.37) = 18.28 \text{ kg/m.}$$

Restamos la carga muerta:

$$F_{viento} = (-101.88)(0.80)(1.1) = -89.65 \text{ kg/m}, \text{ fuera del \u00e1rea de afectaci\u00f3n.}$$

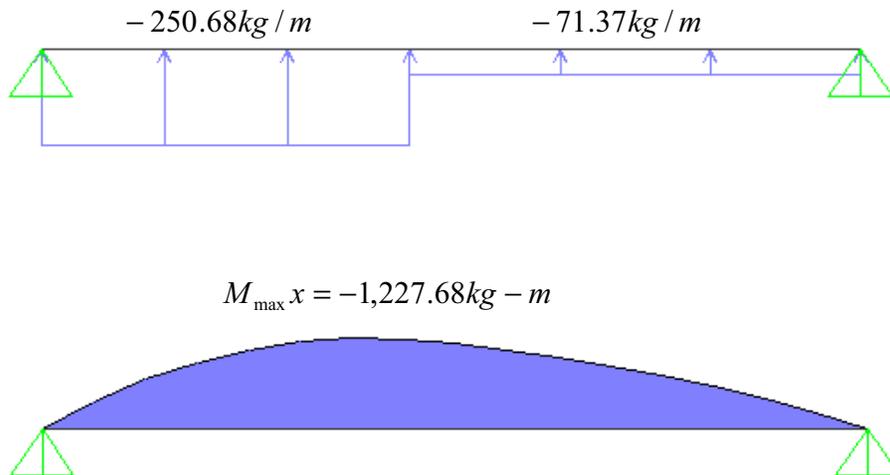
$$F_{viento} = (-305.64)(0.80)(1.1) = -268.96 \text{ kg/m}, \text{ en el \u00e1rea de afectaci\u00f3n.}$$

$$Wy_1 = F_{viento} + W_{gravitacional\ y} = (-89.65) + (18.28) = -71.37 \text{ kg/m fuera del \u00e1rea de afectaci\u00f3n}$$

$$Wy_2 = F_{viento} + W_{gravitacional\ y} = (-268.96) + (18.28) = -250.68 \text{ kg/m en el \u00e1rea de afectaci\u00f3n}$$

$$Wx = W_{gravitacional\ x} = 1.82 \text{ kg/m.}$$

Entonces nuestro caso quedar\u00eda de la siguiente manera:



Vemos que en este caso *paralelo a las generatrices* el momento m\u00e1ximo es menor que el momento m\u00e1ximo encontrado en el caso *normal a las generatrices*, as\u00ed que se seguir\u00e1 conservando la secci\u00f3n seleccionada 8MT12 8" X 3".

Largueros en el Faldón de los marcos laterales, Marco B y C.

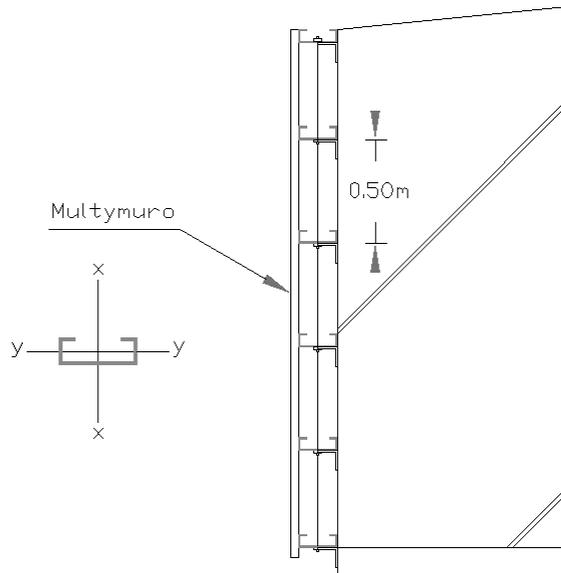


FIGURA 3.47 Distancia de largueros que sostienen el faldón lateral hecho de Multymuro.

Tomaremos el mismo tipo de larguero propuesto para la cubierta, este es 8MT12 8"x3".

Cargas sobre el eje X

$$W_{panel} = (10.74) (0.50) = 5.37 \text{ kg/m.}$$

$$W_{larguero} = 7.78 \text{ kg/m.}$$

$$W_{Tx} = 13.15 \text{ kg/m.}$$

$$W_{Tx} \text{ diseño} = 1.1 (13.15) = 14.46 \text{ kg/m.}$$

Así que:

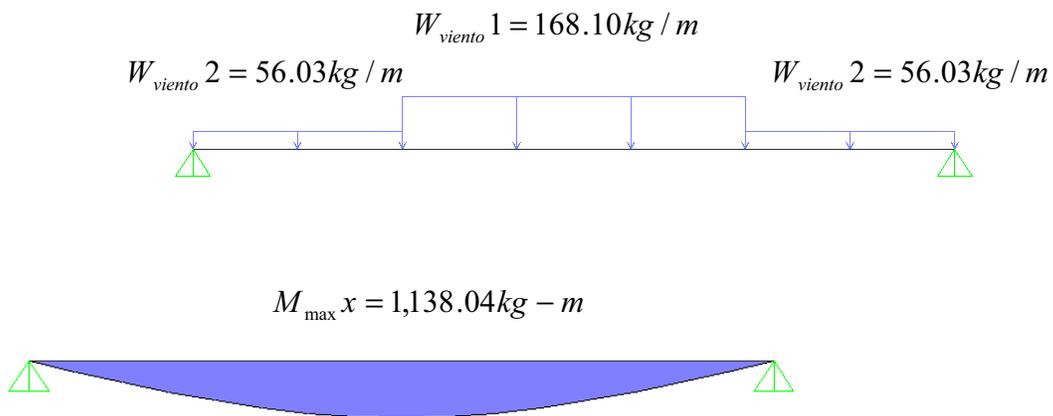
$$M_{max} y = \frac{W_{Tx} l^2}{8} = \frac{(14.46)(8)^2}{8} = 115.68 \text{ kg} - \text{m} = 11,568 \text{ kg} - \text{cm}$$

$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z = (1)(1.0)(3.00)(101.88)(1.1) = 336.20 \text{ kg/m}^2$ dentro del área de afectación.

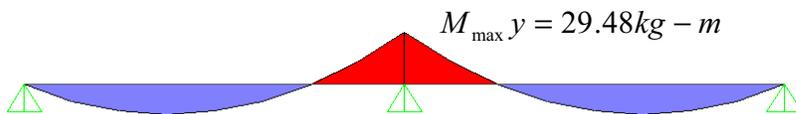
$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z = (1)(1.0)(1.00)(101.88)(1.1) = 112.07 \text{ kg/m}^2$ Fuera del área de afectación.

$W_{viento 1} = (336.20)(0.50) = 168.10 \text{ kg/m}$. en el área de afectación.

$W_{viento 2} = (112.07)(0.50) = 56.03 \text{ kg/m}$. fuera del área de afectación.



Si anexamos tensores en cada mitad del claro de los canales los momentos en el sentido Y se reducen a un 25% como se muestra a continuación.



$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq f_p$$

$$\frac{113,804}{58.98} + \frac{2,948}{12.43} = 2,166.70 \text{ kg/cm}^2 < f_p$$

con lo que el larguero elegido resiste los esfuerzos.

Largueros sobre los Marcos A y D.

Analizaremos el larguero con un área tributaria correspondiente a una separación de 0.50m, como se ve en la siguiente figura:

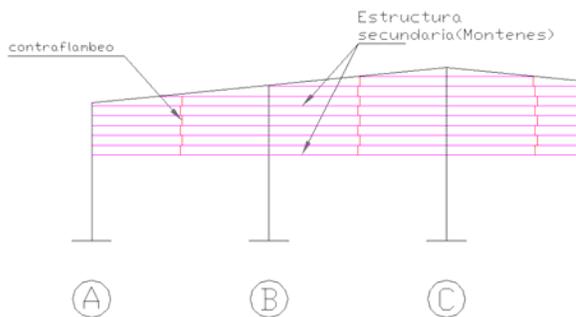


FIGURA 3.48 Largueros sobre los Marcos A y D.

$$A_T = 4.5 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2, \text{ así que:}$$

$$K_A = 1$$

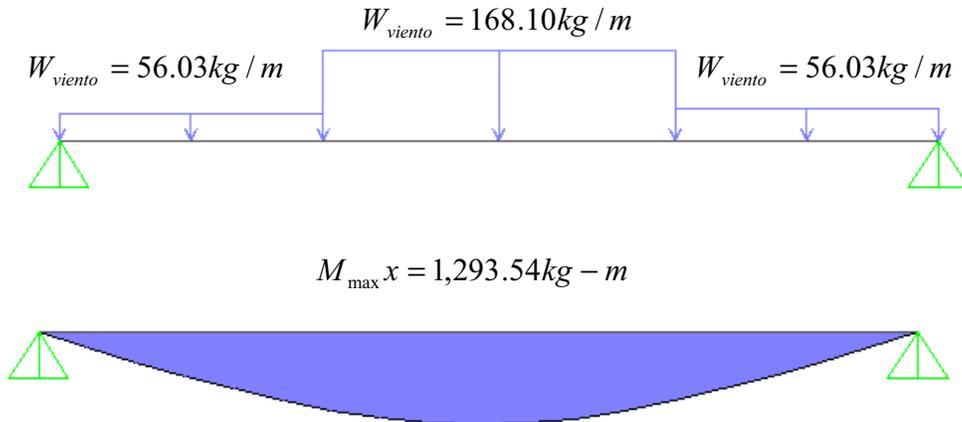
Tomaremos un larguero 9MT12

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (1)(1)(3.00)(101.88)(1.1) = 336.20 \text{ kg/m}^2 \text{ dentro del área de afectación.}$$

$$P_n = C_{Pn} K_A K_L q_z = (1)(1)(1.00)(101.88)(1.1) = 112.07 \text{ kg/m}^2 \text{ Fuera del área de afectación.}$$

$$W_x = 1.1[(10.74)(0.50) + 8.59] = 15.36 \text{ kg/m.}$$

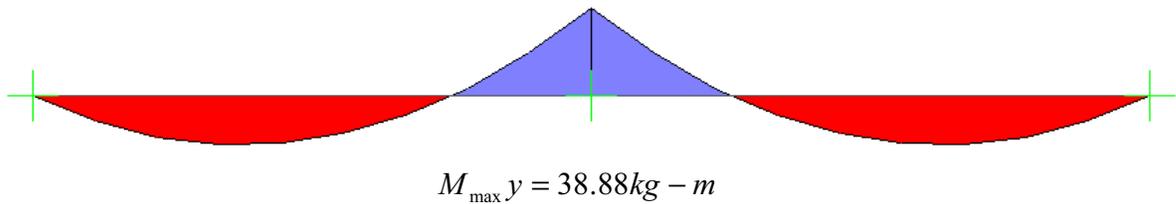
$$M_{\max y} = \frac{(15.36)(9)^2}{8} = 155.52 \text{ kg-m.}$$



$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq f_p$$

$$\frac{129,354}{73.06} + \frac{15,552}{14.41} = 2,849.76 \text{ kg/cm}^2 < f_p$$

Pero si anexamos contraflambeos a la mitad del claro tenemos que el momento máximo sobre el eje Y disminuye a un 25%, ya que se considera un apoyo en el centro del claro.



Por lo tanto:

$$\frac{129,354}{73.06} + \frac{3,888}{14.41} = 2,040.33 \text{ kg/cm}^2 < f_p$$

Este margen de esfuerzos es considerado por la necesidad de colgar carteles o letreros pesados sobre el faldón.

3.4 Diseño de la estructura principal.

Ahora diseñaremos la estructura principal de nuestro gimnasio.

Las situaciones de carga en las que puede estar sometida la estructura durante su vida son:

- 1.- *Cargas Gravitacionales (carga muerta y carga viva).*
- 2.- *Cargas Gravitacionales + Cargas debidas a Sismo.*
- 3.- *Carga Muerta + Cargas debidas al Viento.*

Debido a la forma estructural que tienen las cubiertas hechas a base de Marcos rígidos se sabe que la situación que somete a este tipo de estructura a los mayores esfuerzos es la número 3, por lo tanto es la situación que nos regirá en el diseño de nuestros marcos.

No se tomará en cuenta en el diseño la situación 2, ya que nuestro modelo no representa una estructura esbelta y pesada y que pudiese estar formada por varios niveles que nos representen una altura considerable, características cruciales para resolver un modelo mediante cargas sísmicas.

Es importante comprender que no será considerada la carga viva actuante en conjunto a la carga por viento ya que la carga viva contrarrestaría las fuerzas provocadas por el viento que actúan perpendiculares a la cubierta.

Sabemos que:

$$\begin{array}{rcl}
 W_{panel} & = & 8.92 \text{ kg/m} \\
 W_{Larguero} & = & 7.78 \text{ kg/m} \\
 \hline
 W_{servicio} & = & 16.70 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

En éste caso no tomaremos en consideración la carga viva máxima ya que esta carga contrarrestaría los esfuerzos inducidos por el viento.

Las reacciones sobre los marcos debidas a la carga de servicio del panel y larguero son:

$$R = W_{servicio} L_{Larguero} = (16.70) (8) = 133.60 \text{ kg a cada } 80\text{cm.}$$

Las reacciones podemos considerarlas como cargas uniformes:

$$W_{muerta} = 133.60\text{kg} / 0.80\text{m} = 167\text{kg} / \text{m}$$

El análisis se hará con ayuda de un programa de cómputo llamado Sap2000. El peso propio de los marcos de acero es considerado por el programa de análisis por esa razón no lo incluimos en la carga muerta repartida.

Ahora propondremos algunas secciones de inicio para los marcos intermedios de acero:

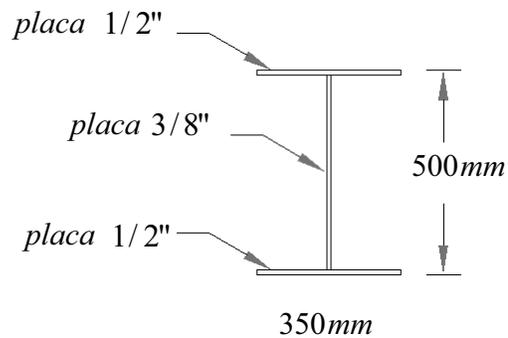


FIGURA 3.49 Sección en la base.

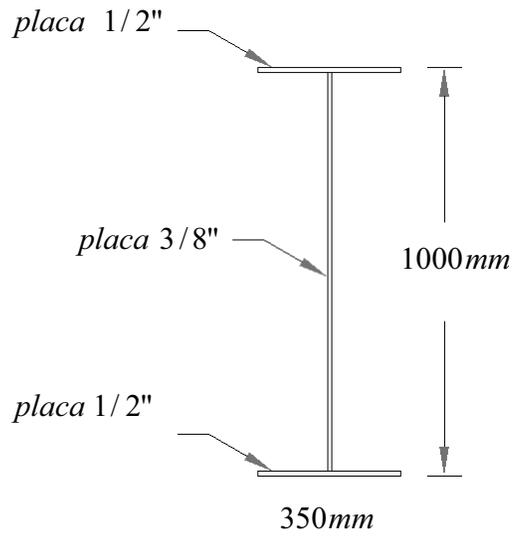
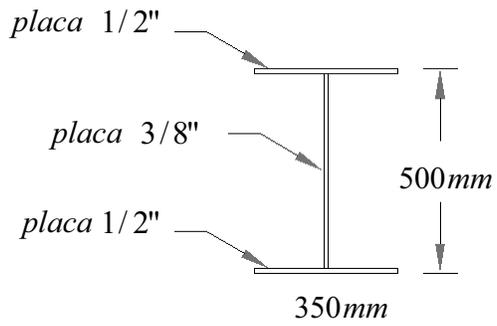


FIGURA 3.50 Sección en el hombro.

FIGURA 3.51 Sección en $\frac{1}{4}$ de claro.

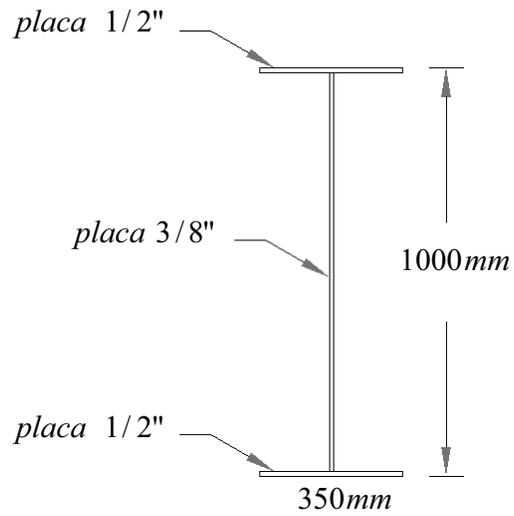


FIGURA 3.52 Sección en la cumbre.

Para el marco frontal A y marco posterior D, se propone una sección constante de las siguientes características:

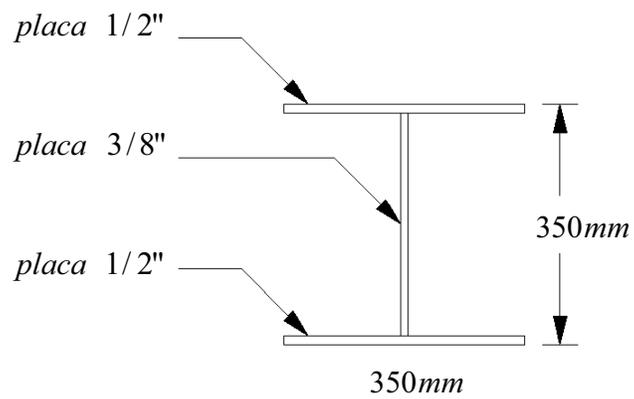


FIGURA 3.53 Sección constante.

Ahora se analizará nuestra estructura en base a:

- + Los 8 casos de viento cuando actúa normal a las generatrices.
- + Los 8 casos de viento cuando actúa paralelo a las generatrices.
- + Por cargas gravitacionales. (Carga muerta + Carga viva)

Las Normas Técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal recomiendan en su apartado de Criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones usar un factor de carga $F_C = 1.4$ para combinaciones de acciones permanentes y acciones variables (situación 1), y un factor de carga $F_C = 1.1$ para combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales (situación 3)

- Carga muerta - peso propio de la estructura
- Carga viva - 40 kg/m² por Reglamento de Construcciones para el D.F.

Después se verificará que los esfuerzos en los miembros no excedan los admisibles para el acero A-36.

La geometría del marco propuesto inicial quedaría idealizada por el programa de análisis de la siguiente manera para marcos interiores:

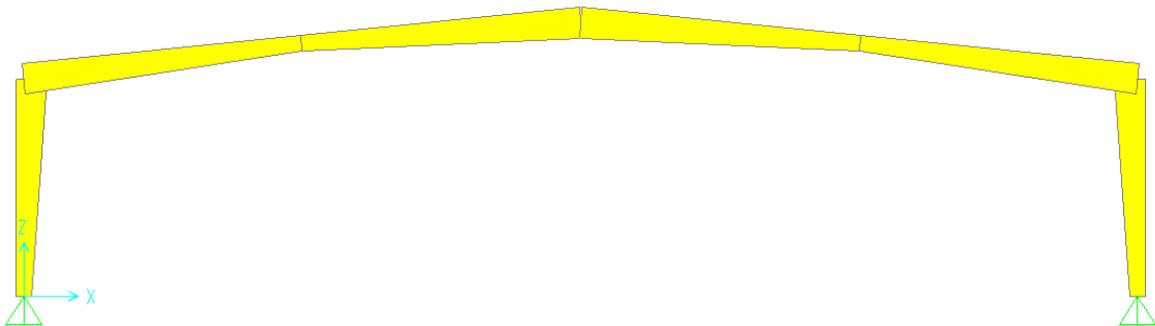


FIGURA 3.54 Geometría inicial propuesta idealizada por programa de cómputo para marcos intermedios.

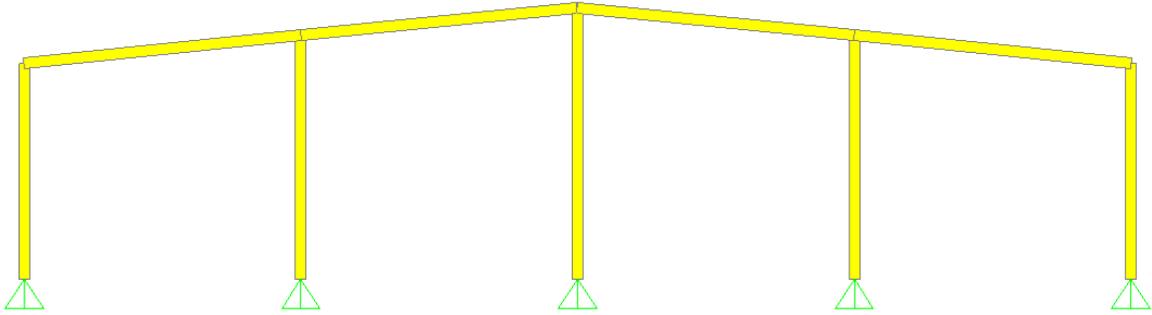


FIGURA 3.55 Geometría inicial propuesta idealizada por un programa de cómputo para marco frontal A y posterior D.

Para unir los marcos elegiremos inicialmente un perfil IPR de 12"x6 1/2" de peso 38.7 kg/ml.

Soportes.

Los soportes en la base de cada columna se considerarán Articulados es decir, libres de rotar sobre cualquier eje x, y, z y restringidos de cualquier desplazamiento en x, y, z.

Lo anterior se aprecia en la siguiente figura:

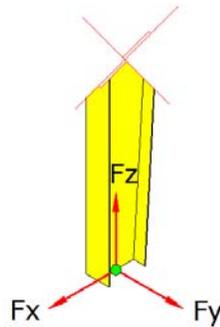


FIGURA 3.56 Soporte articulado.

Nuestra estructura principal quedaría modelada de la siguiente manera:

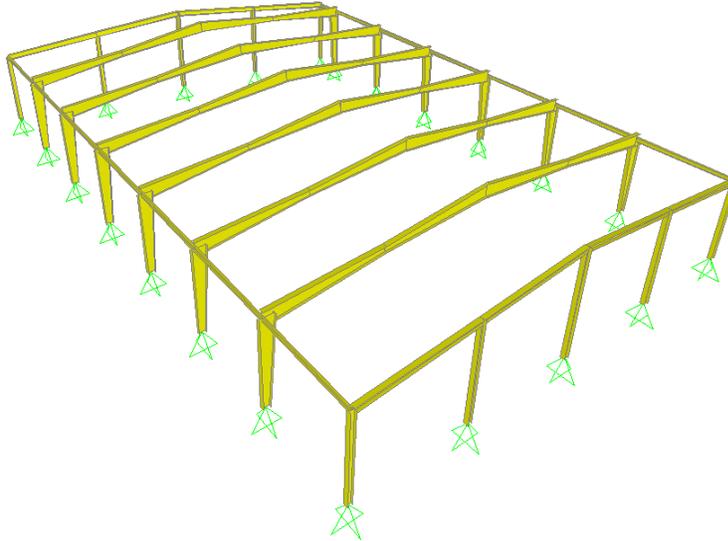


FIGURA 3.57 Modelo idealizado por Sap2000 de la estructura principal.

Ahora suministraremos a nuestro modelo todos los casos de carga por viento que pueden ocurrir. Entonces nuestro modelo se aprecia en el *caso 1* cuando el viento es normal a las generatrices de la siguiente manera:

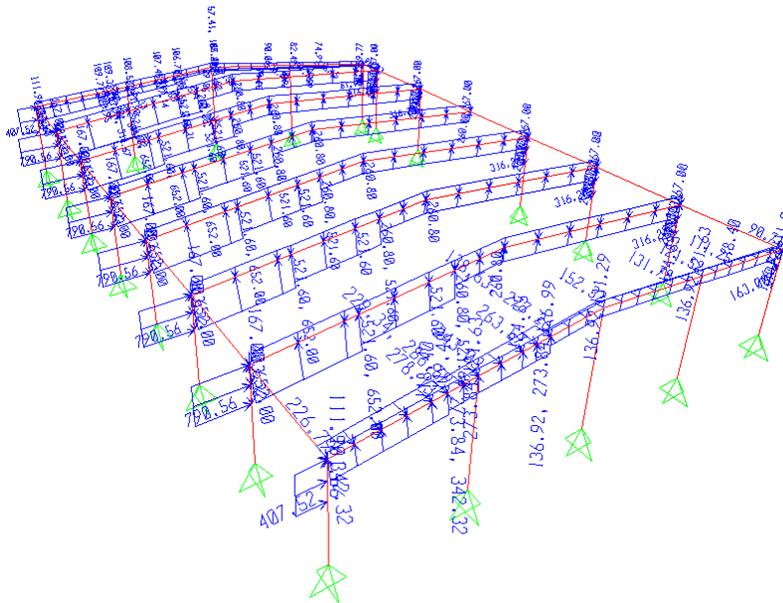


FIGURA 3.58 Cargas inducidas por el viento sobre la estructura, en el caso 1 cuando el viento es normal a las generatrices.

Después de haber corrido el programa, checamos de una forma global el comportamiento de nuestra estructura en cada uno de los casos de viento y podemos ver en primer instancia que con la geometría inicial propuesta nuestra estructura tiende a moverse en el sentido en que el viento afecta a la misma y podemos apreciar que los marcos laterales sufren deformaciones grandes al haber una tendencia al abrirse de manera perpendicular al flujo del aire. Esto se aprecia si vemos las deformaciones aumentadas de manera significativa en nuestro modelo en el caso 1 cuando el viento incide de manera normal a las generatrices:

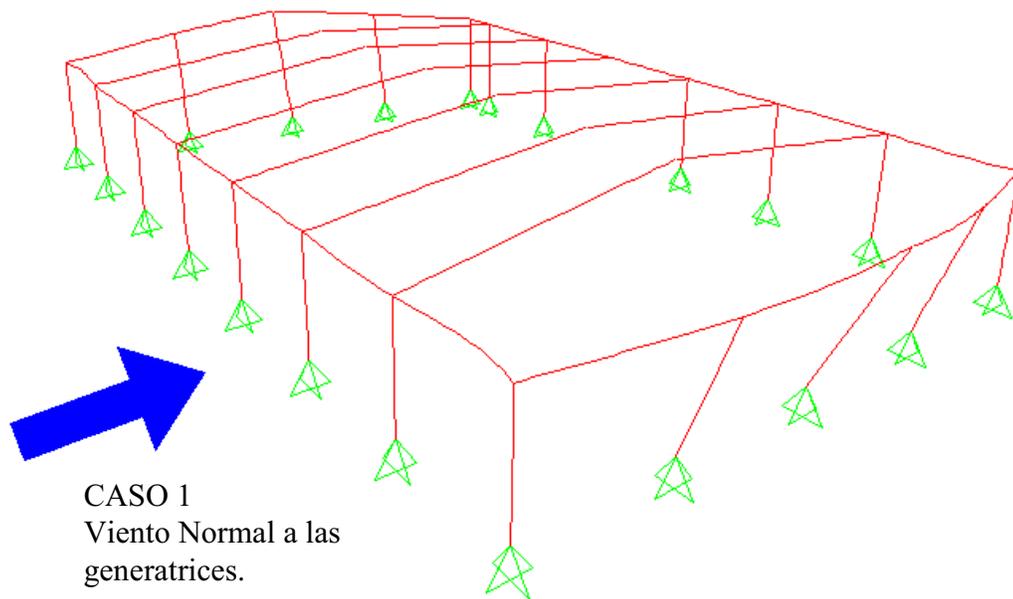


FIGURA 3.59 Deformaciones en la estructura principal debidas al viento.

Por lo tanto sería conveniente agregar a nuestra estructura un tipo de soporte que nos ayude a contrarrestar estas deformaciones que sufre nuestro modelo. Anexaremos unos contravientos de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, 6 cruces por cada claro. Entonces la estructura quedaría:

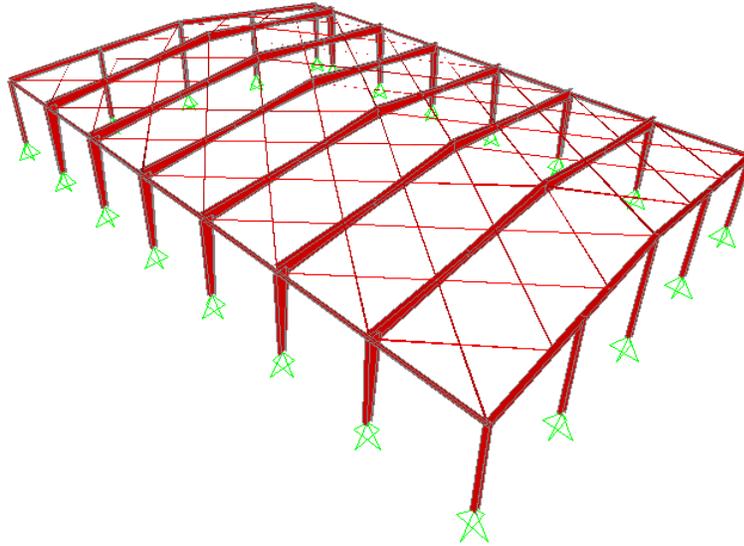


FIGURA 3.60 Estructura principal reforzada con contravientos de $\frac{3}{4}$ " de diámetro.

Ahora hacemos un nuevo análisis y vemos que nuestra estructura experimenta deformaciones menores. Es importante comprender que los contravientos deberán ser liberados en sus extremos de momentos actuantes ya que la manera en que son fijados a los marcos hace que puedan girar libremente sobre su eje.

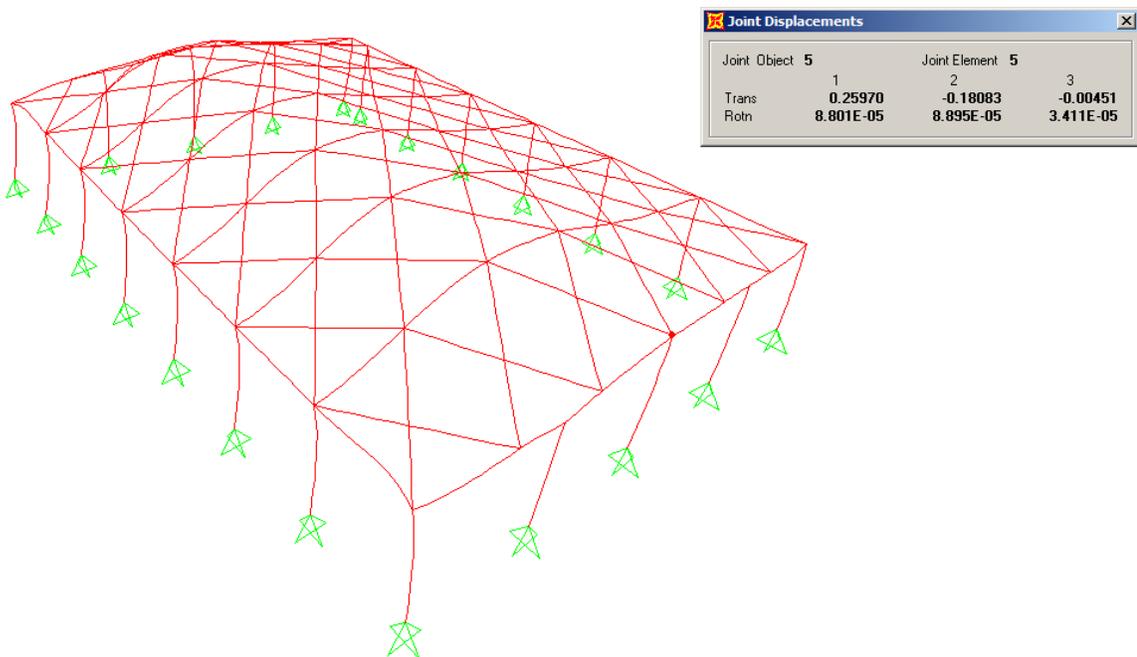


FIGURA 3.61 Deformaciones contrarrestadas por contravientos en la estructura principal.

La figura anterior representa la estructura deformada por la acción del viento, como se puede apreciar los marcos tienden a deformarse menos gracias a los contravientos suministrados. Podemos ver que nuestro programa nos arroja desplazamientos y rotaciones en el punto más alto del marco frontal y cuyos valores son aceptables. (Los valores en la figura 3.61 son dados en centímetros).

Ahora el siguiente paso es ir diseñando la geometría de los marcos. Comenzaremos por diseñar un marco que represente a todos los marcos intermedios y después los marcos frontal y posterior ya que estos son diferentes.

Para esto necesitamos hallar los resultados de los elementos mecánicos de los marcos en varias estaciones e ir verificando que estos no sobrepasen los valores permitidos por los reglamentos de diseño.

“El esfuerzo máximo actuante en una sección debe ser menor que el esfuerzo permitido”

$$F_y = 2,533.32 \text{ Kg. /cm.}^2 \text{ A-36}$$

Esfuerzo permitido = $0.6 F_y = 0.6 (2,533.32) = 1,520 \text{ kg/cm}^2$. (Axial, Momento x, Momento y)

Esfuerzo permitido = $0.4 F_y = 0.4 (2,533.32) = 1,013 \text{ kg/cm}^2$. (Esfuerzo cortante)

Lo anterior queda representado gráficamente por la siguiente figura:

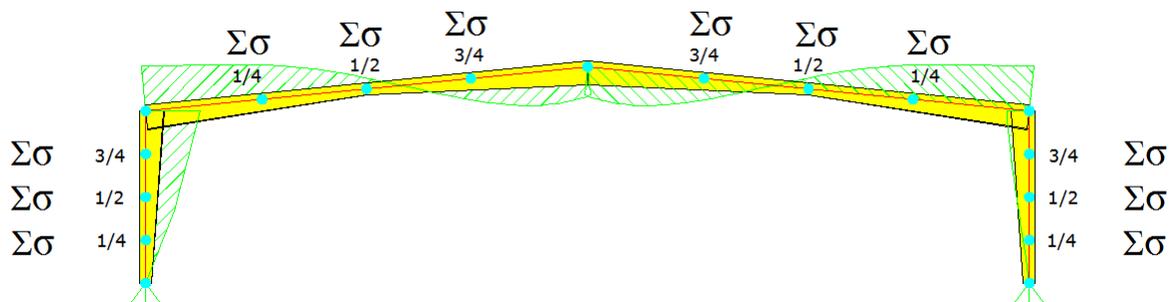


FIGURA 3.62 Esfuerzos en varias estaciones del marco interior en diseño.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(M_x)(y)}{I_x} + \frac{(M_y)(x)}{I_y}$$

$$\sum \sigma < Fa$$

Donde:

P = Fuerza Axial actuante en un punto dado. (Kg.)

A = área de la sección transversal. (cm.²)

M_x = Momento sobre el eje x en un punto dado. (Kg.-cm.)

M_y = Momento sobre el eje y en un punto dado. (Kg.-cm.)

I_x = Momento de Inercia de la sección con respecto al eje x (cm⁴)

I_y = Momento de Inercia de la sección con respecto al eje y (cm⁴)

$$\text{Esfuerzo Cortante} = \frac{V}{A_{ALMA}}$$

$$\text{Esfuerzo Cortante} < 0.4 F_y$$

Donde:

V = Fuerza cortante que actúa en un punto dado.

A_{ALMA} = Área transversal del alma de la sección.

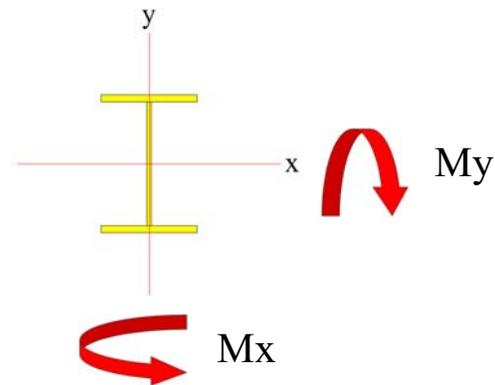


FIGURA 3.63 Momentos que actúan en la sección "I".

Diseño de Marcos intermedios.

Si nombramos de izquierda a derecha los miembros del marco intermedio a diseñar de la siguiente manera podremos hacer una tabla de valores que contenga los resultados de los elementos mecánicos arrojados por el programa en función de todos los casos de viento que afectan a nuestro modelo como se ve a continuación:

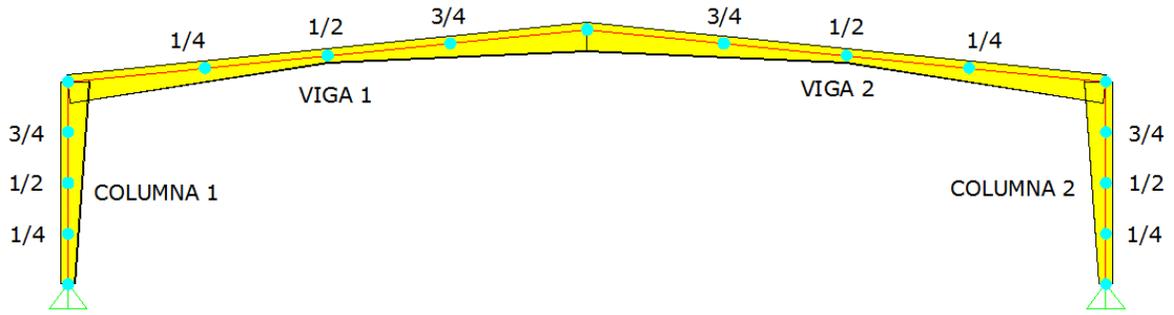


FIGURA 3.64 Elementos del marco interior en diseño.

Al analizar nuestro modelo en el caso 1- Normal a las generatrices tenemos:

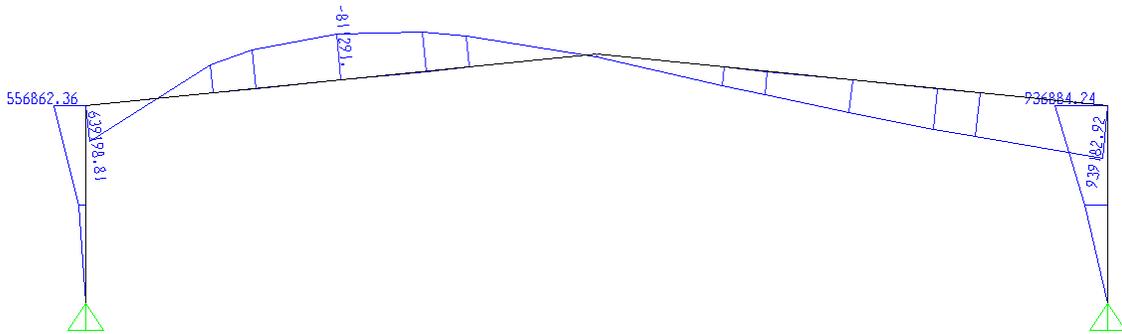


FIGURA 3.65 Momentos en marco interior debidos a las acciones del viento.

La figura anterior nos muestra los momentos a que se somete nuestro marco 2-2 de nuestro modelo y cuyos valores numéricos son:

Mx en diferentes distancias del marco en <i>caso 1</i> Normal a las generatrices (Kg.-m.)					
	Inicio	1/4	1/2	3/4	Final
Columna1	-9.45E-03	-4,643.39	-9,286.78	-12,403.44	-15,520.10
Viga 1	15,520.16	1,835.89	-3866.34	-3,620.07	-342.44
Viga 2	476.96	972.00	954.42	563.56	-342.46
Columna 2	2.245E-02	-186.09	-372.21	52.40	477.00

TABLA 3.14 Momentos en estaciones, caso 1 normal a las generatrices.

V y-z Fuerzas cortantes en el plano y-z en diferentes distancias del marco en <i>caso 1</i> Normal a las generatrices. (Kg.)					
	inicio	1/4	1/2	3/4	final
Columna1	2,653.36	2,653.36	2,653.36	1,501.12	348.88
Viga 1	3,914.11	2,111.09	552.15	-644.05	-645.30
Viga 2	-195.95	-53.93	45.30	144.36	286.55
Columna 2	106.35	106.35	106.35	-354.57	-815.49

TABLA 3.15 Fuerzas cortantes en estaciones, caso1 normal a las generatrices.

Pero estos valores no nos sirven para el diseño porque no sabremos si son los máximos que se pueden presentar en cada estación. Así que, el trabajo consiste en hacer una tabla que nos indique los valores máximos de M_x , M_y , V_{y-z} , Fuerza Axial, considerando todos los casos expuestos y en todos los 6 marcos intermedios ya que por facilidad se pretende diseñar 1 solo marco Intermedio para todos los ejes intermedios.

Valores Máximos en <i>Viga 1</i> . (kg, cm)				
Estación	P (carga Axial)	V y-z (Cortante)	M_y	M_x
0	-13,104.72	-14,235.83	13,241.37	-8,125,902.57
1/4	-12,720.12	-10,389.81	-11,860.33	-3,445,754.97
1/2	-12,900.09	-6,539.54	10,865.51	1,234,307.34
3/4	-14,088.02	-2,926.97	18,747.93	2,469,262.77
1	13,951.11	2,707.87	-2,229.38	3,704,157.06

TABLA 3.16 Valores máximos en viga 1.

Valores Máximos en <i>Viga 2</i> . (kg, cm)				
Estación	P (carga Axial)	V y-z (Cortante)	M_y	M_x
0	-13,104.72	-14,235.83	34,567.84	-8,125,902.57
1/4	-12,720.12	-10,389.81	-7,667.86	-3,445,754.97
1/2	-12,883.23	-6,539.54	-12,226.91	1,234,307.34
3/4	-14,081.75	-2,697.78	-18,740.82	2,469,262.77
1	13,953.59	2,005.54	2,229.18	3,704,157.06

TABLA 3.17 Valores máximos en viga 2.

Como el análisis se hizo considerando 2 direcciones perpendiculares entre si tendríamos una variación significativa en esfuerzos entre viga1 y viga2 y como se pretende diseñar un marco simétrico tendríamos que hallar los valores máximos entre viga1 y viga2:

Valores Máximos entre <i>Viga 1</i> y <i>Viga 2</i> . (kg, cm)				
Estación	P (carga Axial)	V y-z (Cortante)	My	Mx
0	-13,104.72	-14,235.83	34,567.84	-8,125,902.57
1/4	-12,720.12	-10,389.81	-11,860.33	-3,445,754.97
1/2	-12,900.09	-6,539.54	-12,226.91	1,234,307.34
3/4	-14,088.02	-2,926.97	18,747.93	2,469,262.77
1	13,953.59	2,707.87	-2,229.38	3,704,157.06

TABLA 3.18 Valores máximos entre viga 1 y viga 2.

Ahora Columna 1 y Columna 2:

Valores Máximos entre <i>Columna 1</i> y <i>Columna 2</i> (kg, cm)				
Estación	P (carga Axial)	V y-z (Cortante)	My	Mx
0	-18,260.94	11,013.40	0.00	-5.09E-10
1/4	-17,980.45	11,023.41	1,535.38	-1,930,279.80
1/2	-17,699.95	11,033.43	3,070.76	-3,860,559.61
3/4	-16,996.39	11,045.08	4,606.14	-5,794,633.46
1	-16,292.82	11,056.73	6,141.51	-7,728,707.32

TABLA 3.19 Valores máximos entre columna 1 y columna 2.

Ahora que tenemos los máximos valores de los esfuerzos que pueden ocurrir en nuestro modelo, el siguiente paso es verificar que las secciones propuestas inicialmente soporten dichos esfuerzos en cada una de las estaciones definidas.

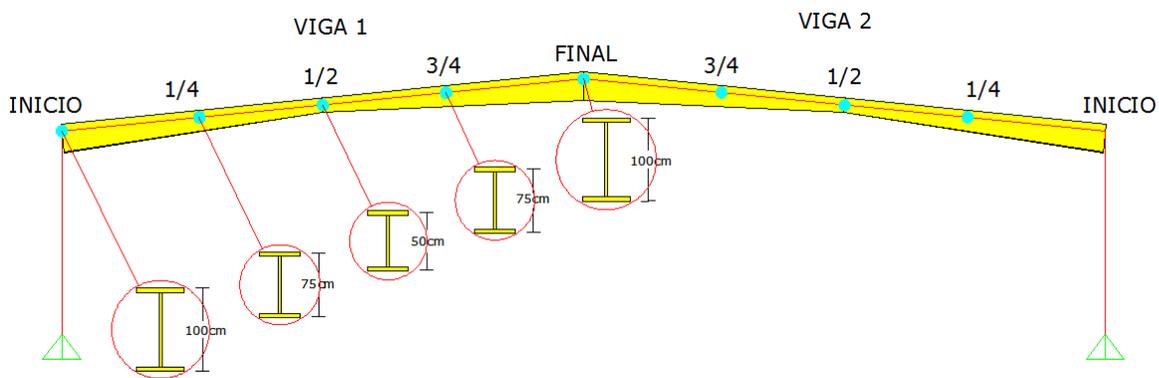


FIGURA 3.66 Estaciones en viga 1 y viga 2.

Esfuerzos al inicio de la viga son:

De inicio tenemos un peralte de 100cm.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{Ix} + \frac{(My)(x)}{Iy} = \frac{13,104.72}{181.73} + \frac{8,125,902.57(50)}{290,131.59} + \frac{34,567.84(17.5)}{277,153.23} =$$

$$\Sigma \sigma = 1,330.45 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{Se acepta.}$$

Revisamos por cortante:

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{A_{ALMA}} = \frac{14,235.83}{95.25} = 149.45 \text{ kg/cm}^2 < 0.4Fy$$

$$149.45 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2 \text{ Se acepta.}$$

Esfuerzos a 1/4 de la viga son:

De inicio tenemos un peralte de 75 cm.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{Ix} + \frac{(My)(x)}{Iy} = \frac{12,720.12}{157.92} + \frac{3,445,754.97(37.5)}{151,027.59} + \frac{11,860.33(17.5)}{208,387.06} =$$

$$\Sigma \sigma = 937.12 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{No se acepta debido a que está muy sobrada la sección, en cambio podemos reducirla.}$$

Proponemos una sección de 50cm de peralte.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{Ix} + \frac{(My)(x)}{Iy} = \frac{12,720.12}{134.10} + \frac{3,445,754.97(25)}{61,273.01} + \frac{11,860.33(17.5)}{139,620.89} =$$

$$\Sigma \sigma = 1,502.24 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{Se acepta.}$$

Revisamos por cortante:

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{A_{ALMA}} = \frac{10,389.81}{47.62} = 218.15 \text{ kg/cm}^2 < 0.4Fy$$

$$218.15 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2 \text{ Se acepta.}$$

Esfuerzos a $\frac{1}{2}$ viga son:

De inicio tenemos un peralte de 50 cm.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{Ix} + \frac{(My)(x)}{Iy} = \frac{12,900.09}{134.10} + \frac{1,234,307.34(25)}{61,273.01} + \frac{12,226.91(17.5)}{139,620.89} =$$

$\Sigma\sigma = 601.34 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ Se acepta aunque esté sobrada la sección ya que más adelante tendremos que verificar las deformaciones en la viga y si reducimos no estaríamos contrarrestándolas.

Revisamos por cortante:

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{A_{ALMA}} = \frac{6,539.54}{47.62} = 137.32 \text{ kg/cm}^2 < 0.4Fy$$

$$137.32 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2 \text{ Se acepta.}$$

Esfuerzos a $\frac{3}{4}$ de la viga son:

De inicio tenemos un peralte de 75 cm.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{Ix} + \frac{(My)(x)}{Iy} = \frac{14,088.02}{157.92} + \frac{2,469,262.77(37.5)}{151,027.59} + \frac{18,747.93(17.5)}{208,387.06} =$$

$\Sigma\sigma = 703.90 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ No se acepta debido a que está muy sobrada la sección, en cambio podemos reducirla.

Propondremos una sección de 50cm de peralte:

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{Ix} + \frac{(My)(x)}{Iy} = \frac{13,277.08}{134.10} + \frac{3,285,904.31(25)}{61,273.01} + \frac{17,043.57(17.5)}{139,620.89} =$$

$\Sigma\sigma = 1,114.89 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ Se acepta.

Revisamos por cortante:

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{A_{ALMA}} = \frac{2,926.97}{47.62} = 61.45 \text{ kg/cm}^2 < 0.4Fy$$

$61.20 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2$ *Se acepta.*

Esfuerzos al final de la viga son:

De inicio tenemos un peralte de 100 cm.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{I_x} + \frac{(My)(x)}{I_y} = \frac{13,953.59}{181.73} + \frac{3,704,157.06(50)}{290,131.59} + \frac{2,229.38(17.5)}{277,153.23} =$$

$\Sigma\sigma = 715.28 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ *No se acepta por estar muy sobrada la sección.*

Propondremos una sección de 55cm de peralte.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{I_x} + \frac{(My)(x)}{I_y} = \frac{13,953.59}{138.87} + \frac{3,704,157.06(27.5)}{75,633.17} + \frac{2,229.38(17.5)}{153,374.13} =$$

$\Sigma\sigma = 1,447.56 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ *Se acepta esta sección.*

Revisamos por cortante:

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{A_{ALMA}} = \frac{2,707.87}{52.38} = 51.69 \text{ kg/cm}^2 < 0.4F_y$$

$51.69 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2$ *Se acepta.*

Lo mismo haremos con las secciones de columnas hasta tener un primer acercamiento a la geometría final de nuestro marco. La siguiente figura muestra la forma que adoptó el marco intermedio:

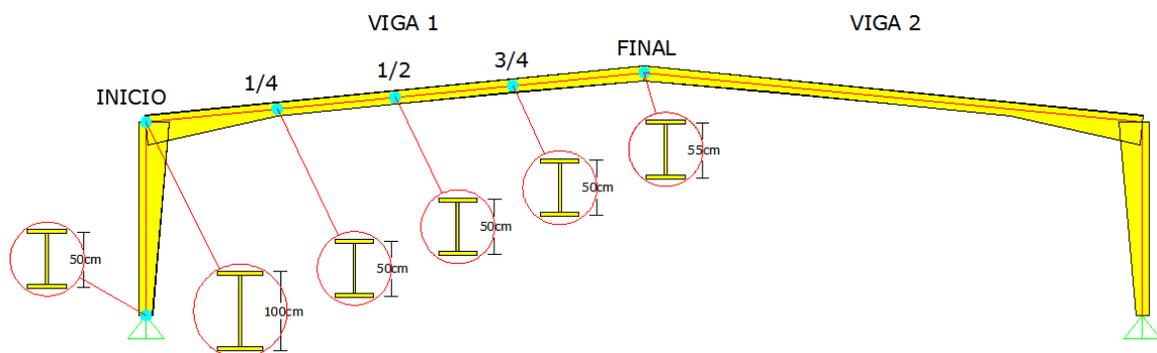


FIGURA 3.67 Geometría del marco interior después del análisis.

El siguiente paso es realizar un análisis global de la estructura en base a cada una de las situaciones de carga y ver el comportamiento de esta. Pero antes de hacerlo es recomendable hacer el diseño de los marcos laterales ya que éstos tendrán una forma geométrica distinta como veremos a continuación.

Diseño de Marco frontal A y Marco posterior D.

Primero tendríamos que proponer las secciones en cada estación de nuestro marco frontal como se hizo con el los marcos intermedios, pero el marco lateral estará sometido a esfuerzos menores que los marcos intermedios y esto se debe a que su área tributaria que se mide en base a el área de panel que le toca soportar es menor que para los marcos intermedios, así que esto nos haría pensar en una sección más chica que las propuestas anteriormente.

También hay que tener en cuenta que este marco estará soportando el faldón frontal de la estructura, así que necesitaría de apoyos que sirvan de soporte a los largueros.

Con estos requerimientos y haciendo un análisis de la estructura en base a todas las situaciones en que puede estar sometida nos damos cuenta que los elementos mecánicos en este marco tienden a ser menores que los que ocurren en los marcos intermedios.

Lo anterior se puede apreciar en la siguiente figura que muestra el caso 2 cuando el viento incide de manera Normal a las generatrices.

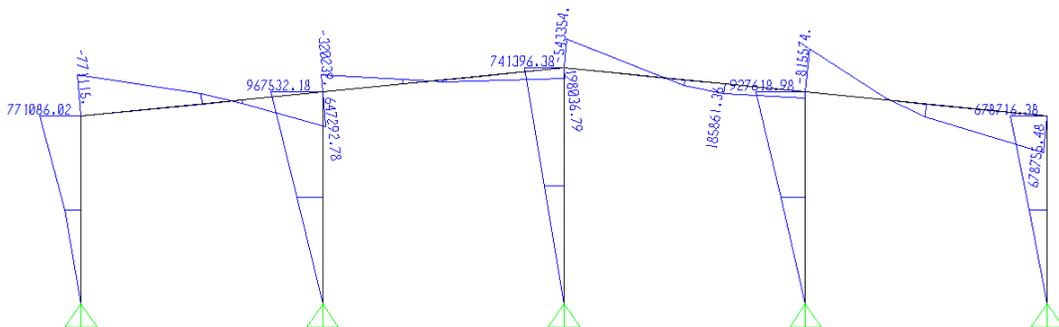


FIGURA 3.68 Momentos flectores en marco frontal 1-1.

En los diagramas de momento flexionante resultantes se aprecia que son menores a los que se dan en los marcos interiores. Por tanto la suposición inicial de un perfil no tan grande en peralte es buena.

Ahora encontraremos los máximos valores de los elementos mecánicos en base a todas las situaciones en que pudiera estar sometido este marco. Si denominamos la primera viga de izquierda a derecha como Viga (a) y la segunda como Viga (b) podemos obtener:

Valores Máximos de <i>Viga (a)</i> (kg, cm)				
Estación	P (carga Axial)	V y-z (Cortante)	My	Mx
0	-2,689.27	3,270.95	-66,013.01	1,294,695.40
1/4	-2,749.71	-2,834.07	-107,132.21	868,314.27
1/2	1,218.79	3,228.90	-85,409.30	238,577.81
3/4	-2,742.71	4,146.34	-75,554.40	-818,909.37
1	-2,682.26	5,091.36	-93,658.31	-1,636,808.98

TABLA 3.20 Valores máximos de viga (a)

Valores Máximos de <i>Viga (b)</i> (kg, cm)				
Estación	P (carga Axial)	V y-z (Cortante)	My	Mx
0	4,591.17	-2,430.84	151,991.50	730,994.44
1/4	-4,529.81	1,630.10	-57,931.52	400,296.55
1/2	-4,589.43	1,927.04	30,991.05	173,586.03
3/4	-4,531.81	2,419.51	67,579.67	-430,467.64
1	4,585.13	3,388.45	-151,991.50	-979,083.84

TABLA 3.21 Valores máximos de viga (b)

Lo mismo hacemos con las columnas, de izquierda a derecha: columna(a), columna (b), columna (c):

Valores Máximos entre <i>Columna (a)</i> , <i>Columna (b)</i> , <i>Columna (c)</i> (kg, cm)				
Estación	P (carga Axial)	V y-z (Cortante)	My	Mx
0	-6,093.18	2,726.01	0.00	-9.21
1/4	-5,874.14	2,726.01	-7,542.94	-538,391.44
1/2	-5,655.10	2,726.01	-15,085.87	-1,076,773.68
3/4	-5,400.41	2,726.01	-22,628.81	-1,615,160.52
1	-5,145.71	2,726.01	-30,171.75	-2,153,547.36

TABLA 3.22 Valores máximos entre Columna (a), Columna (b) y Columna (c).

Ahora revisaremos si los esfuerzos por las cargas no exceden los esfuerzos permitidos:

Bastaría con verificar la estación que tuviese los mayores valores numéricos para saber en que parte del marco frontal se producirían los mayores esfuerzos, estos se dan en la parte final de la *viga (a)*.

De inicio se propuso una sección de 35cm de peralte.

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{Ix} + \frac{(My)(x)}{Iy} = \frac{2,682.26}{119.82} + \frac{1,636,808.98(17.5)}{28,012.36} + \frac{93,658.31(17.5)}{98,361.20} =$$

$\Sigma\sigma = 1,061.59 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ Se acepta esta sección en toda las estaciones de *viga (a)* y *viga (b)*.

Revisamos por cortante:

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{A_{ALMA}} = \frac{5,091.36}{33.34} = 152.71 \text{ kg/cm}^2 < 0.4Fy$$

$$152.71 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2 \text{ Se acepta.}$$

Hacemos lo mismo para las columnas:

$$\sum \sigma = \frac{P}{A} + \frac{(Mx)(y)}{Ix} + \frac{(My)(x)}{Iy} = \frac{5,145.71}{119.82} + \frac{2,153,547.36(17.5)}{28,012.36} + \frac{30,171.75(17.5)}{98,361.20} =$$

$\Sigma\sigma = 1,393.67 \text{ kg/cm}^2 < 1,520 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ Se acepta esta sección en toda las estaciones de *columna (a)*, *columna (b)* y *columna (c)*.

Revisamos por cortante:

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{A_{ALMA}} = \frac{2,726.01}{33.34} = 81.76 \text{ kg/cm}^2 < 0.4F_y$$

$$81.76 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2 \text{ Se acepta.}$$

Ahora que ya hemos verificado que los esfuerzos en nuestra estructura no sobrepasen los permitidos lo siguiente es analizar el modelo otra vez ya que la sección ha variado y esto implicaría cambios en los elementos mecánicos e implicaría volver a verificar los esfuerzos en cada sección.

Lo anterior es un proceso iterativo que nos llevará a la geometría óptima de nuestro modelo.

Ahora verificaremos los desplazamientos en nuestra estructura.

Sabemos que por reglamento el desplazamiento permitido en un elemento dado se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{L}{240} + 0.50$$

δ = Desplazamiento permitido en un elemento estructural. (cm.)

L = Longitud del elemento en cm.

Verificando los 8 casos de carga cuando el viento incide manera normal a las generatrices, vemos que en el *caso 4 y 8* existen los siguientes desplazamientos:

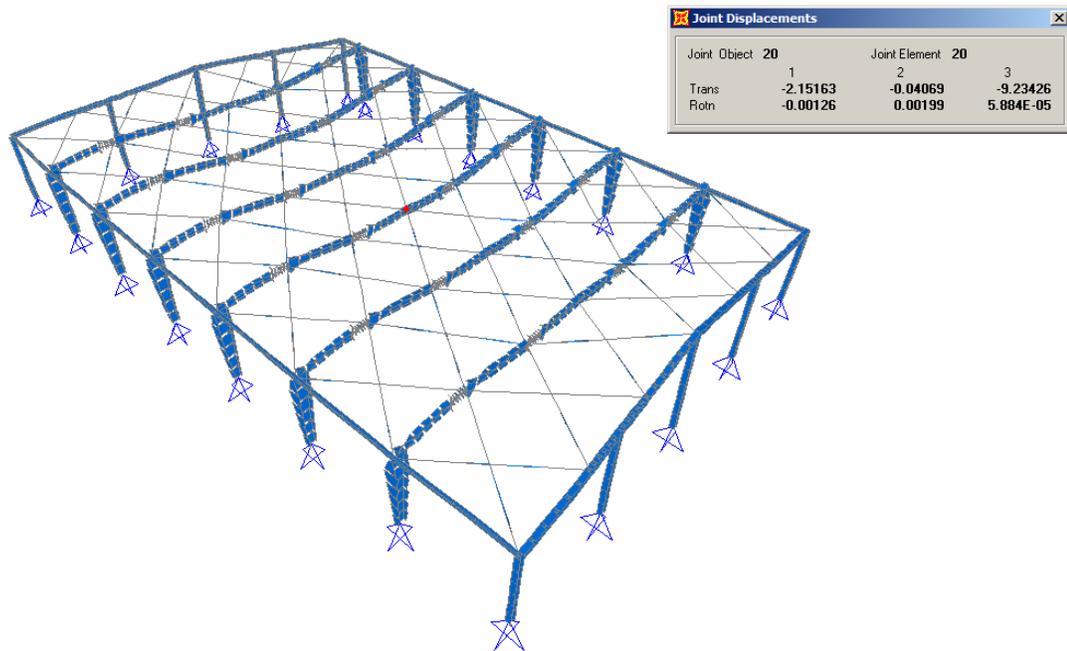


FIGURA 3.69 Desplazamientos en la cumbrera del marco 4-4, Caso 4 Normal a las generatrices.

Podemos resumir los desplazamientos más significativos en la siguiente tabla:

Desplazamientos en la cumbrera			
Caso	Marco	Desplazamiento (cm.)	Desplazamiento permitido(δ) (cm.)
Caso 4 Normal a las generatrices	2-2	-7.84 (Z)	8cm
	3-3	-9.09 (Z)	8cm
	4-4	-9.23 (Z)	8cm
Caso 8 Normal a las generatrices	2-2	-7.63 (Z)	8cm
	3-3	-8.78 (Z)	8cm
	4-4	-8.85 (Z)	8cm

TABLA 3.23 Desplazamientos en la cumbrera.

Ahora checamos algunos casos cuando el viento incide paralelo a las generatrices:

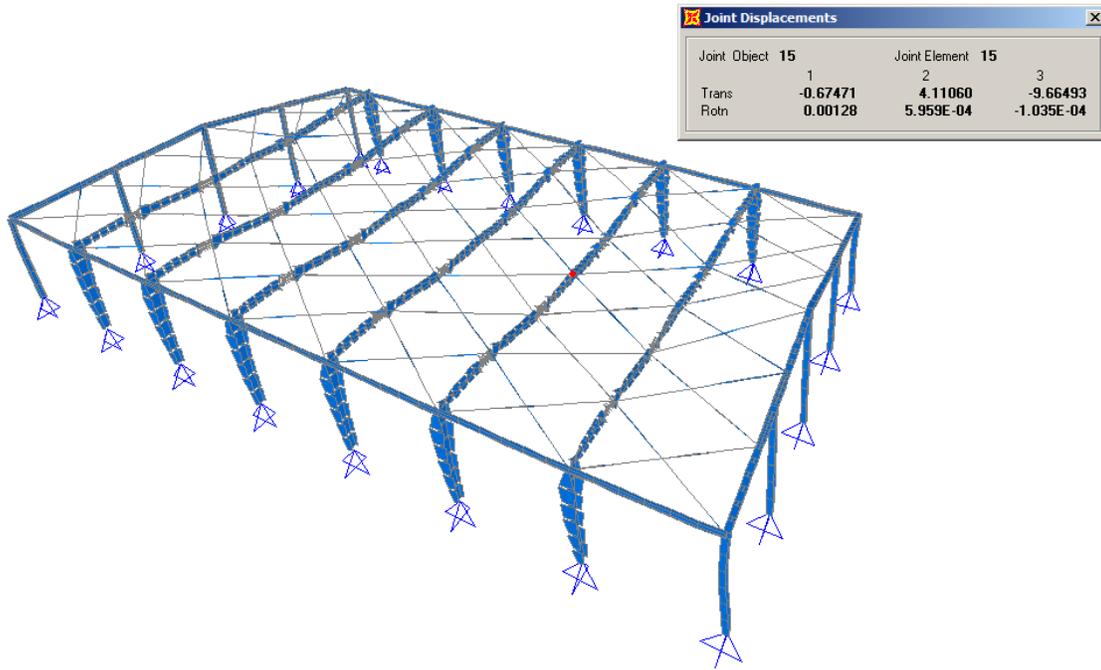


FIGURA 3.70 Desplazamientos en la cumbre del marco 3-3, Caso 8 Paralelo a las generatrices.

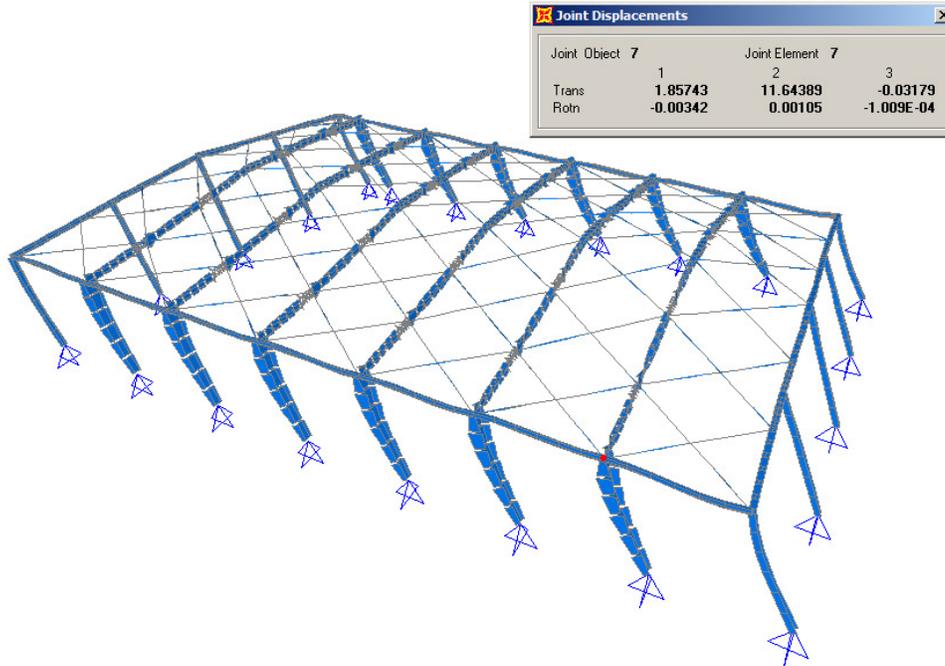


FIGURA 3.71 Desplazamientos en el hombro del marco 2-2, Caso 1 Paralelo a las generatrices.

Podemos resumir los desplazamientos más significativos en la siguiente tabla:

Desplazamientos de nudos			
Caso	Nudo	Desplazamiento (cm.)	Desplazamiento permitido (δ) (cm.)
Caso 1 Paralelo a las generatrices.	Hombro izquierdo del marco 2-2	11.64 (Y)	3.8cm
Caso 8 paralelo a las generatrices.	Nudo en cumbrera marco 2-2	-9.01 (Z)	8cm
Caso 8 paralelo a las generatrices.	Nudo en cumbrera marco 3-3	-9.66 (Z)	8cm

TABLA 3.24 Desplazamientos de nudos.

También vemos que en la situación de cargas gravitacionales se dan los siguientes desplazamientos:

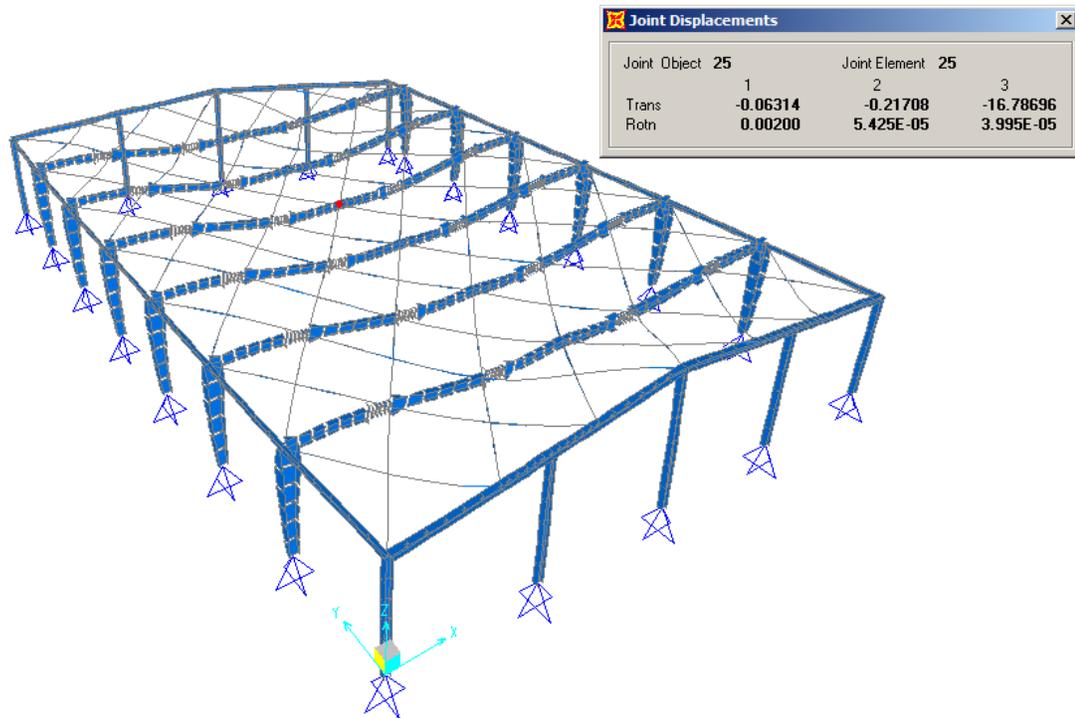


FIGURA 3.72 Desplazamientos en la cumbrera del marco 5-5 en la situación de cargas gravitacionales.

Podemos resumir los desplazamientos mayores de esta situación de carga en la tabla siguiente:

Desplazamientos en la cumbrera			
Caso	Marco	Desplazamiento (m.)	Desplazamiento permitido(δ) (cm.)
Cargas gravitacionales	2-2	-14.11 (Z)	8cm.
	3-3	-16.49 (Z)	8cm.
	4-4	-16.80 (Z)	8cm.
	5-5	-16.78 (Z)	8cm.

TABLA 3.25 Desplazamientos en la cumbrera del marco 5-5 en la situación de cargas gravitacionales.

Notamos que en el caso 1 de viento cuando actúa paralelo a las generatrices los marcos laterales B y C experimentan desplazamientos horizontales no permitidos:

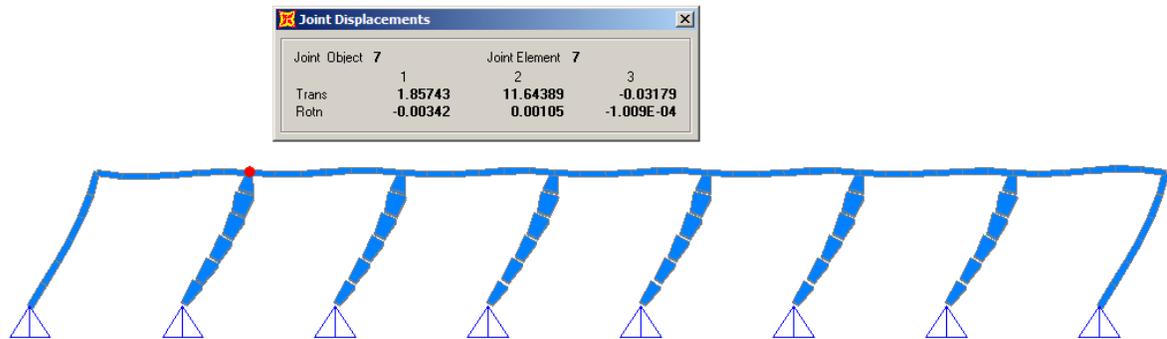


FIGURA 3.73 Desplazamiento horizontal de marco lateral B, debido a fuerzas de viento, caso 1 Paralelo a las generatrices.

Ya que si $L = 8\text{m} = 800\text{cm}$.

$$\delta = \frac{L}{240} + 0.50 = \frac{800}{240} + 0.50 = 3.8\text{cm}.$$

$$11.64 > \delta$$

Por lo tanto para resolver este problema añadiremos a nuestros marcos laterales unos cruces de vigas en el primer y último claro, con un perfil IPR de 12"x 6 1/2" de $w = 38.7\text{ kg/m}$, entonces nuestros marcos Laterales B y C se verían de la siguiente forma:

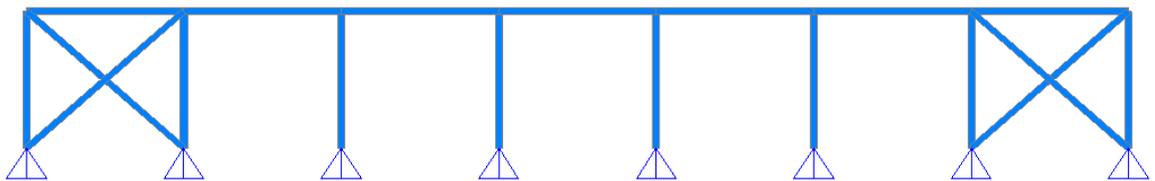


FIGURA 3.74 Marco lateral B reforzado con cruces de vigas IPR en dos claros.

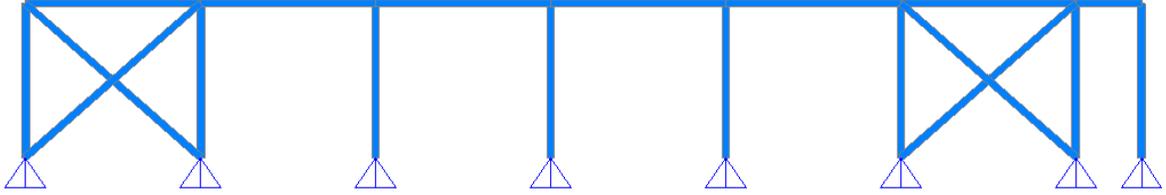


FIGURA 3.75 Marco lateral C reforzado con cruces de vigas IPR en dos claros.

Hemos solucionado con esto los desplazamientos horizontales. Pero nuestra estructura experimenta desplazamientos verticales en la cumbrera de los marcos intermedios.

Para poder eliminar estos desplazamientos significativos tendremos que aumentar el peralte de nuestra sección a lo largo de las dos vigas que forman los marcos intermedios y aumentar el grosor de los patines de $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ ", entonces nos queda de la siguiente manera:

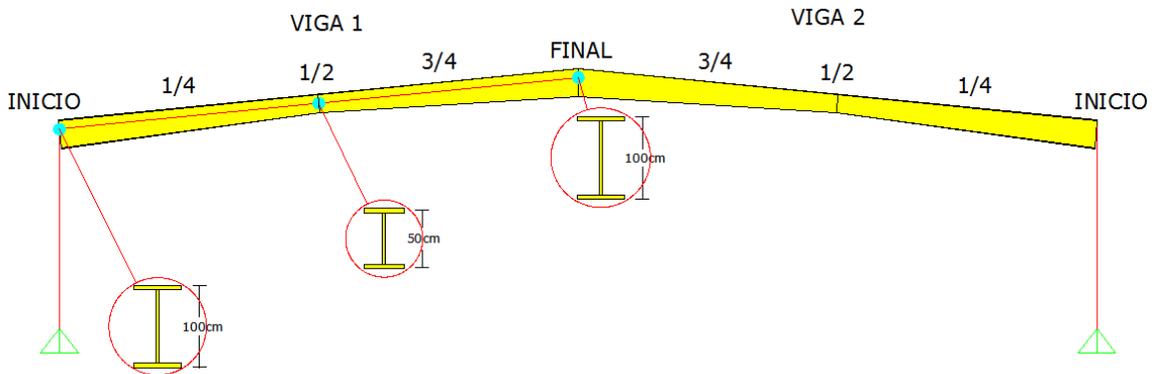


FIGURA 3.76 Aumento de peraltes de las secciones a lo largo del marco intermedio.

Los resultados se ven en las siguientes figuras:

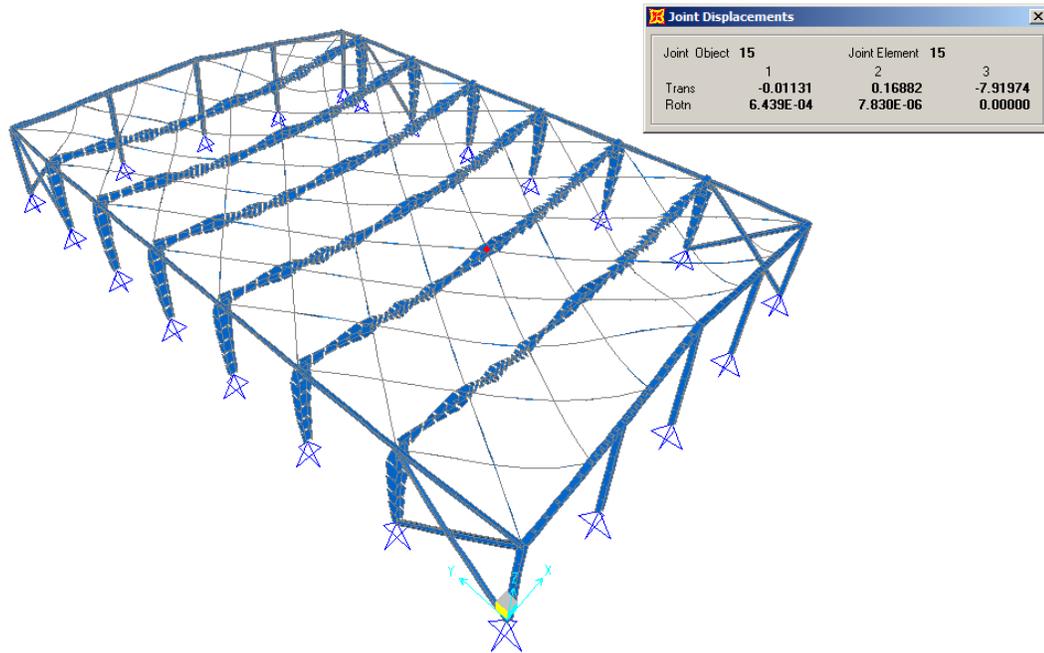


FIGURA 3.77 Cálculo final de desplazamientos en la cumbrera de los marcos intermedios.

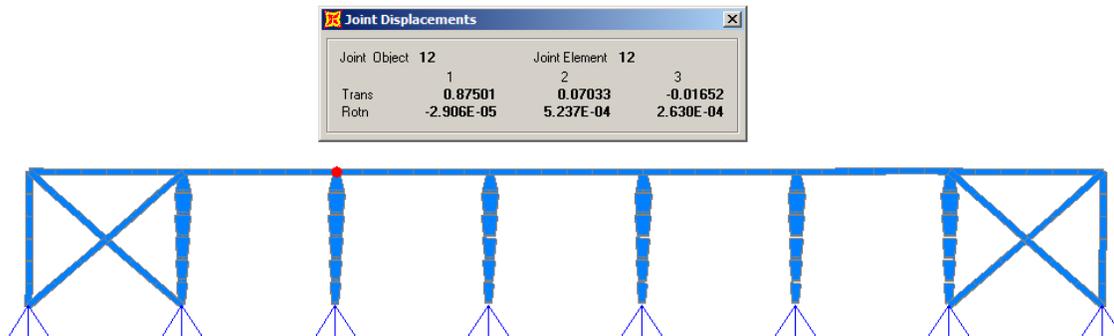


FIGURA 3.78 Cálculo final de desplazamientos en marco lateral B, cuando el viento actúa paralelo a las generatrices.

Anclajes y Uniones.

- Para los anclajes al concreto, se utilizarán barras lisas de acero Cold rolled con un $f_y = 75,000 \text{ lb} / \text{plg}^2$

Los valores máximos que se consideran para el acero Cold rolled serán:

$$f_y = 75,000 \text{ lb} / \text{plg}^2 \quad f_y = 5,277.76 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Esfuerzo flexo-axial = $3,166.66 \text{ kg} / \text{cm}^2$ (0.6fy)

Esfuerzo cortante = $2,111.10 \text{ kg} / \text{cm}^2$ (0.4fy)

- Para los tornillos, se utilizarán calidad A-325 con un $f_y = 105,000 \text{ lbs} / \text{plg}^2$

Los valores máximos que se consideran para el acero Cold rolled serán:

$$f_y = 105,000 \text{ lb} / \text{plg}^2 \quad f_y = 7,388.86 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Esfuerzo flexo-axial = $4,433.32 \text{ kg} / \text{cm}^2$ (0.6fy)

Esfuerzo cortante = $2,955.55 \text{ kg} / \text{cm}^2$ (0.4fy)

Placa unión de $\frac{1}{4}$ del claro.

Acciones de Diseño:

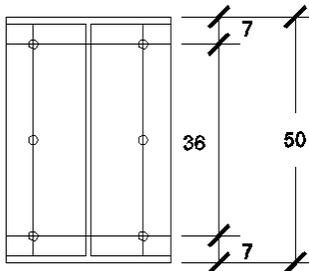


FIGURA 3.79 Distancia propuesta de tornillos en placa unión de $\frac{1}{4}$ de claro.

Elementos mecánicos actuantes:

$$T = 12,900.09 \text{ kg.}$$

$$M = 1,234,307.34 \text{ Kg-cm.}$$

$$T \text{ actuante por tornillo} = \frac{1,234,307.34}{36(2)} + \frac{12,900.09}{6} = 19,293.17 \text{ kg}$$

$$As(\text{requerida}) = \frac{T}{0.6 f_y} = \frac{19,293.17}{4,433.32} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{requerida}) = 4.35 \text{ cm}^2 < 5.07 \text{ cm}^2 \therefore \text{pasa.}$$

\therefore Usar 6 tornillos de 1"

Revisión de placa.

Diámetro de influencia = 13.19 cm.

$$Ac = 13.19 \text{ t} \quad t = \frac{Ac}{13.19} = \frac{19,293.17}{[13.19(1000)]} = 1.46 \text{ cm.}$$

\therefore Usar placa de 1" de espesor.

Revisión de placa por desgarramiento.

Área de desgarramiento en tornillo de 1":

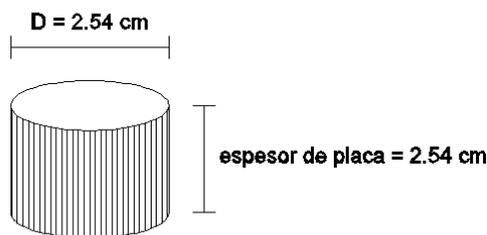


FIGURA 3.80 Diámetro de tornillo y espesor de placa de $\frac{1}{4}$ del claro.

$$A(\text{desgarramiento}) = (\text{Perímetro})(\text{Espesor de placa}) = (\pi \times 2.54)(2.54) = 20.27 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante actuante V y-z = -6,539.54 kg.

$$\text{Esfuerzo actuante en placa por tornillo} = \frac{(6,539.54 / 6)}{20.27} = 53.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo actuante en placa por tornillo} = 53.77 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2 (0.4 F_y)$$

Placa unión de 1/2 del claro.

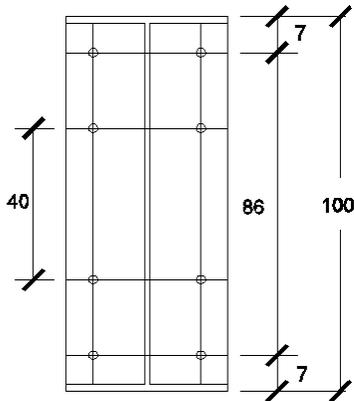


FIGURA 3.81 Distancia propuesta de tornillos en placa unión de 1/2 del claro.

Elementos mecánicos actuantes:

$$T = 13,953.59 \text{ kg.}$$

$$M = 3,704,157.06 \text{ kg-cm.}$$

$$T \text{ actuante por tornillo} = \frac{3,704,157.06}{[86(2) + 40(2)]} + \frac{13,953.59}{8} = 16,443.23 \text{ kg}$$

$$A_s(\text{requerida}) = \frac{T}{0.6 f_y} = \frac{16,443.23}{4,433.32} = 3.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{requerida}) = 3.71 \text{ cm}^2 < 5.07 \text{ cm}^2 \therefore \text{pasa.}$$

\therefore Usar 8 tornillos de 1"

Revisión de placa.

Diámetro de influencia = 13.19 cm.

$$Ac = 13.19 \text{ t} \quad t = \frac{Ac}{13.19} = \frac{16,443.23}{[13.19(1000)]} = 1.25 \text{ cm.}$$

∴ Usar placa de 1" de espesor.

Revisión de placa por desgarramiento.

Área de desgarramiento en tornillo de 1":

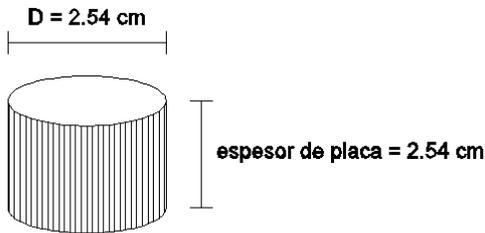


FIGURA 3.82 Diámetro de tornillo y espesor de placa de $\frac{1}{2}$ del claro.

$$A(\text{desgarramiento}) = (\text{Perímetro})(\text{Espesor de placa}) = (\pi \times 2.54) (2.54) = 20.27 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante actuante V y-z = 2,707.87 kg.

$$\text{Esfuerzo actuante en placa por tornillo} = \frac{(2,707.87/8)}{20.27} = 16.70 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante en placa por tornillo = $16.70 \text{ kg/cm}^2 < 1,013 \text{ kg/cm}^2 (0.4 F_y)$

Placa base para marcos intermedios.

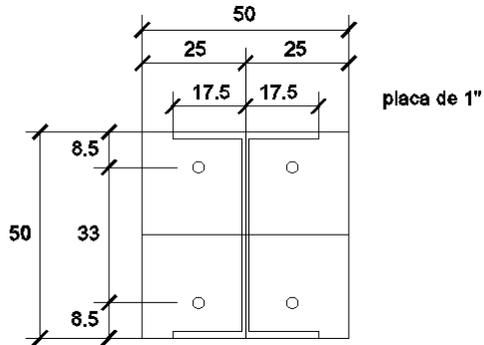


FIGURA 3.83 Distancia propuesta de tornillos en placa base para marcos intermedios.

Acción de diseño $T = 4,257.99 \text{ kg}$.

T actuante por ancla $= 4,257.99/4 = 1,064.49 \text{ kg}$

T resistente por ancla $= A_s (0.6 f_y) = (5.07)(3,166.66) = 16,054.96 \text{ kg}$.

Por lo tanto se aceptan 4 tornillos por placa para marcos intermedios. Para marcos laterales se usará el mismo número ya que la tensión actuante es similar.

3.5 Diseño de cimentación de marcos intermedios.

3.5.1 Definiciones.

Se diseñarán zapatas rectangulares ya que si se diseñaran cuadradas existiría una excentricidad grande sobre el eje Y, y las cargas no quedarían en el tercio medio de la cimentación, por lo cual se buscaría aumentar la longitud de la base pero sería muy ancha.

A continuación se presentan las fuerzas de reacción más desfavorables que pueden ocurrir en la base de columna en los dos casos analizados:

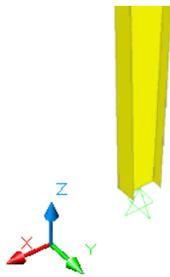


FIGURA 3.84 Ejes en las columnas.

Caso 1.- cargas gravitacionales (carga muerta + carga viva)

$$F_1(X) = 8,956.23kg.$$

$$F_2(Y) = 1,797.76kg.$$

$$F_3(Z) = 13,814.84kg.$$

Caso 2.- carga muerta + cargas por viento

$$F_1(X) = 6,907.06kg.$$

$$F_2(Y) = -2.84kg.$$

$$F_3(Z) = 10,920.43kg.$$

Se propondrá una geometría inicial de la zapata a diseñar, así como las características geotécnicas del suelo donde se desplantará la estructura. La reacciones resultantes en Y y X en la base de la columna se multiplicará por una distancia que es: $L = 1.05m$, resultando los momentos que se presentan en la zapata. En la figura de abajo se aprecia la geometría inicial propuesta.

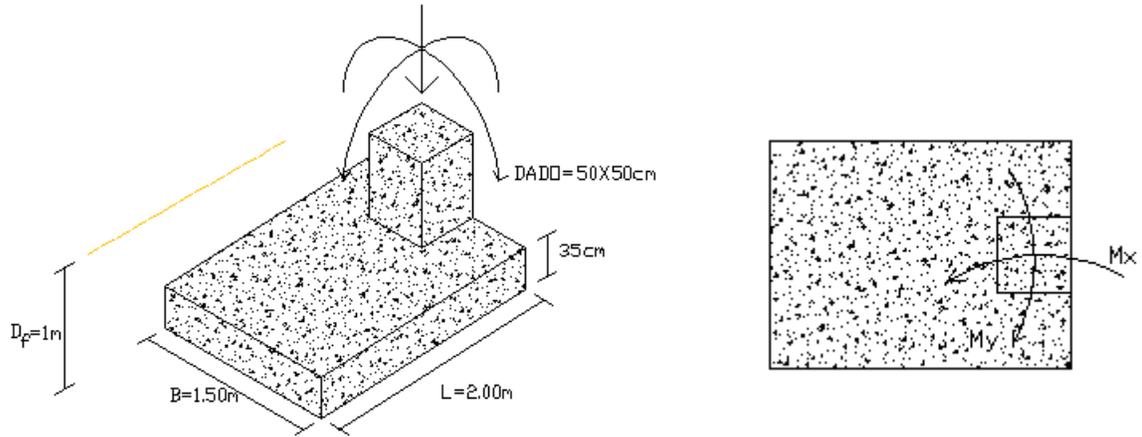


FIGURA 3.85 Geometría inicial propuesta para zapata de marcos intermedios.

Características del Suelo:

Angulo de fricción interna del suelo $\phi = 30^\circ$

Arena fina de compactidad suelta a media.

Peso volumétrico seco máximo $\gamma_m = 1.7 \text{ ton} / \text{m}^3$

N (número de golpes de la prueba de resistencia a la penetración estándar) = 13.

Primero encontraremos las reacciones más grandes que se producen en el suelo debido al caso más desfavorable que puede ocurrir en la estructura: *Caso 1*

Reacciones del Caso 1

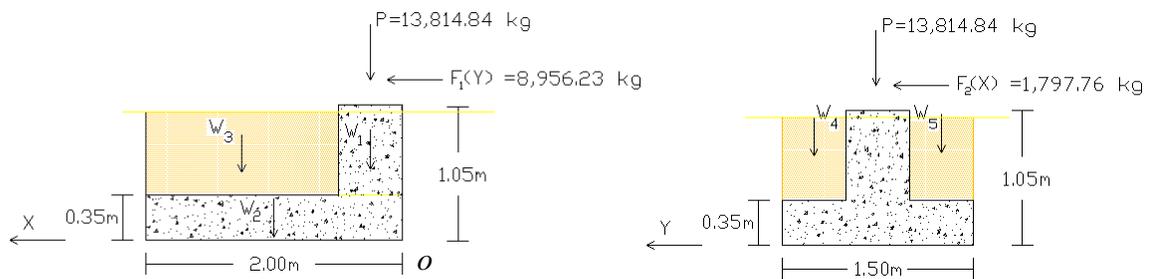


FIGURA 3.86 Fuerzas sobre la zapata propuesta para marcos intermedios.

$$W_1 = (0.175) (2,400) = 420 \text{ kg.}$$

$$W_2 = (1.050) (2,400) = 2,520 \text{ kg.}$$

$$W_3 = (1.462) (2,000) = 2,925 \text{ kg.}$$

$$W_4 = (0.162) (2,000) = 325 \text{ kg.}$$

$$W_5 = (0.162) (2,000) = 325 \text{ kg.}$$

$$\sum M_o =$$

$$-13,814.84 (0.25) - 8,956.23 (1.05) - 420 (0.25) - 2,520 (1.00) - 2,925 (1.25) - 325 (0.25) - 325 (0.25) = \sum M_o$$

$$x_o = \frac{\sum M_o}{\sum W} = \frac{-19,301.50 \text{ kg} - \text{m}}{-20,329.84 \text{ kg}} = 94.94 \text{ cm}$$

$$e_x = \frac{L_{zapata}}{2} - x_o = \frac{200}{2} - 94.94 \text{ cm} = 5.06 \text{ cm.}$$

$$e_{x \max} = \frac{L_{zapata}}{6} = \frac{200}{6} = 33.33 \text{ cm.}$$

$$e_x < e_{x \max}$$

Ahora checamos la excentricidad en el eje Y, $e_{y \max} = \frac{B_{zapata}}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm.}$

$$e_y = \frac{\sum M_x}{\sum W} = \frac{-(1,797.76)(1.05) \text{ kg} - \text{m}}{-20,329.84 \text{ kg}} = 9.28 \text{ cm.} \quad e_y < e_{y \max}$$

Como la resultante de cargas está ubicada en el tercio medio de la cimentación en los dos ejes, el sistema es estable, por lo tanto podemos encontrar los 4 esfuerzos que definen el volumen de reacciones del suelo.

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = 0.56 \text{ m}^4, \quad I_y = \frac{hb^3}{12} = 1.00 \text{ m}^4$$

$$q_{desc_{MAX}} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x c}{I_x} \pm \frac{M_y c}{I_y} =$$

$$= \frac{20,329.84}{3.00} + \frac{(1,797.76)(1.05)(0.75)}{(0.56)} + \frac{(20,329.84)(0.0506)(1.00)}{(1.00)} =$$

$$q_{desc_{MAX}} = 10,333.39 \text{ kg/m}^2$$

Así que los 4 esfuerzos son:

$$q_1 = 10,333.39 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 8,276.03 \text{ kg/m}^2$$

$$q_3 = 5,277.19 \text{ kg/m}^2$$

$$q_4 = 3,219.83 \text{ kg/m}^2$$

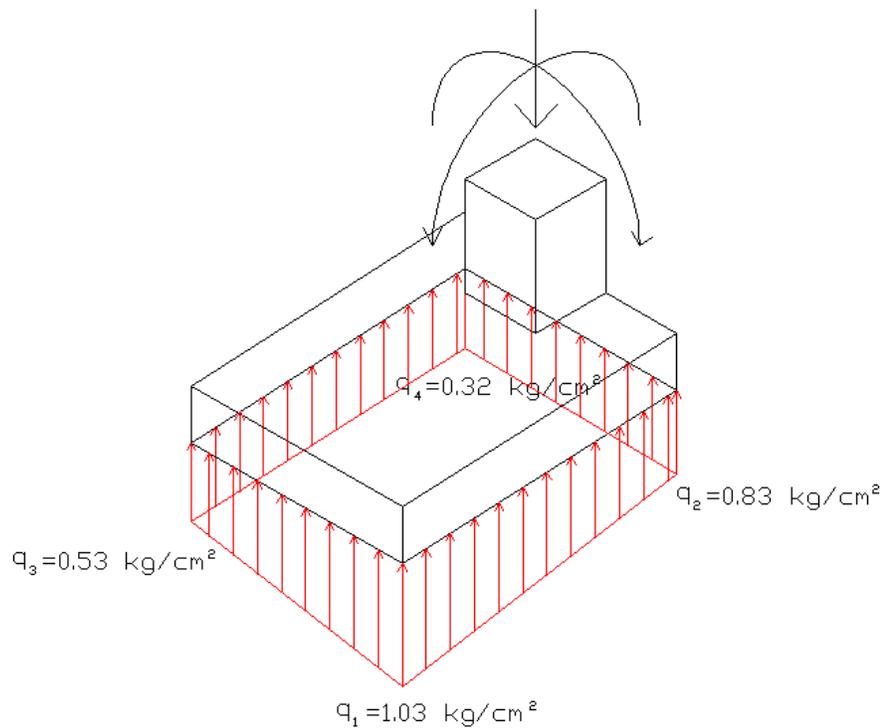


FIGURA 3.87 Reacciones en el suelo debido a las cargas del caso 1.

3.5.2 Determinación de la capacidad de carga admisible.

Ecuación general de capacidad última de suelos de la Teoría de Terzaghi:

$$qu = CN_c + \gamma_m D_f N_q + 0.5B\gamma_m N_\gamma$$

Sabemos que: $0.5B\gamma_m N_\gamma$ para zapata corrida.

$0.4B\gamma_m N_\gamma$ para zapata cuadrada.

$0.3B\gamma_m N_\gamma$ para zapata circular.

Ya que el tipo de suelo donde se desplantará la estructura es granular o friccionante el primer término de la ecuación se elimina y como la zapata se diseñará rectangular, el factor 0.5 se conserva, entonces la ecuación queda de la siguiente manera:

$$qu = \gamma_m D_f N_q + 0.5B\gamma_m N_\gamma$$

el factor de seguridad que se usa es: F.S. = 3.

Para $\phi = 30^\circ$ los coeficientes de capacidad de carga son: $N_q = 22^\circ$
 $N_\gamma = 22^\circ$

(Los valores de N_q y N_γ son obtenidos de la figura 55 que relaciona el ángulo de fricción interna ϕ , y los coeficientes de capacidad de carga según Terzaghi, obtenida del libro Juárez B., E. Rico, R., A. Mecánica de suelos, Tomo II).

$$q_{adm} = \frac{q_u}{3}$$

Primero calcularemos los esfuerzos permisibles por el suelo:

$$qu = \gamma_m D_f N_q + 0.5B\gamma_m N_\gamma$$

$$q_u = (1.7) (1) (22) + 0.5 (1.50) (1.7) (22)$$

$$q_u = 65.45 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{3} = \frac{65.45}{3} = 21.8 \text{ ton/m}^2.$$

$q_{desc} < q_{adm} \therefore$ se utilizará D_f propuesta y B propuesta.

Revisión por reglamento (RCDF, Estados de servicio límite).

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < \left[\bar{P}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R$$

$\sum Q = 20.33 \text{ ton}$ = suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante.

$F_c = 1.4$ (para diseño estructural) = Factor de carga.

$A = 3.00 \text{ m}^2$ = es el área del cimientto.

$\bar{P}_v = (2.0 \text{ ton/m}^3) (1\text{m}) = 2 \text{ ton/m}^2$ = Es la presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

El coeficiente de capacidad de carga N_q se obtiene de la siguiente ecuación:

$$N_q = e^{\pi \tan g \phi} \tan g^2 (45^\circ + \phi / 2) = e^{\pi \tan g 30^\circ} \tan g^2 (45^\circ + 30^\circ / 2) = e^{1.8138} (3)$$

$$N_q = 6.1337 (3) = 18.40$$

Para zapatas rectangulares debe multiplicarse por $(1 + (B/L) \tan g \phi)$

$$N_q = 18.40 (1 + (1.50/2.00) \tan g 30^\circ) = 26.37$$

$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan g \phi$, se multiplicará por $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares.

$$N_\gamma = 2(26.37 + 1) \tan g 30^\circ = 31.60$$

$$N_\gamma = 31.60 [1 - 0.40(1.50 / 2.00)] = 22.12$$

$F_R = 0.35$, Es el factor de resistencia.

$$\frac{\sum QF_c}{A} < \left[\bar{P}_v(N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R$$

$$\frac{20.33(1.4)}{3} < \left[(2)(26.37 - 1) + \frac{(2)(1.50)(22.12)}{2} \right] (0.35)$$

$$9.49 < [50.74 + 33.18] (0.35)$$

$$9.49 < 29.40 \quad \therefore \text{si cumple.}$$

3.5.3 Diseño Estructural.

3.5.3.1 Diseño a Cortante.

El peralte de las zapatas está definido por su capacidad resistente a *cortante* y *cortante por punzonamiento*. Para ambos casos se utilizan los estados de carga últimos.

Se supuso una altura tentativa de 35 cm. para la zapata, y una distancia desde la cara inferior del concreto hasta la capa de refuerzo de 7 cm. en la dirección **X** y de 9 cm. en la dirección **Y**. Se ha supuesto un diámetro aproximado de las varillas de refuerzo en las dos direcciones del orden de 19.05 mm.

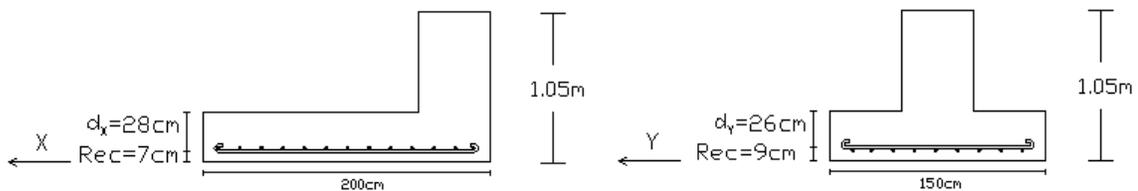


FIGURA 3.88 Peralte efectivo propuesto en la zapata de marcos intermedios.

La sección crítica al cortante tipo viga se encuentra a 28 cm. (d_x) de la cara de la columna en la dirección X, y a 26 cm. (d_y) de la cara de la columna en la dirección Y, en las dos orientaciones básicas, hacia el lado en que están presentes los esfuerzos máximos.

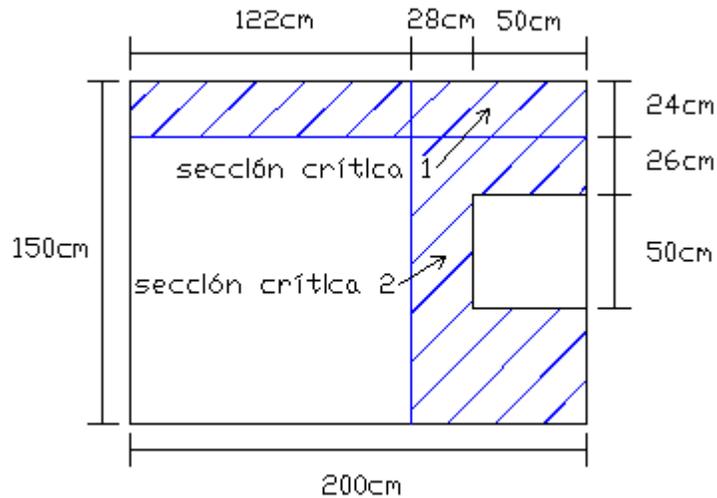


FIGURA 3.89 Sección crítica a cortante en ambas direcciones.

Diseño en la dirección Y.

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo en la dirección Y sean los esfuerzos sobre el eje centroidal de la sección, en dicha dirección.

$$\bar{q}_{\min Y} = \frac{q_3 + q_4}{2} = \frac{0.53 + 0.32}{2} = 0.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{q}_{\max Y} = \frac{q_1 + q_2}{2} = \frac{1.03 + 0.83}{2} = 0.93 \text{ kg/cm}^2$$

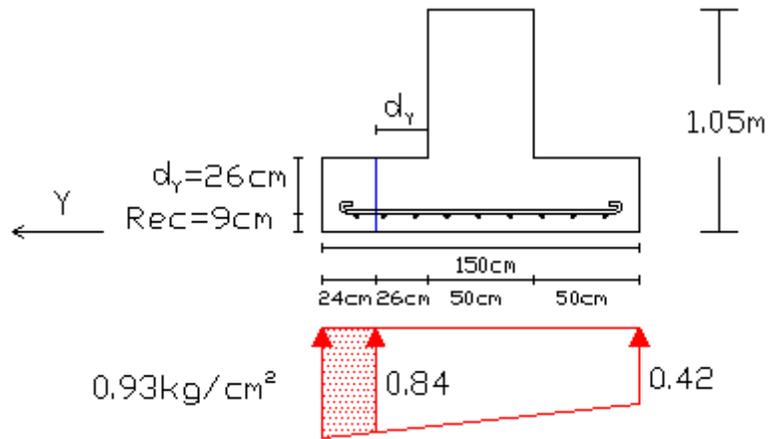


FIGURA 3.90 Reacciones en el sentido Y, en diseño a cortante.

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = \left(\frac{0.93 \text{ kg/cm}^2 + 0.84 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) (24 \text{ cm})(200 \text{ cm}) = 4,248 \text{ kg.}$$

$$V_u = 1.7 (4,248) = 7,221.6 \text{ kg.}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{7,221.6 \text{ kg}}{(0.85 \text{ cm})(200 \text{ cm})(26 \text{ cm})} = 1.63 \text{ kg/cm}^2$$

Valor límite del esfuerzo cortante que puede tomar el concreto por reglamento

$$v_c = \phi \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.85 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.85 \sqrt{200} = 12.02 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del concreto, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

$$v_u < v_c \text{ OK.}$$

Diseño en la dirección X.

Los esfuerzos de reacción del suelo sobre el eje centroidal de la sección en la dirección Y son:

$$\bar{q}_{\min X} = \frac{q_2 + q_4}{2} = \frac{0.83 + 0.32}{2} = 0.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{q}_{\max X} = \frac{q_1 + q_3}{2} = \frac{1.03 + 0.53}{2} = 0.78 \text{ kg/cm}^2$$

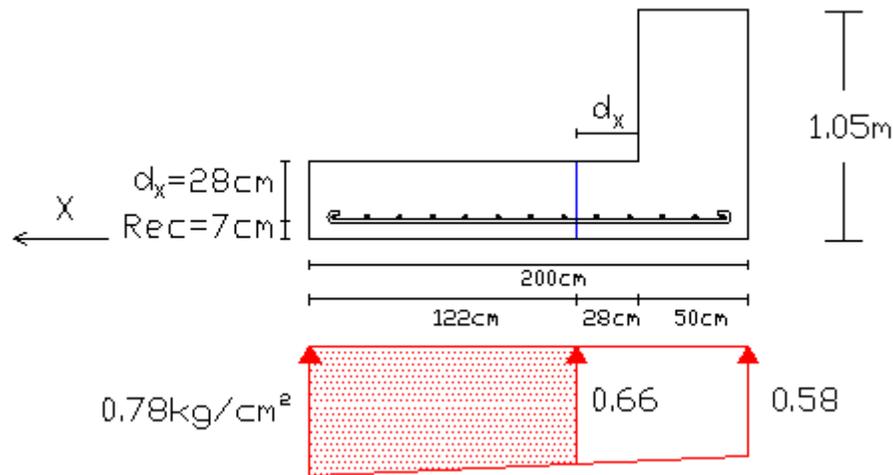


FIGURA 3.91 Reacciones en el sentido X, en diseño a cortante.

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = \left(\frac{0.78 \text{ kg/cm}^2 + 0.66 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) (122 \text{ cm})(150 \text{ cm}) = 13,176 \text{ kg.}$$

$$V_u = 1.7 (13,176) = 22,399.20 \text{ kg.}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{22,399.20 \text{ kg}}{(0.85 \text{ cm})(150 \text{ cm})(28 \text{ cm})} = 6.27 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante que es capaz de resistir el concreto es:

$$v_c = 0.85\sqrt{200} = 12.02 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del concreto, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

$$v_u < v_c \text{ OK.}$$

Diseño a Cortante por Punzonamiento.

La sección crítica a punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras, 14 cm. en la dirección X y 13 cm. en la dirección Y.

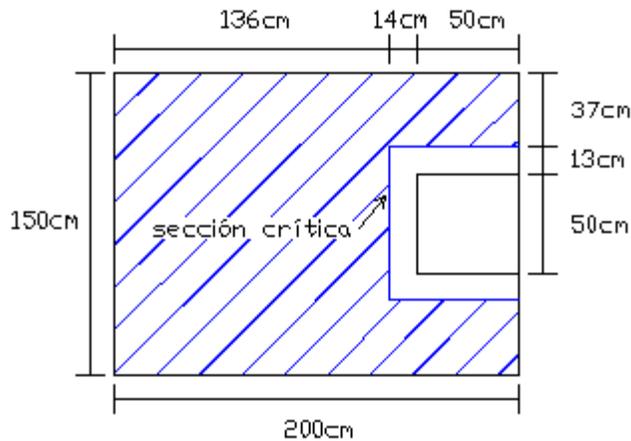


FIGURA 3.92 Sección crítica a punzonamiento.

El esfuerzo promedio de reacción del suelo debido a las cargas es:

$$\bar{q} = \frac{q_1 + q_2 + q_3 + q_4}{4} = \frac{1.03 + 0.83 + 0.53 + 0.32}{4} = 0.67 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = (0.67 \text{ kg/cm}^2) [(200 \text{ cm.}) (150 \text{ cm.}) - (50 \text{ cm.} + 13 \text{ cm.} + 13 \text{ cm.}) (50 \text{ cm.} + 14 \text{ cm.})]$$

$$V_u = 16,841.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 1.7 (16,841.12) = 28,629.90 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{28,629.90 \text{ kg}}{(0.85 \text{ cm}) [(64 \text{ cm} + 64 \text{ cm})(28 \text{ cm}) + (76 \text{ cm})(26)]} = 6.05 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El esfuerzo cortante que es capaz de resistir el concreto es:

$$v_c = 0.85 \sqrt{200} = 12.02 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El esfuerzo de corte solicitante es inferior a la capacidad resistente del concreto, por lo que el peralte de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

$$v_u < v_c \text{ OK.}$$

3.5.3.2 Diseño a Flexión.

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna.

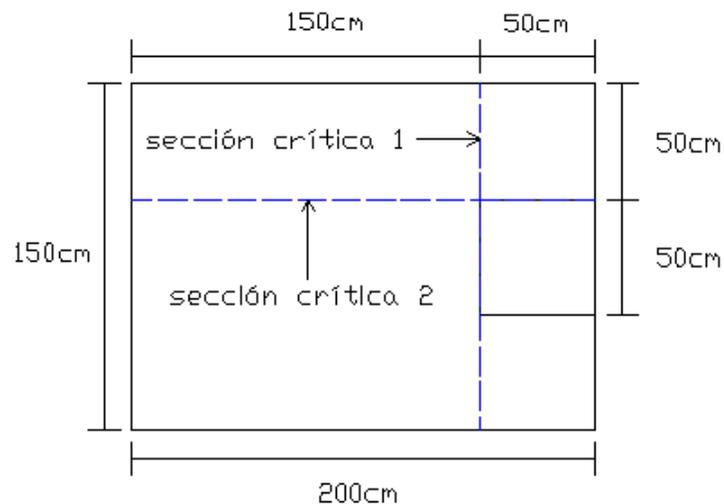


FIGURA 3.93 Secciones críticas de diseño a flexión.

Diseño a Flexión en la dirección Y.

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo q_1 y q_3 .

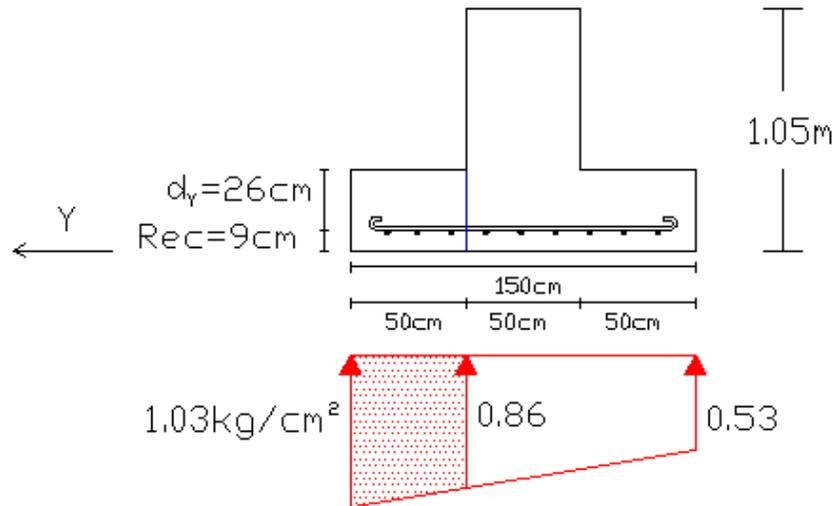


FIGURA 3.94 Reacciones en el sentido Y, en diseño a flexión.

Para un ancho de diseño de 100 cm., se tiene la siguiente expresión para calcular el momento flector en la zona crítica, que subdivide la carga trapezoidal en una carga rectangular de ordenada 0.86 kg/cm^2 , más una carga triangular de ordenada máxima 0.17 kg/cm^2 ($1.03 - 0.86 = 0.17 \text{ kg/cm}^2$):

$$M_{\max} = \left[\frac{(0.86 \text{ kg/cm}^2)(50 \text{ cm})^2}{2} + \left(\frac{(0.17 \text{ kg/cm}^2)(50 \text{ cm})}{2} \right) \left(\frac{2}{3} (50 \text{ cm}) \right) \right] (100 \text{ cm})$$

$$M_{\max} = 121,666 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 1.7 M_{\max} = 1.7(121,666) = 206,832.20 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Ahora determinamos el peralte efectivo "d" por flexión en el sentido X

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f' c q (1 - 0.59q)}}$$

Cuantía mecánica del acero:

$q = 0.18$ (Sección balanceada, para que no existan deformaciones importantes).

$$d = \sqrt{\frac{206,832.20}{(0.90)(100)(200)(0.18)[1 - 0.59(0.18)]}}$$

$d = 8.45 <$ que d propuesta.

$$\rho = q \frac{f' c}{f_y} = (0.18) \frac{200}{4,200} = 0.0086$$

$$A_s = \rho b d = (0.0086)(100)(26) = 22.36 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de armado a flexión es:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4,200} = 0.00333$$

El refuerzo por temperatura es:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d = (0.0033)(100 \text{ cm.})(26 \text{ cm.})$$

$$A_{s \min} = 8.58 \text{ cm}^2$$

Dado que el refuerzo por temperatura es inferior al obtenido para resistir el momento flector, el armado requerido será 22.36 cm^2 .

Usando varilla de $\frac{3}{4}$

$$n = \frac{22.36 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 7.8 \text{ pzas} = 8 \text{ pzas de varilla de } \frac{3}{4} \text{ por 1m}$$

Separación = $100/8 = 12.5 \text{ cm.} = 12 \text{ cm.}$ en el sentido Y

Se revisará la Adherencia en el sentido Y.

La sección crítica por Adherencia es la misma que para el momento flexionante.

$$\bar{q} = \frac{1.03 + 0.86}{2} = 0.94 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \quad V_u = 1.7(0.94)(50)(200) = 15,980 \text{ kg.}$$

La suma de perímetros usando varillas del N° 6, D = 1.91 cm, A = 2.87 cm²,
Perímetro = 6 cm.

$$\bar{Z}_o = \frac{V_u}{\phi u j d} \quad u = \frac{6.4 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{6.4 \sqrt{200}}{1.91} = 47.4 \text{ kg/cm}^2$$

u = Esfuerzo por adherencia entre acero y concreto.

El valor límite de $u = 56 \text{ kg/cm}^2$

$$j = 7/8 = 0.875$$

$$\bar{Z}_o = \frac{15,980}{0.85(47.4)(0.875)(26)} = 17.43 \text{ cm/m.}$$

Verificando adherencia:

$$\bar{Z}_o = N^\circ V_s (\text{Perímetro}) = (8)(6 \text{ cm}) = 48 \text{ cm/m} > 17.43 \text{ cm/m requerido, } \therefore \text{Pasa por adherencia.}$$

Diseño a Flexión en la dirección X.

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo q_1 y q_2 .

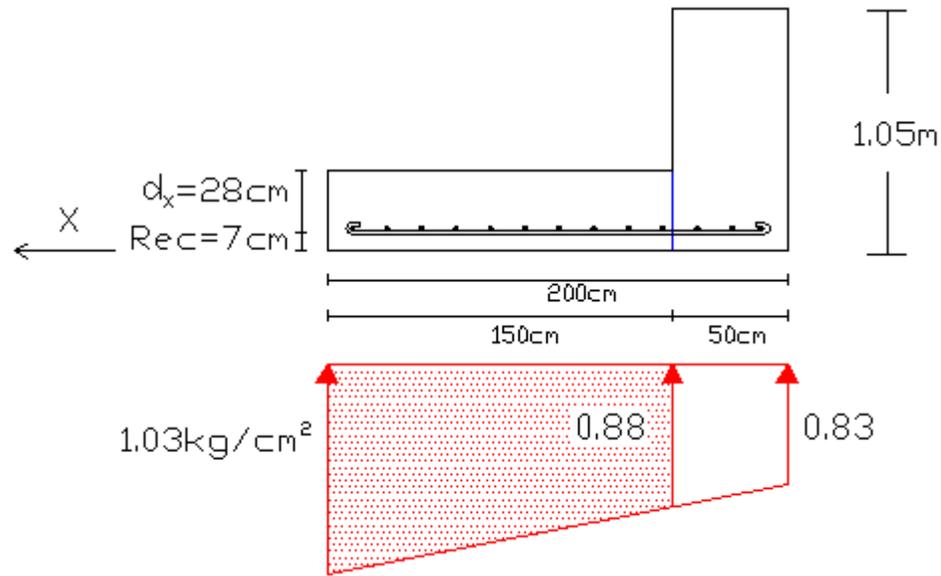


FIGURA 3.95 Reacciones en el sentido X, en diseño a flexión.

Para un ancho de diseño de 100 cm., se tiene la siguiente expresión para calcular el momento flector en la zona crítica, que subdivide la carga trapezoidal en una carga rectangular de ordenada 0.88 kg/cm^2 , más una carga triangular de ordenada máxima 0.15 kg/cm^2 ($1.03 - 0.88 = 0.15 \text{ kg/cm}^2$):

$$M_{\max} = \left[\frac{(0.88 \text{ kg/cm}^2)(150 \text{ cm})^2}{2} + \left(\frac{(0.15 \text{ kg/cm}^2)(150 \text{ cm})}{2} \right) \left(\frac{2}{3}(150 \text{ cm}) \right) \right] (100 \text{ cm})$$

$$M_{\max} = 1,102,500 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 1.7 M_{\max} = 1.7(1,102,500) = 1,874,250 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Ahora determinamos el peralte efectivo “d” por flexión en el sentido Y

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f' c q (1 - 0.59q)}}$$

Cuantía mecánica del acero:

$$q = 0.18 \text{ (Sección balanceada, para que no existan deformaciones importantes)}$$

$$d = \sqrt{\frac{1,874,250}{(0.90)(100)(200)(0.18)[1 - 0.59(0.18)']}}$$

$d = 26 \text{ cm.} < \text{ que } d \text{ propuesta.}$

$$\rho = q \frac{f'c}{f_y} = (0.18) \frac{200}{4,200} = 0.0086$$

$$A_s = \rho bd = (0.0086)(100)(28) = 24.08 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de armado a flexión es:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4,200} = 0.00333$$

El refuerzo por temperatura es:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} bd = (0.0033)(100 \text{ cm.})(28 \text{ cm.})$$

$$A_{s \min} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Dado que el refuerzo por temperatura es inferior al obtenido para resistir el momento flector, el armado requerido será 24.08 cm^2 .

Usando varilla de $\frac{3}{4}$

$$n = \frac{24.08 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 8.44 \text{ pzas} = 9 \text{ pzas} \text{ de varilla de } \frac{3}{4} \text{ por } 1 \text{ m.}$$

Separación = $100/9 = 11.1 \text{ cm.} = 10 \text{ cm.}$ en el sentido X.

Se revisará la Adherencia en el sentido X.

La sección crítica por Adherencia es la misma que para el momento flexionante.

$$\bar{q} = \frac{1.03 + 0.88}{2} = 0.95 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \quad V_u = 1.7(0.95)(150)(150) = 36,337.50 \text{ kg.}$$

La suma de perímetros usando varillas del N° 6, D = 1.91 cm, A = 2.87 cm²,
Perímetro = 6 cm.

$$\bar{Z}_o = \frac{V_u}{\phi u j d} \quad u = \frac{6.4 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{6.4 \sqrt{200}}{1.91} = 47.4 \text{ kg/cm}^2$$

u = Esfuerzo por adherencia entre acero y concreto.

El valor límite de $u = 56 \text{ kg/cm}^2$

$$j = 7/8 = 0.875$$

$$\bar{Z}_o = \frac{36,337.50}{0.85(47.4)(0.875)(28)} = 36.8 \text{ cm/m.}$$

Verificando adherencia:

$$\bar{Z}_o = N^\circ V_s (\text{Perímetro}) = (9)(6 \text{ cm}) = 54 \text{ cm/m} > 36.8 \text{ cm/m requerido, } \therefore \text{ Pasa por adherencia.}$$

El armado final sería:

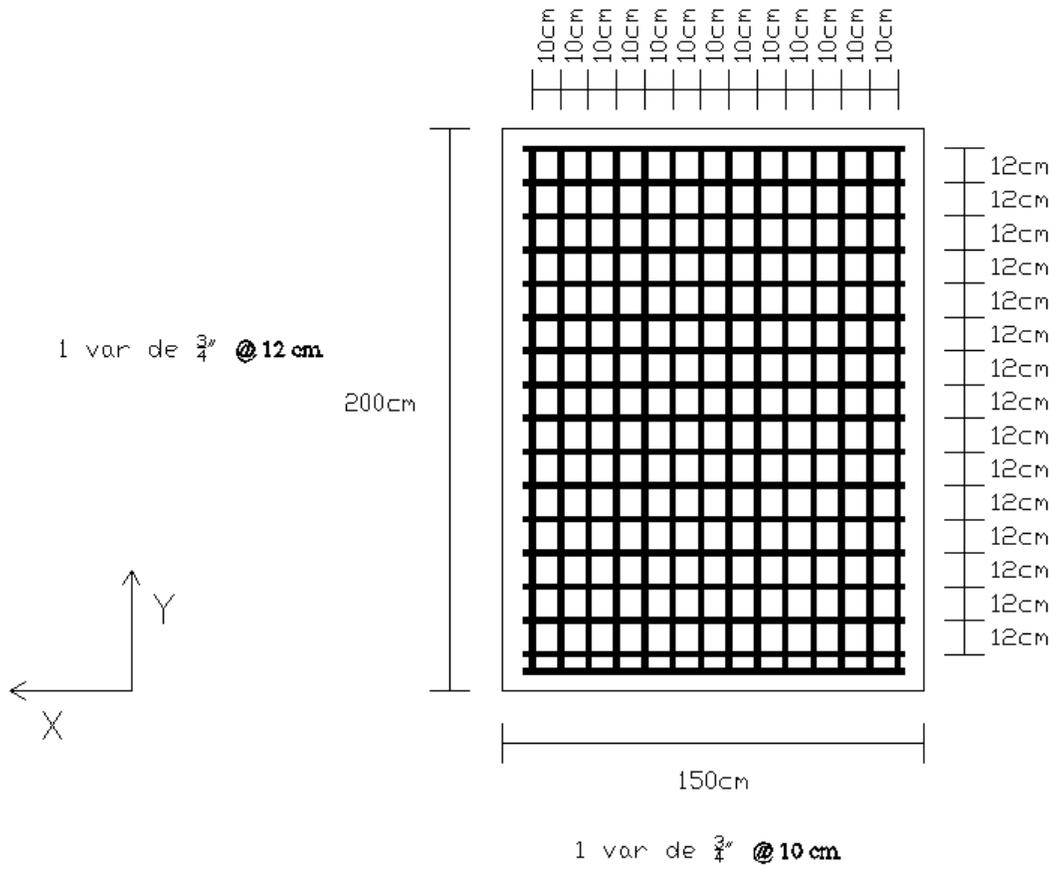


FIGURA 3.96 Armado final de la zapata para marcos intermedios.

3.6 Diseño de cimentación de marco frontal A y posterior D.

3.6.1 Definiciones.

Caso 1.- cargas gravitacionales (carga muerta + carga viva)

$$F_1(Y) = -228.9kg.$$

$$F_2(X) = 205.10kg.$$

$$F_3(Z) = 4,894.09kg.$$

Caso 2.- cargas muerta + cargas por viento.

$$F_1(Y) = -2,141.35kg.$$

$$F_2(X) = 2,039.71kg.$$

$$F_3(Z) = 8,161.47kg.$$

Se propondrá una geometría inicial de la zapata a diseñar, así como las características geotécnicas del suelo donde se desplantará la estructura. La reacciones resultantes en Y y X en la base de la columna se multiplicará por una distancia que es: $L = 1.05m$, resultando los momentos que se presentan en la zapata. En la figura de abajo se aprecia la geometría inicial propuesta.

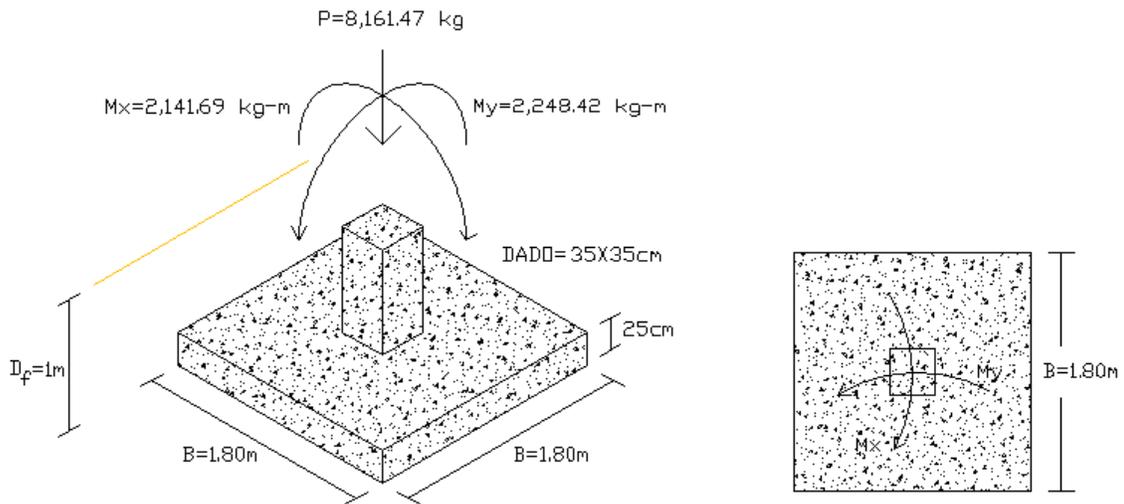


FIGURA 3.97 Geometría inicial propuesta para zapata de marco frontal A y posterior D.

Características del Suelo:

Angulo de fricción interna del suelo $\phi = 30^\circ$

Arena fina de compacidad suelta a media.

Peso volumétrico seco máximo $\gamma_m = 1.7\text{ton} / \text{m}^3$

N (número de golpes de la prueba de resistencia a la penetración estándar) = 13.

Primero encontraremos las reacciones más grandes que se producen en el suelo debido al caso más desfavorable que puede ocurrir en la estructura: *Caso 2*

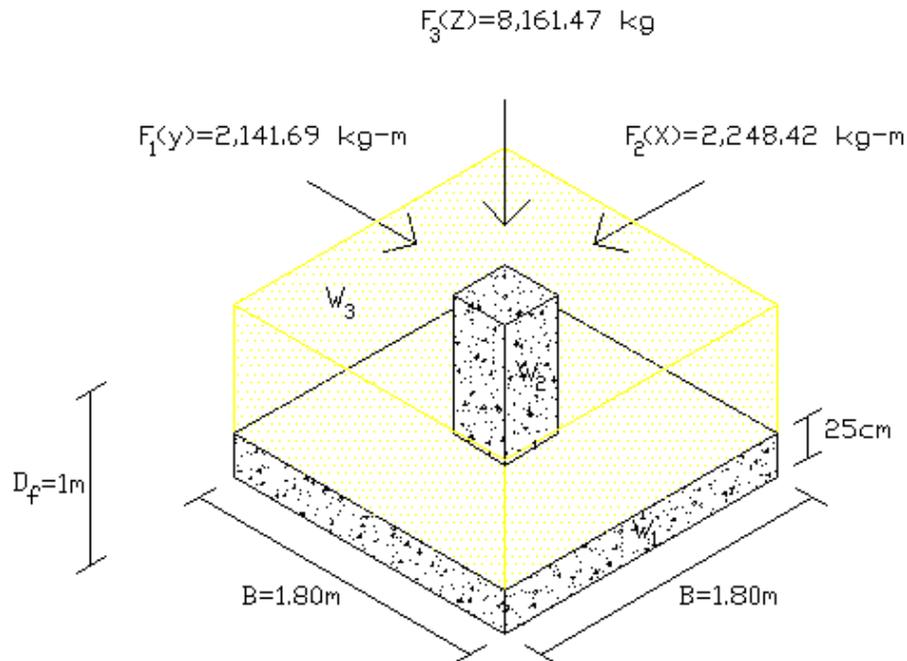


FIGURA 3.98 Fuerzas que actúan sobre la zapata propuesta para marco frontal A y marco posterior D.

Reacciones del Caso 2

$$W_1 = 1,944 \text{ kg.}$$

$$W_2 = 235.20 \text{ kg.}$$

$$W_3 = 4,988 \text{ kg.}$$

$$I_x, I_y = \frac{bh^3}{12} = 0.87 \text{ m}^4$$

$$q_{desc_{MAX}} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x c}{I_x} \pm \frac{M_y c}{I_y} = \frac{15,328.67}{3.24} + \frac{(2,141.35)(1.05)(0.9)}{0.87} + \frac{(2,039.71)(1.05)(0.9)}{0.87} =$$

$$q_{desc_{MAX}} = 9,272.57 \text{ kg/m}^2$$

$$q_1 = 9,272.57 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 4,841.47 \text{ kg/m}^2$$

$$q_3 = 4,620.67 \text{ kg/m}^2$$

$$q_4 = 189.57 \text{ kg/m}^2$$

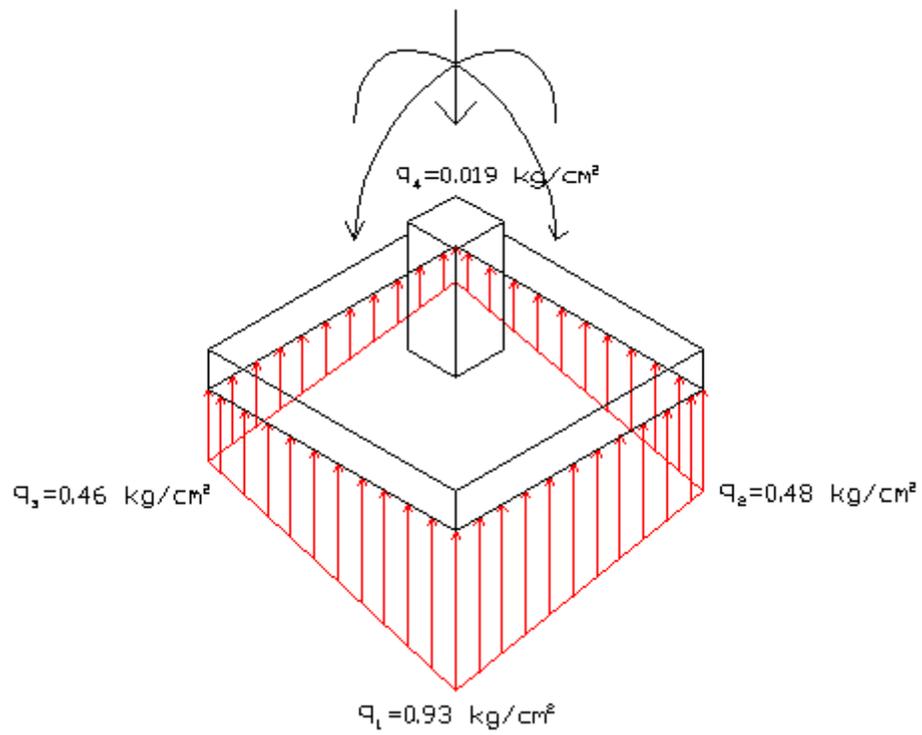


FIGURA 3.99 Reacciones en el suelo debido a las cargas del caso 2.

3.6.2 Diseño Estructural.

3.6.2.1 Determinación del peralte de la zapata por cortante.

Reacción Neta.

Calcularemos la reacción promedio que puede ocurrir en la zapata, promediando las 2 reacciones más grandes; q_1 y q_2

$$R_N = \frac{q_1 + q_2}{2} = \frac{0.93 + 0.48}{2} = 0.70$$

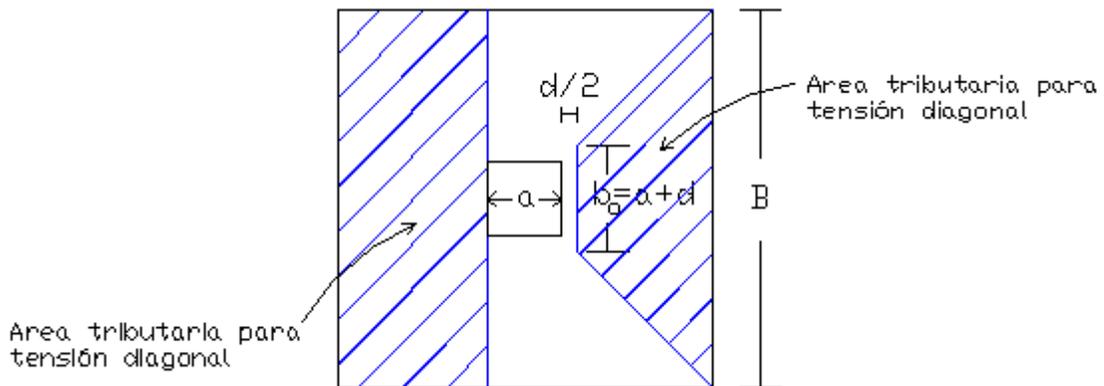


FIGURA 3.100 Área tributaria para tensión diagonal en zapata cuadrada.

$$d = h - rec = 25 - 10 = 15\text{cm.}$$

$$c = 72.50\text{cm.}$$

$$d/2 = 15/2 = 7.5\text{cm.}$$

$$b_o = a + d = 35\text{cm.} + 15\text{cm.} = 50\text{cm.}$$

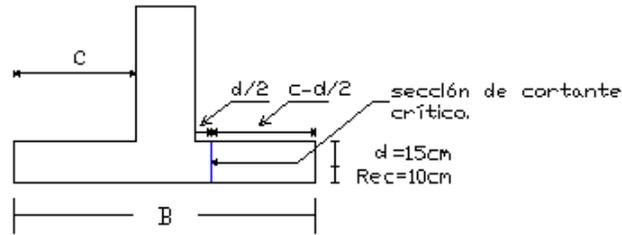


FIGURA 3.101 Sección de cortante crítica en zapata cuadrada.

$$A = \left(\frac{B + b_o}{2} \right) \left(c - \frac{d}{2} \right) = \left(\frac{180 + 50}{2} \right) (72.50 - 7.5) =$$

$$A = (115)(65) = 7,475 \text{ cm}^2$$

$$V = AR_N$$

$$V = (7,475)(0.70) = 5,232.50 \text{ kg.}$$

$$V_u = 1.7V = 1.7(5,232.50) = 8,895.25 \text{ kg.}$$

Valor límite del esfuerzo cortante que puede tomar el concreto por reglamento es:

$$v_c = 0.85\sqrt{f'c} = 0.85\sqrt{200} = 12.02 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora encontramos el peralte requerido por la fuerza cortante tomando en cuenta el máximo valor del esfuerzo cortante que podría tomar el concreto.

$$v_u = 12.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{V_u}{v_u b_o} = \frac{8,895.25}{12.02(50)} = 14.80 \text{ cm} = 15 \text{ cm.} = \text{a "d" propuesta.}$$

Por lo tanto:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{8,895.25}{(50)(15)} = 11.8 < v_c, \text{ por lo tanto "d" propuesta se acepta.}$$

3.6.2.2 Determinación del peralte de la zapata por momento flexionante.

$$M_{\max} = (\text{ancho unitario}) C R_{\max} C / 2$$

$$M_{\max} = (100) (72.50) (0.93) (36.25) = 244,415.62 \text{ kg.}$$

$$M_u = 1.7 M_{\max} = (1.7) (244,415.62) = 415,506.55 \text{ kg.-cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f' c q (1 - 0.59q)}}$$

Cuantía mecánica del acero:

$$q = 0.18 \text{ (Sección balanceada, para que no existan deformaciones importantes)}$$

$$d = \sqrt{\frac{415,506.55}{(0.90)(100)(200)(0.18)(1 - 0.59(0.18))}} =$$

$$d = 12 \text{ cm.} < \text{ que "d" propuesta.}$$

$$\rho = q \frac{f' c}{f_y} = (0.18) \frac{200}{4,200} = 0.0086$$

El acero requerido por flexión es:

$$A_s = \rho b d = (0.0086)(100)(15) = 12.9 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de armado a flexión es:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4,200} = 0.00333$$

El refuerzo por temperatura es:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d = (0.0033)(100 \text{ cm.})(15 \text{ cm.})$$

$$A_{s \min} = 4.95 \text{ cm}^2$$

Dado que el refuerzo por temperatura es inferior al obtenido para resistir el momento flector, el armado requerido será 12.9cm^2 .

Usando varilla de $\frac{1}{2}$ "

$$n = \frac{12.9\text{cm}^2}{1.27\text{cm}^2} = 10\text{pzas de varilla de } \frac{1}{2}\text{" por 1m}$$

Separación = $100/10 = 10\text{ cm}$. en ambos sentidos.

Se revisará la Adherencia.

La sección crítica por Adherencia es la misma que para el momento flexionante.

$$R_N = \frac{q_1 + q_2}{2} = \frac{0.93 + 0.48}{2} = 0.70\text{ kg/cm}^2 \therefore V_u = 1.7(0.70)(72.5)(180) = 15,529.5\text{kg}.$$

La suma de perímetros usando varillas del N° 4, $D = 1.27\text{cm}$, $A = 1.27\text{cm}^2$,
Perímetro = 4cm .

$$\bar{Z}_o = \frac{V_u}{\phi u j d} \quad u = \frac{6.4\sqrt{f'c}}{D} = \frac{6.4\sqrt{200}}{1.27} = 71.3\text{kg/cm}^2$$

u = Esfuerzo por adherencia entre acero y concreto.

El valor límite de $u = 56\text{ kg/cm}^2$

$$\therefore u = 56\text{ kg/cm}^2$$

$$j = 7/8 = 0.875$$

$$\bar{Z}_o = \frac{15,529.5}{0.85(56)(0.875)(15)} = 24.8\text{cm/m}.$$

Verificando adherencia:

$\bar{Z}_o = N^{\circ}V_s(\text{Perímetro}) = (10)(4\text{cm}) = 40\text{cm/m} > 36.8\text{cm/m}$ requerido, \therefore Pasa por adherencia.

El armado final sería:

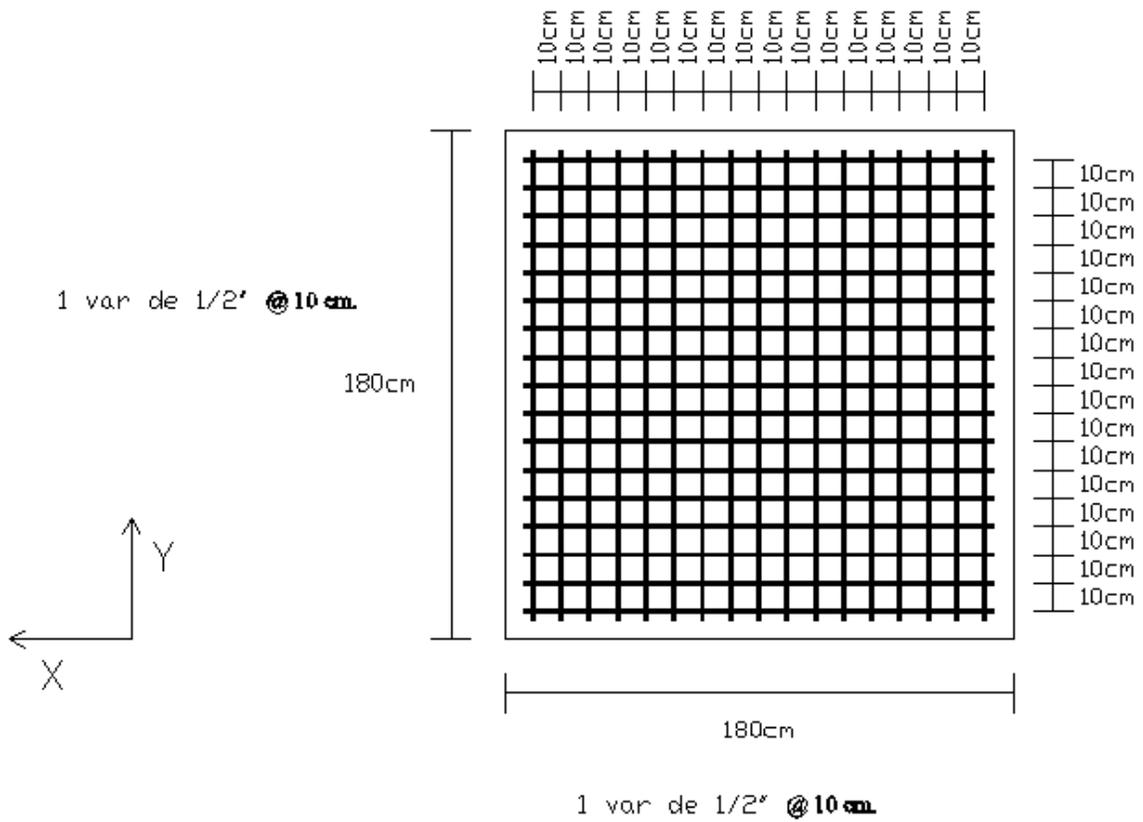


FIGURA 3.102 Armado final de la zapata para marco frontal A y posterior D.

4. RESULTADOS

4.1 Planos y detalles.

El siguiente paso es transmitir los resultados a los usuarios en forma clara y completa, esto lo podemos lograr mediante planos que especifiquen los detalles de nuestro proyecto. A continuación se enlistan los planos resultantes, los cuales pueden ser vistos en el apartado de Anexos de esta tesis.

- 1.- **Plano E01** Planta de cimentación.
- 2.- **Plano E02** Marco intermedio.
- 3.- **Plano E03** Marco frontal A.
- 4.- **Plano E04** Marco posterior D.
- 5.- **Plano E05** Largueros en Marco frontal A.
- 6.- **Plano E06** Marco lateral B.
- 7.- **Plano E07** Marco lateral C.
- 8.- **Plano E08** Largueros en Marco Posterior D.
- 9.- **Plano E09** Planta de cubierta.
- 10.- **Plano E10** Detalles en cubierta.
- 11.- **Plano E11** Placas base.
- 12.- **Plano E12** Zapata para marcos frontales.
- 13.- **Plano E13** Zapata para marcos intermedios.
- 14.- **Plano E14** Detalle de uniones.
- 15.- **Plano E15** Especificaciones generales.
- 16.- **Plano DET-1** Placa unión en cumbrera para marcos intermedios.
- 17.- **Plano DET-1A** Placa unión a $\frac{1}{4}$ de claro en marco intermedio.
- 18.- **Plano DET-2** Columna marco intermedio.
- 19.- **Plano DET-3** Cumbrera en marco Frontal.
- 20.- **Plano DET-4** Unión Viga-Columna a $\frac{1}{4}$ de claro en marco frontal.
- 21.- **Plano DET-5** Columna lateral de marco frontal.

Después se muestran algunos detalles del sistema de instalación de Multytecho en cubiertas. Estos detalles son proporcionados por el fabricante por medio de boletines técnicos.

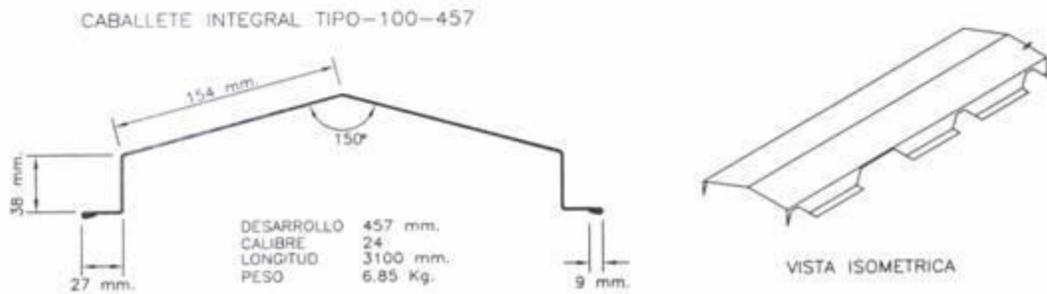
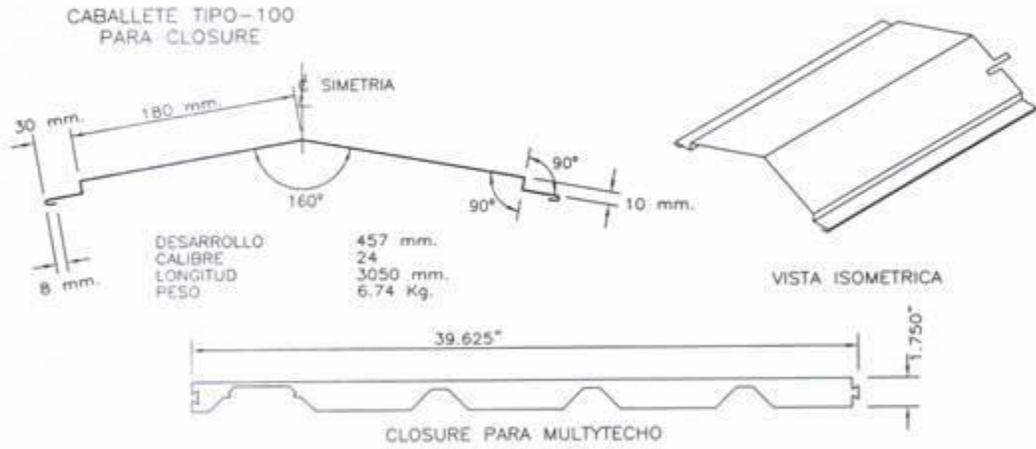
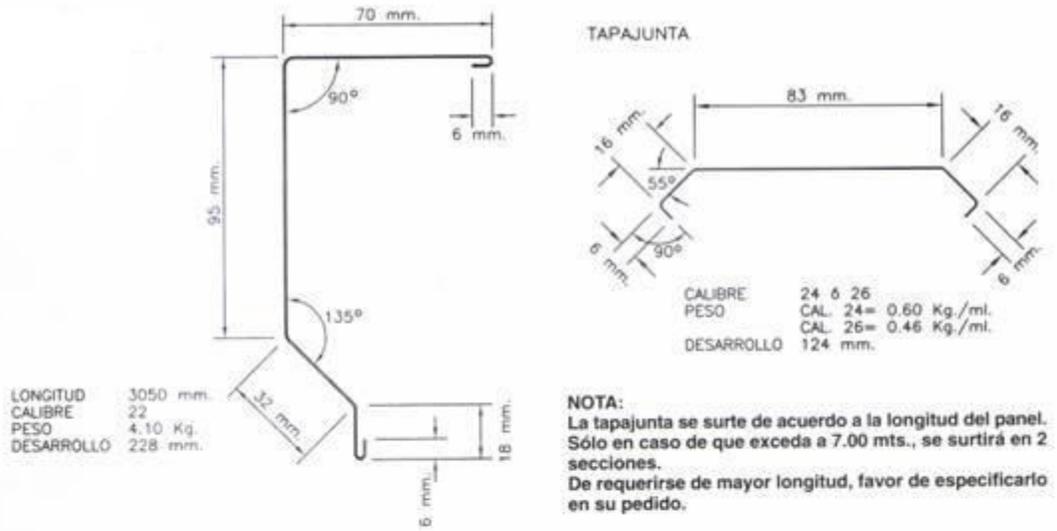
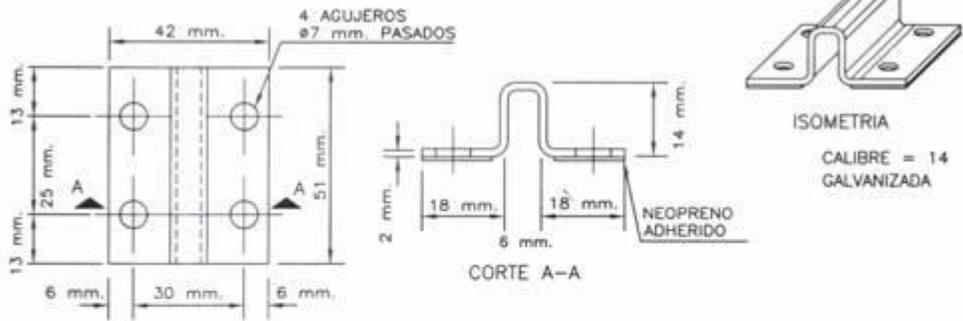
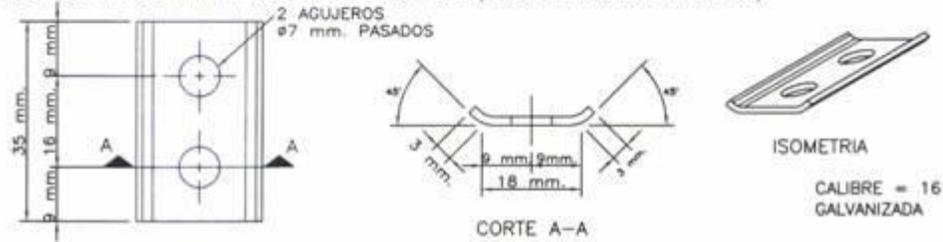


FIGURA 4.1 Tapagotero (Ref. 4)

PLACA DE FIJACION PARA MULTYTECHO



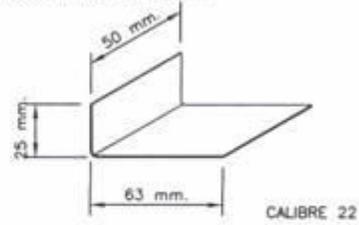
PLACA DE FIJACION PARA MULTYMURO FACHADAS (PARA APLICACION EN PLAFON)



PIJA AUTOTALADRANTE BUILDIX MAXISEAL ACABADO CLIMASEAL ø1/4" x 7/8" Y 1" DE LONGITUD Con arandela plástica integrada.



ANGULO DE REFUERZO



PIJA AUTORROSCANTE STAHL GALVANIZADA TIPO "AB" (TROPICALIZADA)
 ø1/4" x 1 1/2", 2", 2 1/2", 3", 3 1/2", 4", 5", 6" Y 7" DE LONGITUD



REMACHE "POP" AM-54

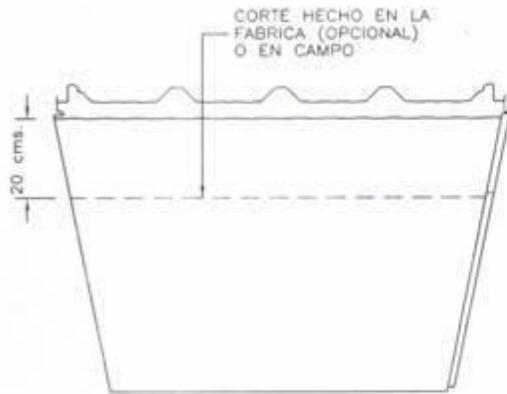


CLAVO ANCLA HILTI O SIMILAR ø3.7 x 42 mm.

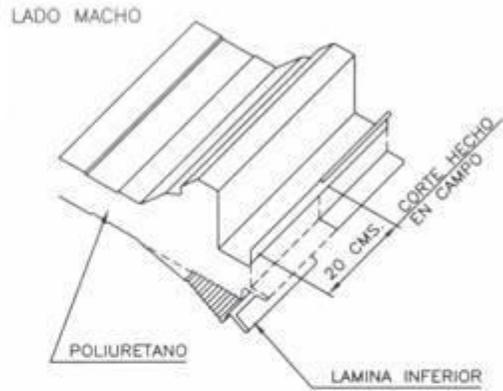


FIGURA 4.2 Accesorios de Fijación (Ref. 4)

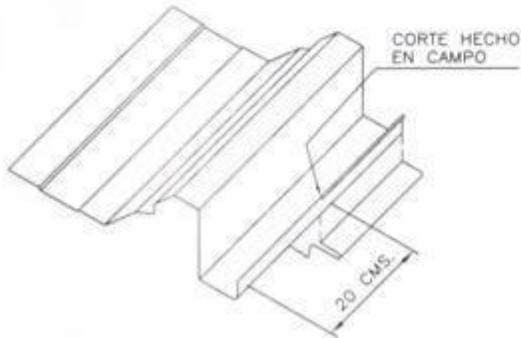
1.- CORTE EN FABRICA



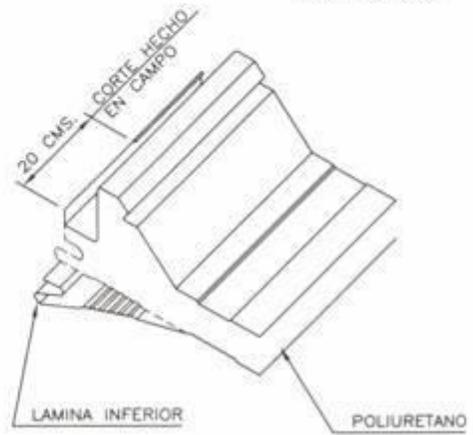
2.- RETIRO DE LAMINA Y ESPUMA



3.- PANEL LISTO PARA TRASLAPE



LADO HEMBRA



NOTA:
No maniobrar la pieza de la lámina superior sin espuma.

NOTA:
Una vez retirada la lamina inferior en la obra, se elimina la espuma de poliuretano de los 20 cms. del extremo cuidando de no dañar la lamina superior.

FIGURA 4.3 Preparación para traslape (Ref. 4)

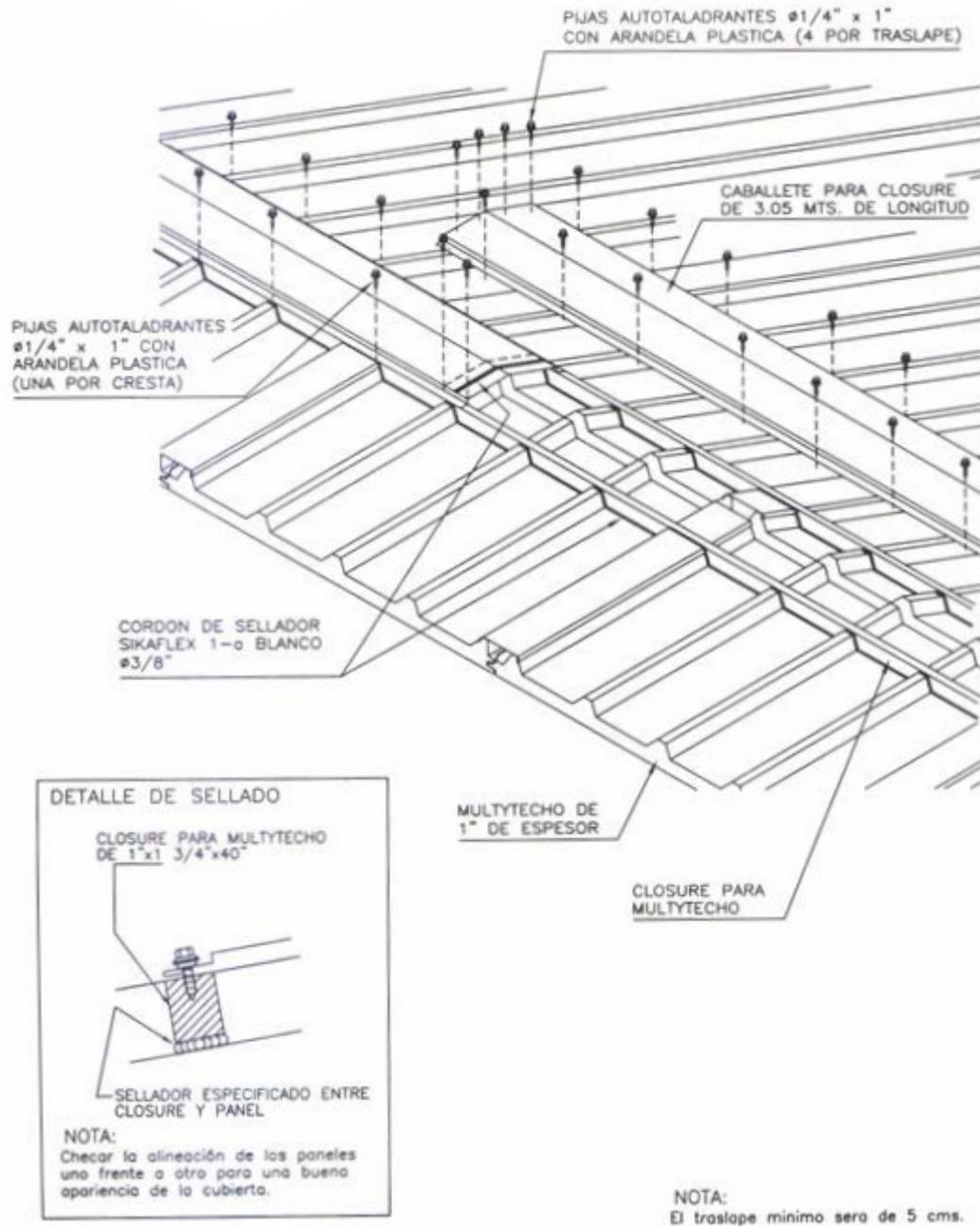


FIGURA 4.4 Traslape y fijación de caballete tipo 100 para closure (Ref. 4)

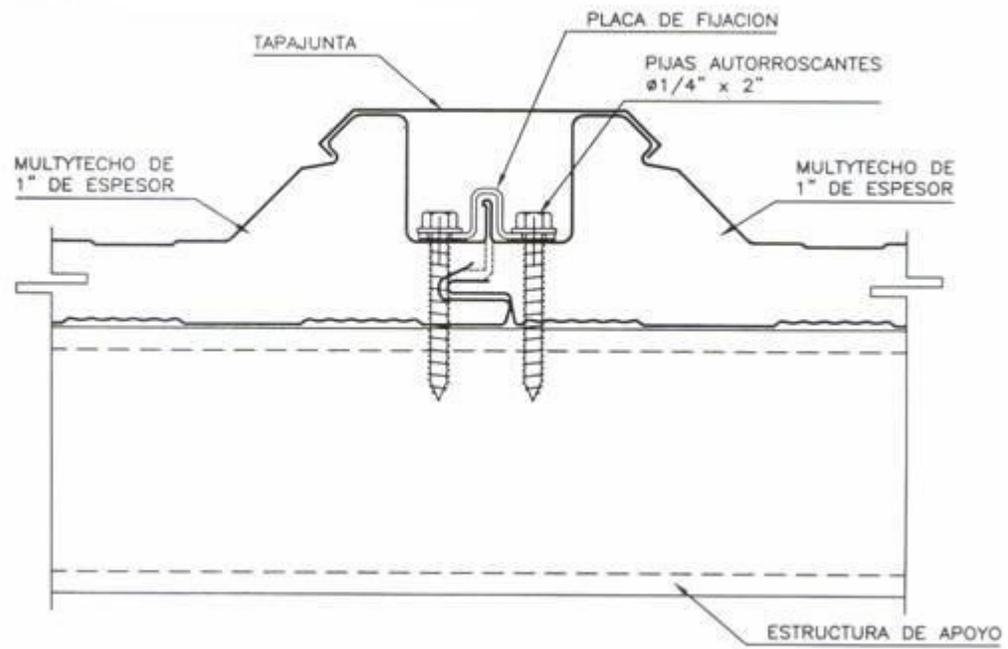


FIGURA 4.5 Fijación de Multytecho a Estructura (Ref. 4)

4.2 Conclusiones.

Como vimos, el proceso de diseño es un proceso iterativo que implica pasar por una etapa varias veces. El sistema mediante marcos rígidos que adoptamos resulta la mejor opción ya que es un sistema agradable a la vista y con ventajas en el sistema constructivo por estar hecho de acero estructural.

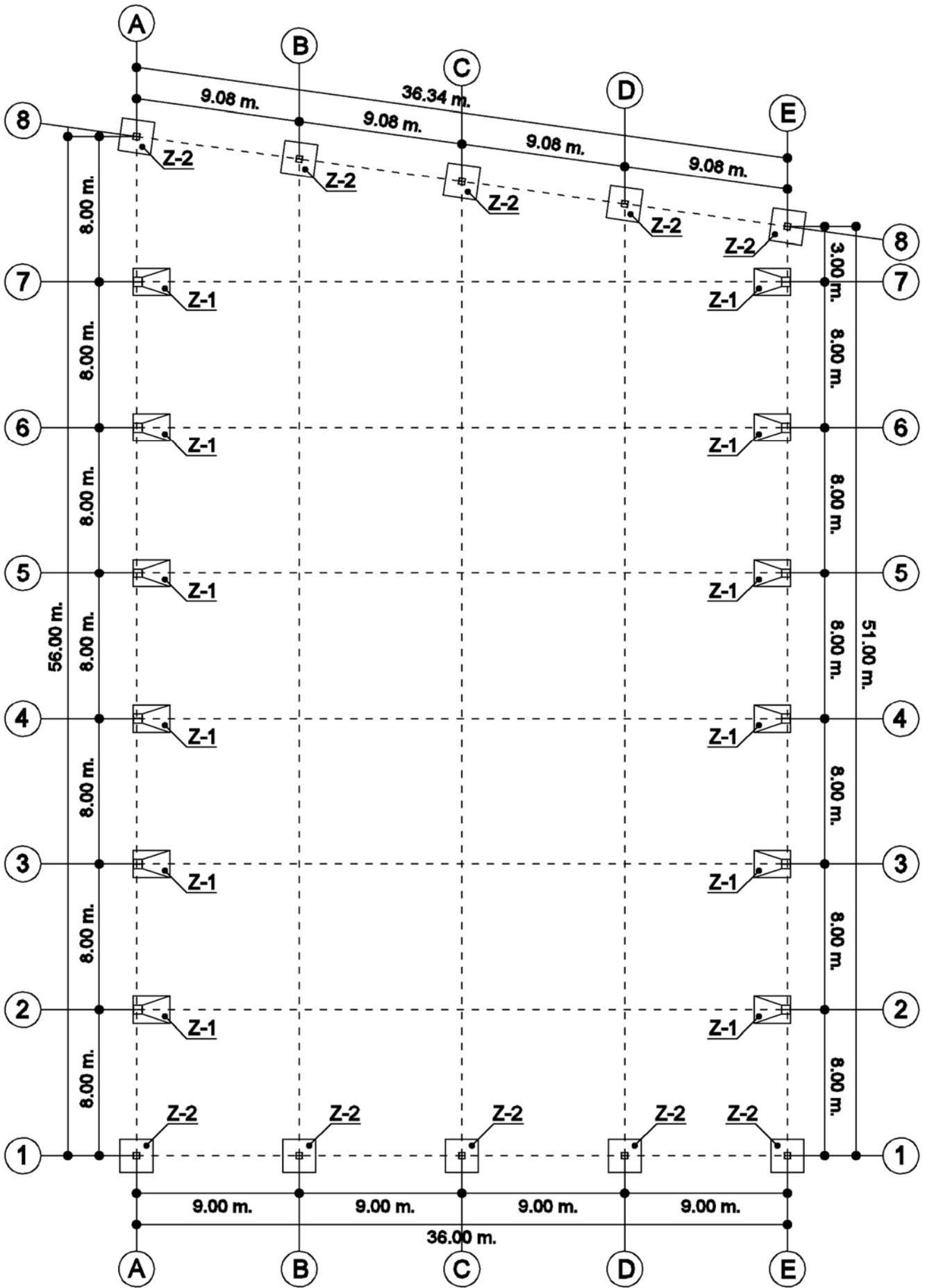
Al final, el nuevo sistema construido no tuvo conflicto con los otros ya existentes debido a una buena planificación del proyecto.

La finalidad del ingeniero estructural es conseguir estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista de la resistencia de materiales y es responsable por hacer uso eficiente del dinero y materiales necesarios para obtener buenos resultados.

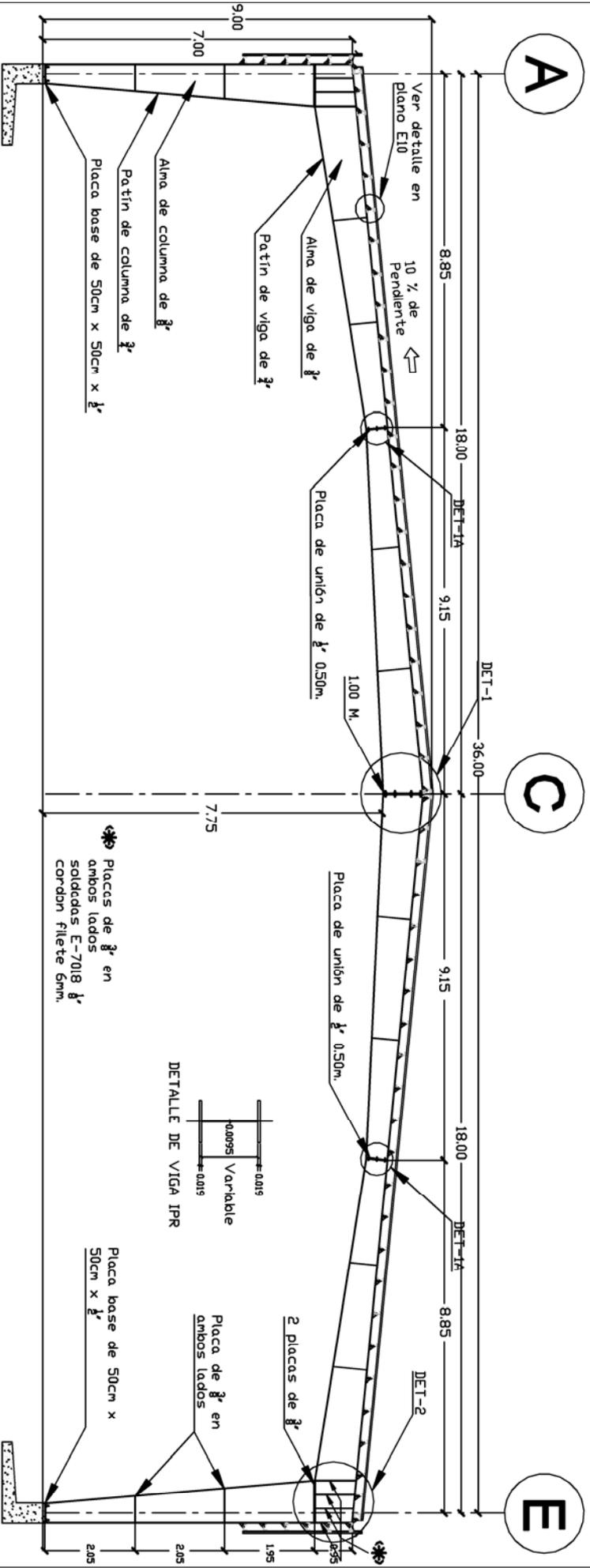
No podemos dejar de hacer mención de lo importante que resulta tener el conocimiento adecuado de los reglamentos para el diseño de estructuras ya que son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. Así también el ingeniero estructural debe de tener conocimiento de especificaciones, normas y recomendaciones, aunque no tengan un valor legal.

Ahora todas las necesidades del espectador y del deportista quedarán cubiertas y podrán disfrutar de un nuevo espacio deportivo.

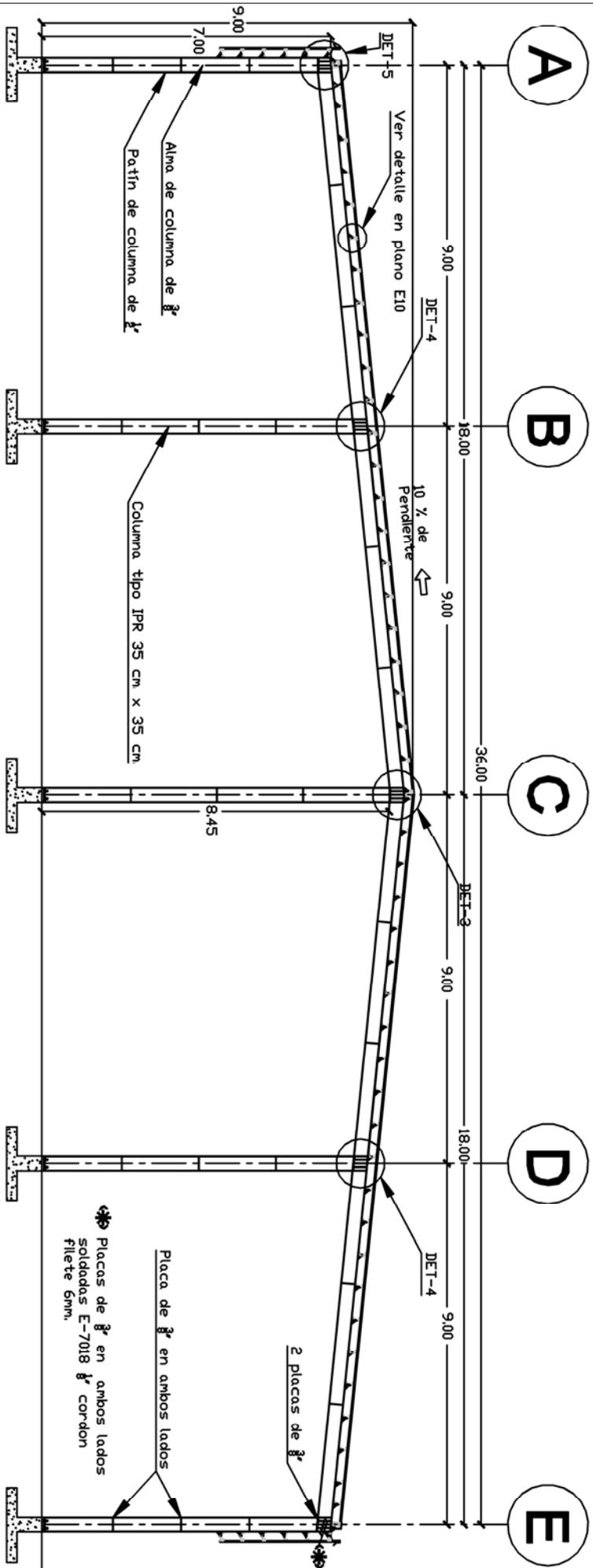
ANEXOS



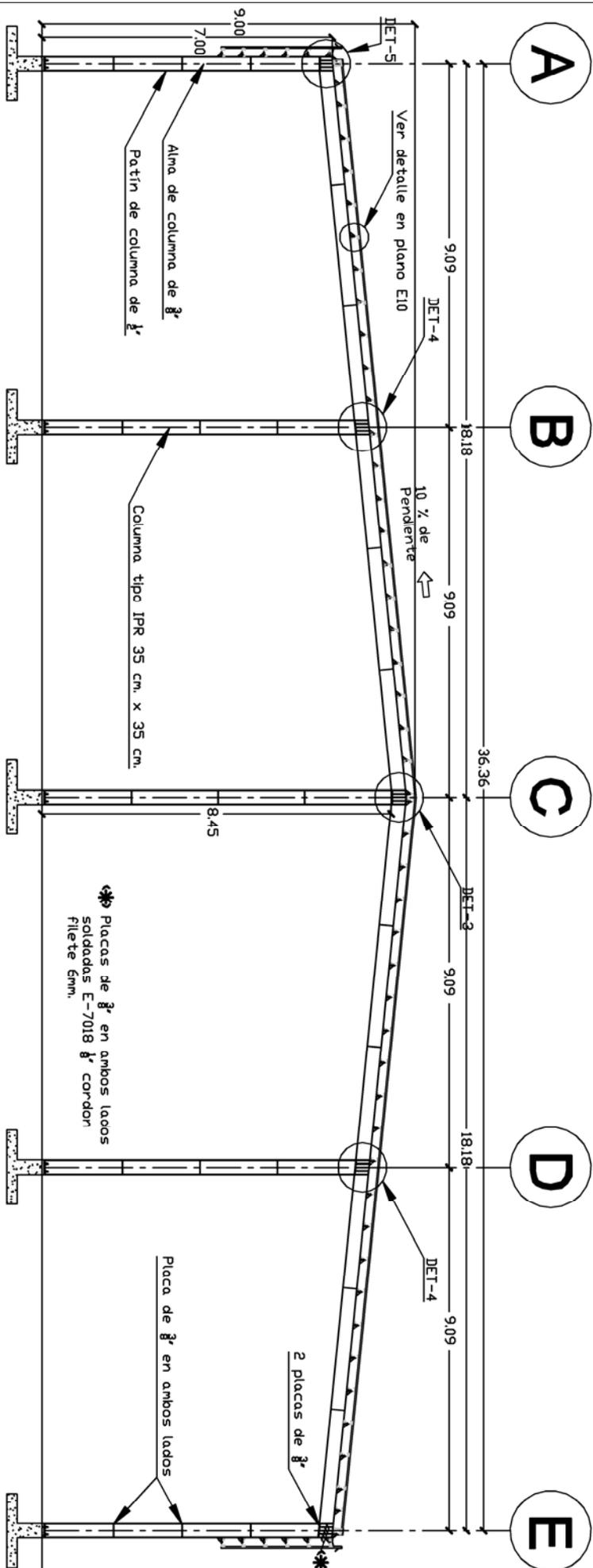
PLANO E01 PLANTA DE CIMENTACION.



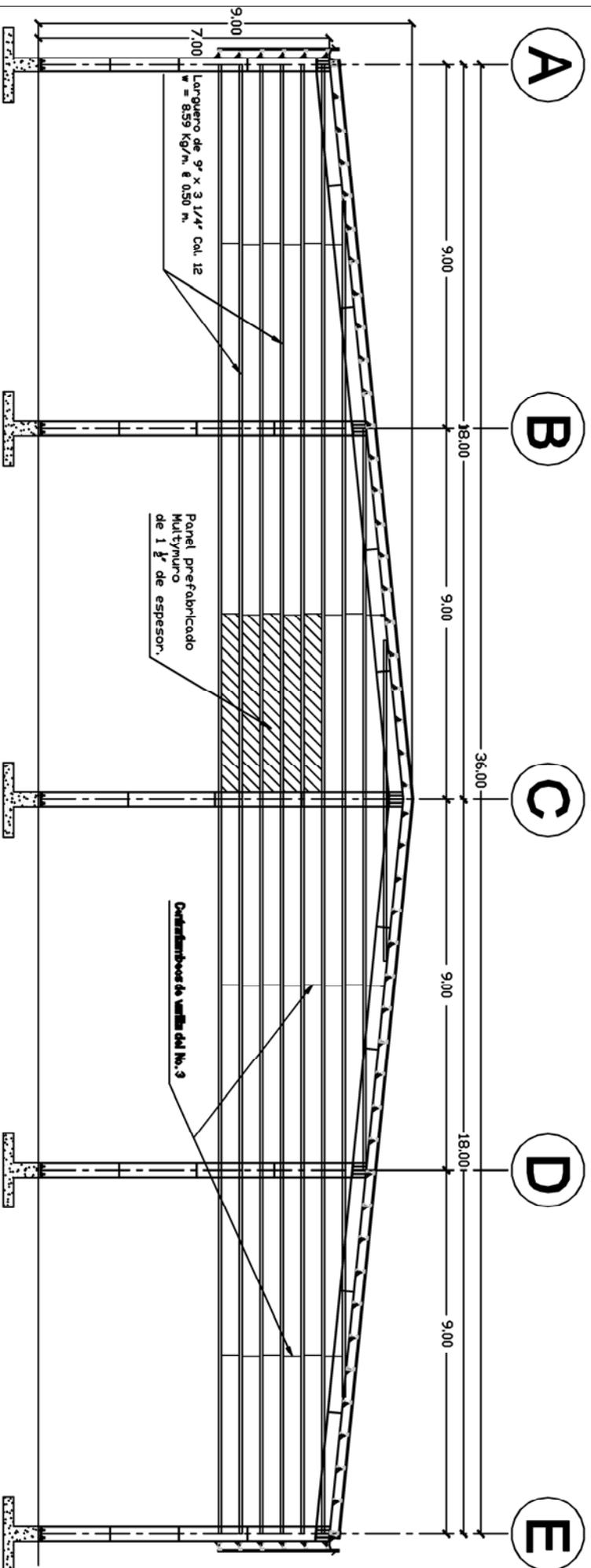
PLANO E02 MARCO INTERMEDIO.



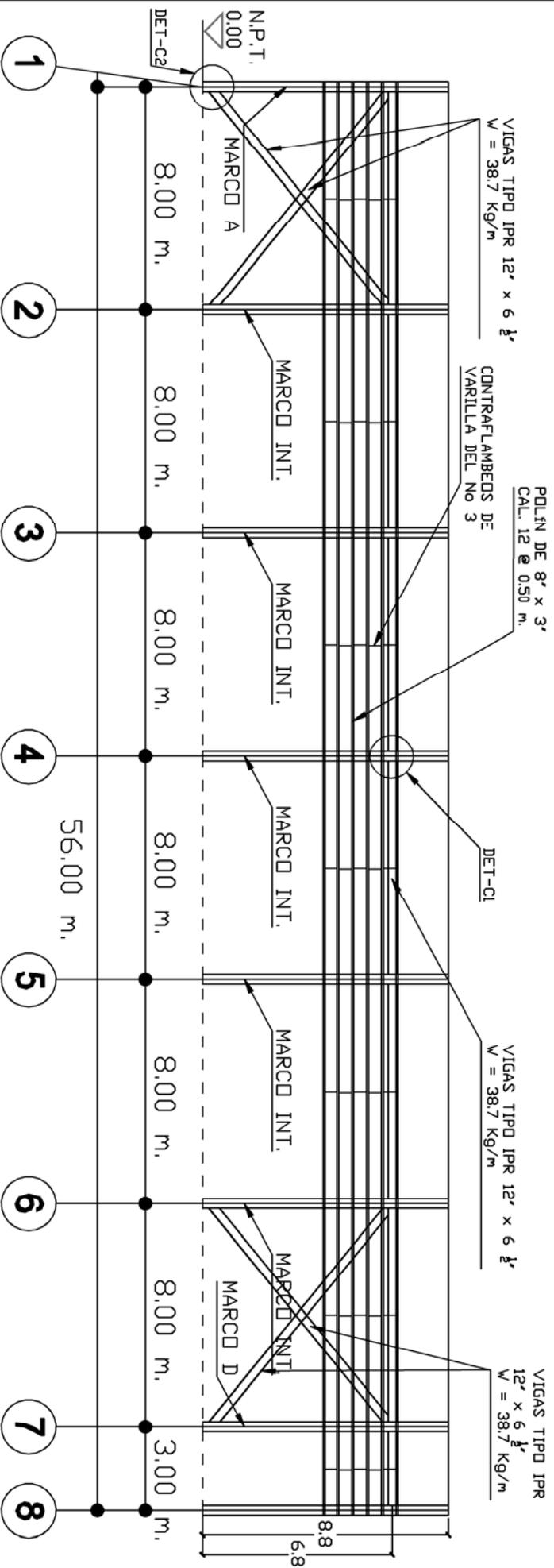
PLANO E03 MARCO FRONTAL A



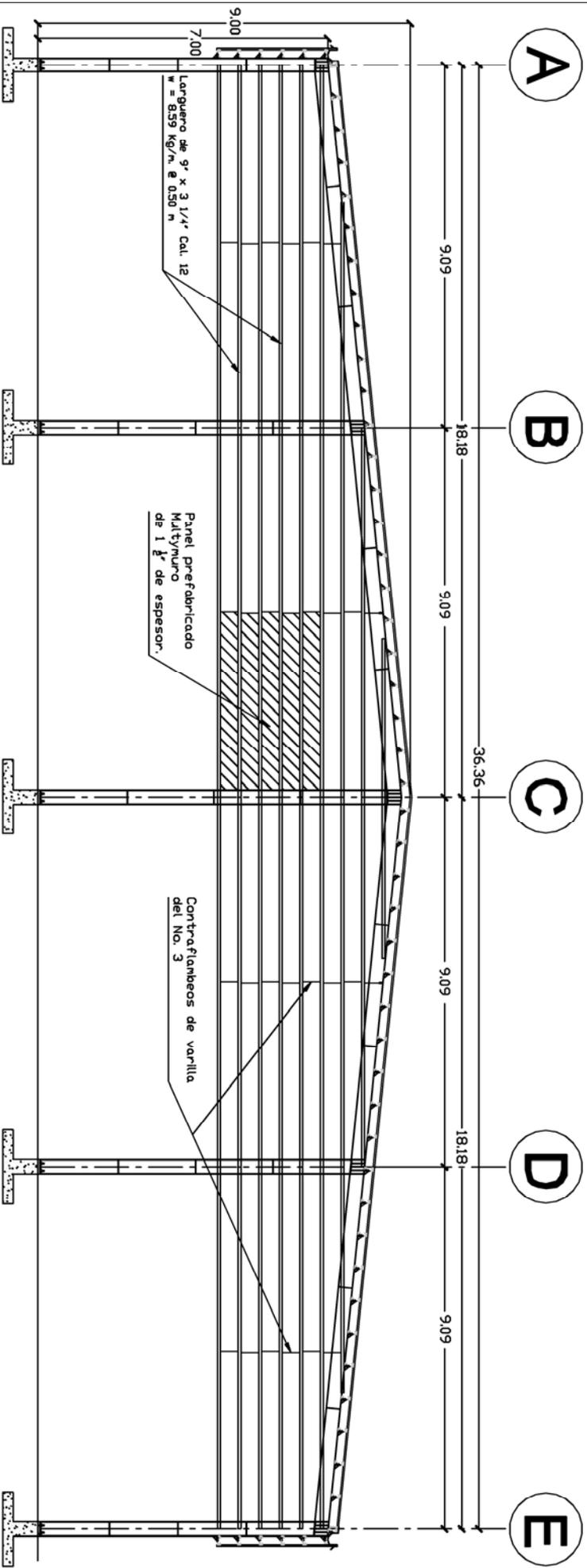
PLANO E04 MARCO POSTERIOR D.



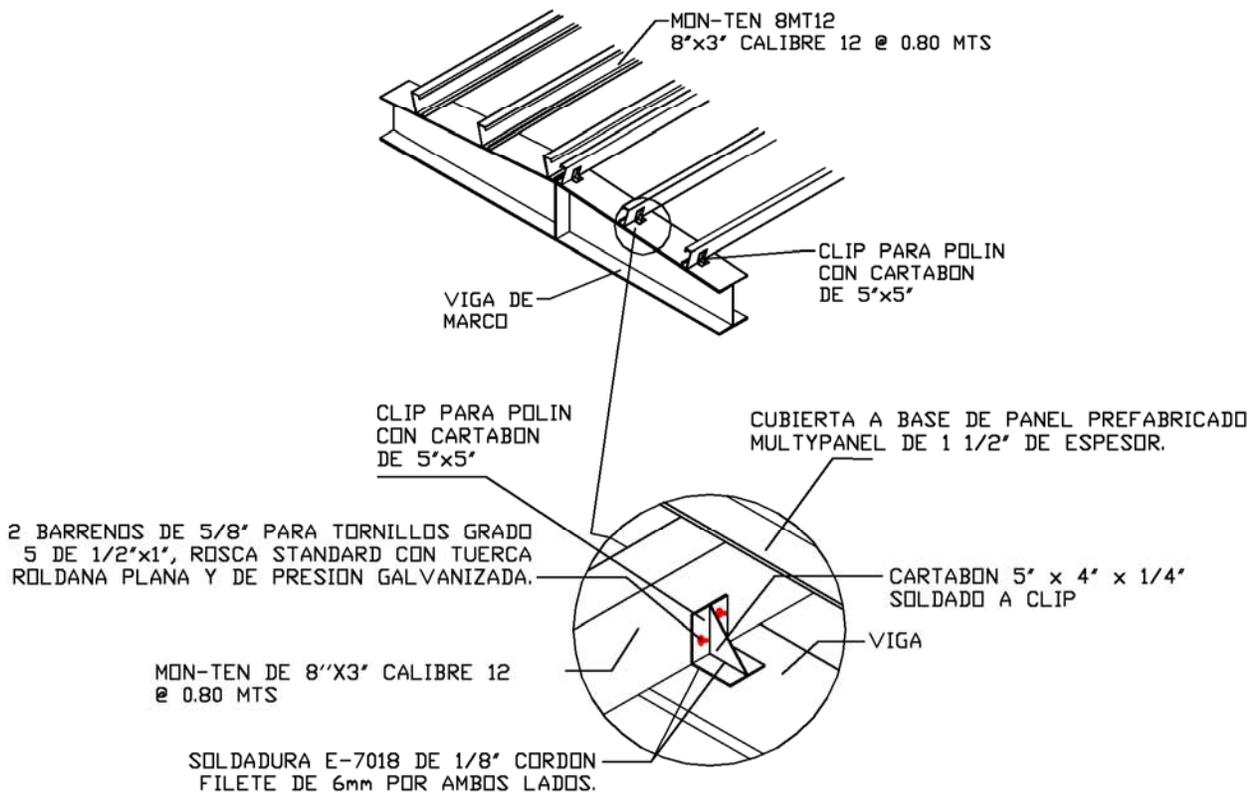
PLANO E05 LARGUEROS EN MARCO FRONTAL A.



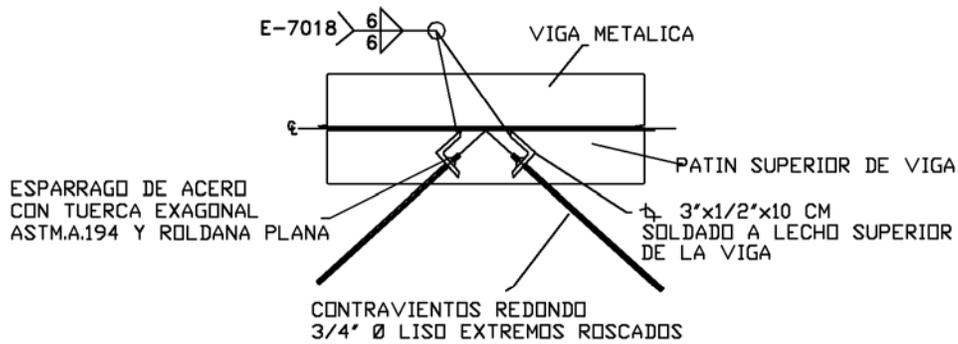
PLANO E07 MARCO LATERAL C.



PLANO E08 LARGUEROS EN MARCO POSTERIOR D.



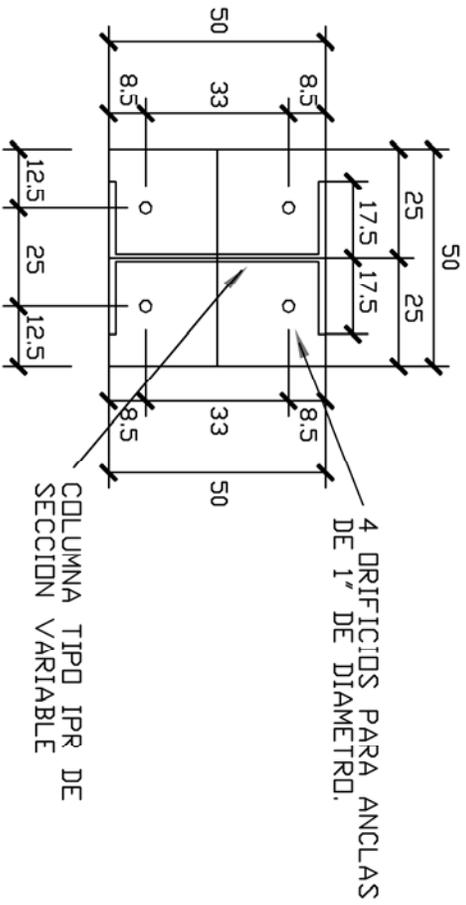
DET-6 POLINES



DET-7 CONTRAVIENTOS

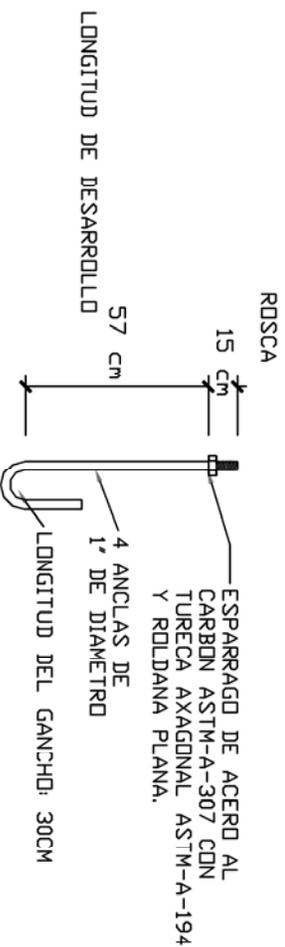
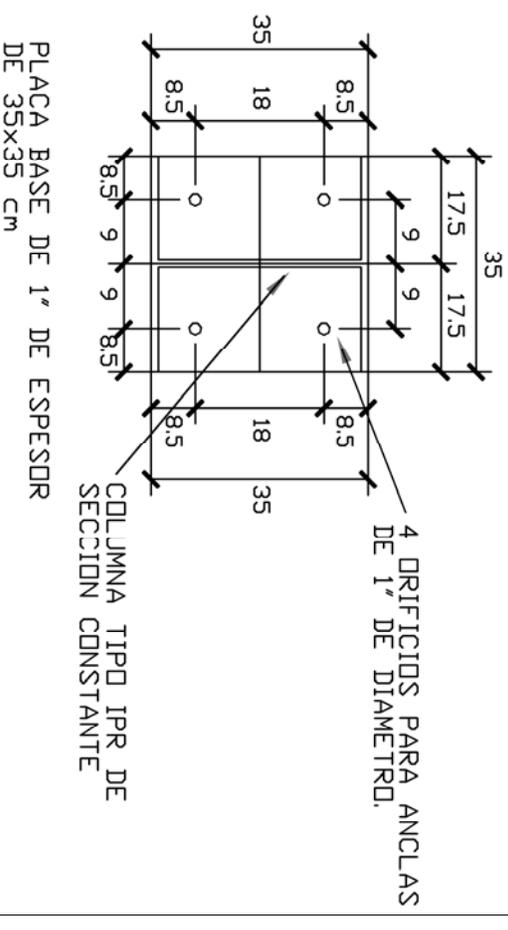
K-1

PLACA BASE DE COLUMNAS DE
MARCOS INTERMEDIOS



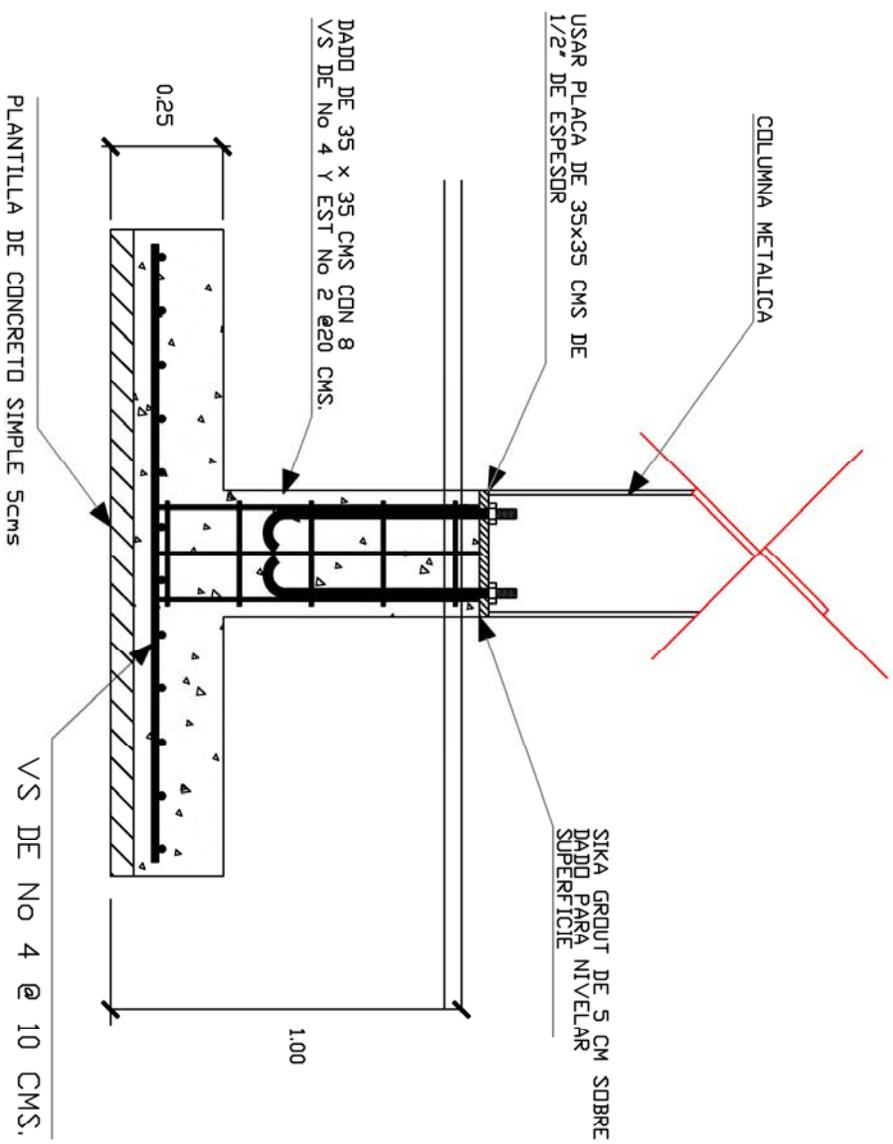
K-2

PLACA BASE DE COLUMNAS DE
MARCOS A Y D.

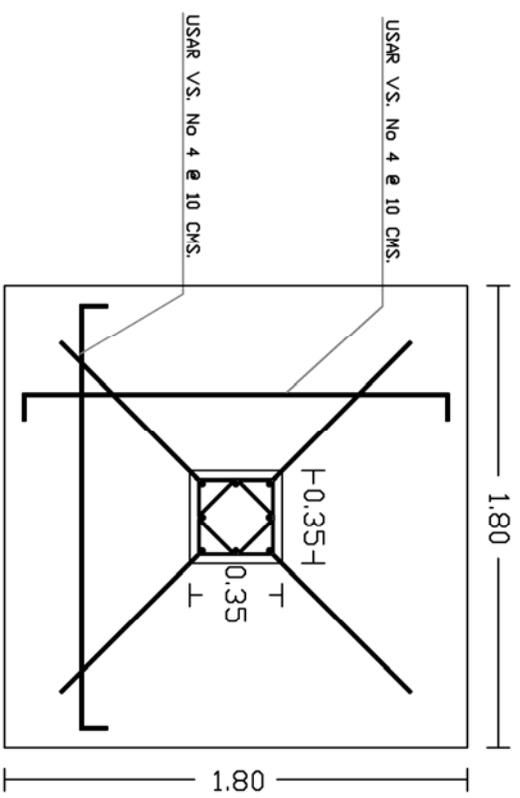


DETALLE DE ANCLAS
GALVANIZADAS

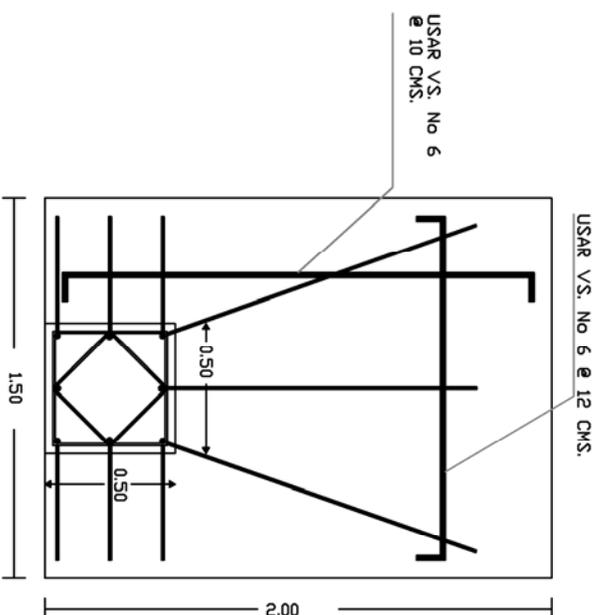
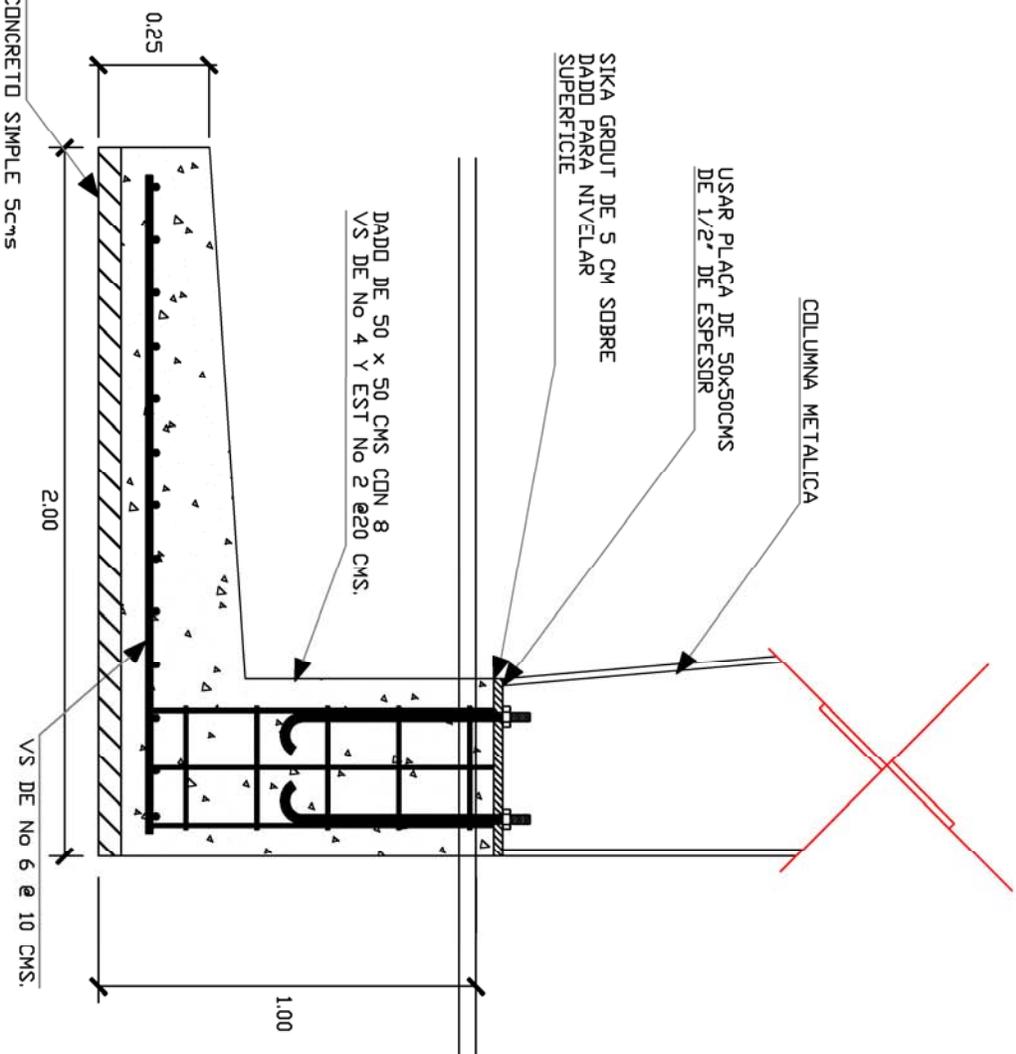
PLANO E11 PLACAS BASE



ZAPATA AISLADA DE 1.80x1.80m.
CONCRETO F'C=200 kg/cm²

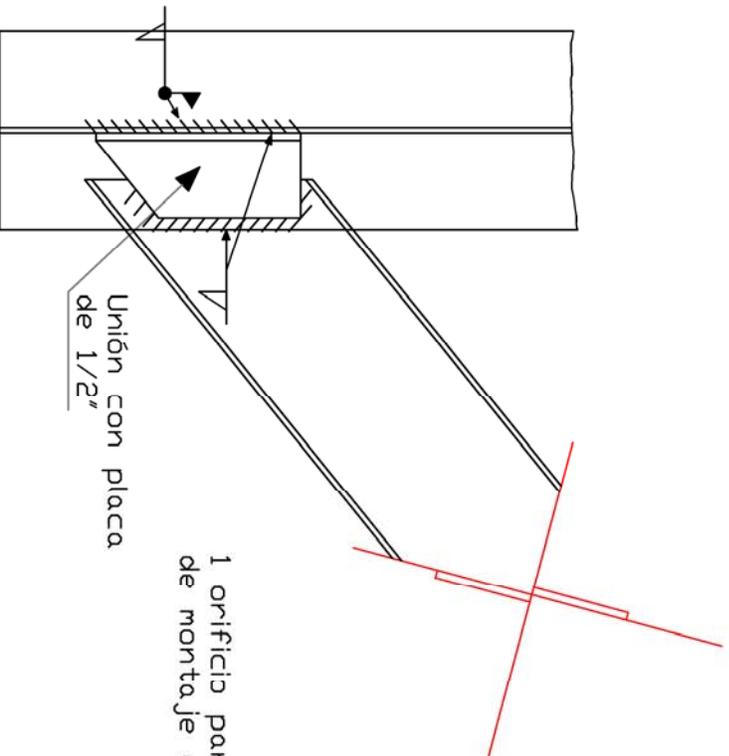


PLANO E12 ZAPATA PARA MARCOS FRONTALES



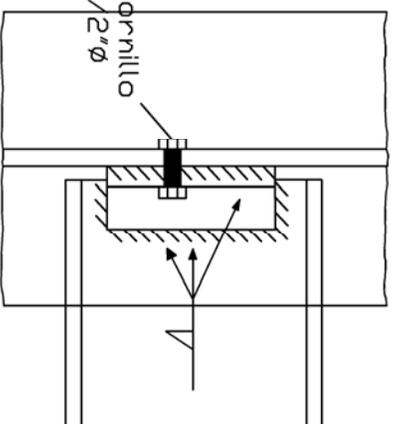
ZAPATA AISLADA DE 1.50 x 2.00m. CONCRETO F'C=200 kg/cm²

PLANO E13 ZAPATA PARA MARCOS INTERMEDIOS

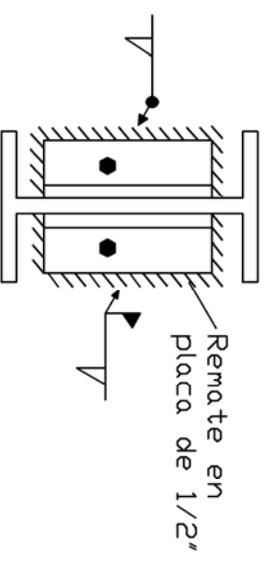


Soldadura E-7018 de $\frac{1}{8}$ "
 cordón filete de 6mm.
 por ambos lados.

DETALLE-C2



DETALLE-C1



Soldadura E-7018 de $\frac{1}{8}$ "
 cordón filete de 6mm.
 por ambos lados.

PLANO E14 DETALLE EN UNIONES

Placa metálica de 5"x4"x1/4" soldada.

Placa para sujetar polin de 5"x5".

Soldadura E-7018 de 1/8" cordon filete de 6mm. por ambos lados.

10 % de Pendiente

Soldadura E-7018 de 1/8" cordon filete de 6mm. por ambos lados.

Viga de sección variable a base de placa metálica

8 tornillos de 1"

Panel prefabricado Multytecho de 1 1/2" de espesor.

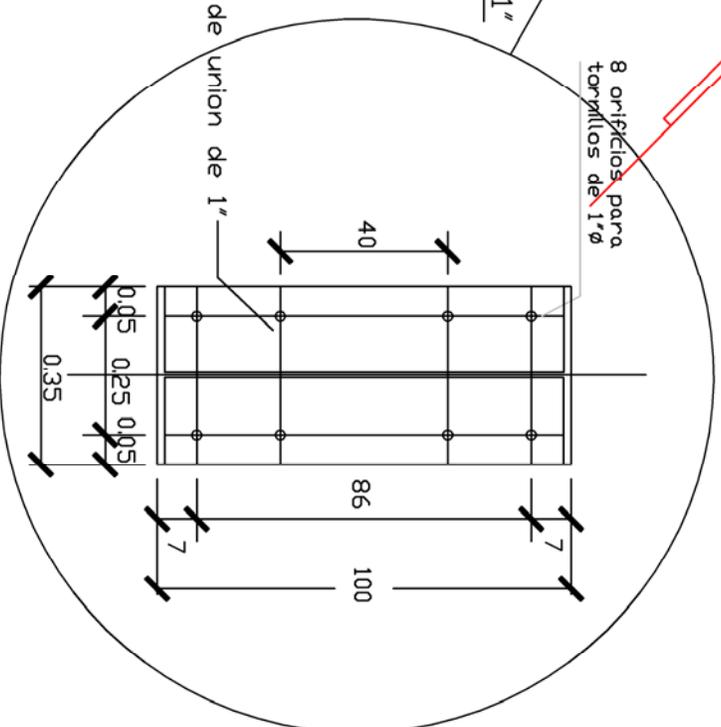
Cumbrera para multytecho de 1 1/2" de espesor. (ver detalle 1-A)

2 barrenos de 5/8" para tornillos grado 5 de 1/2"x1", rosca standard con tuercas roldana plana y de presion, galvanizada.

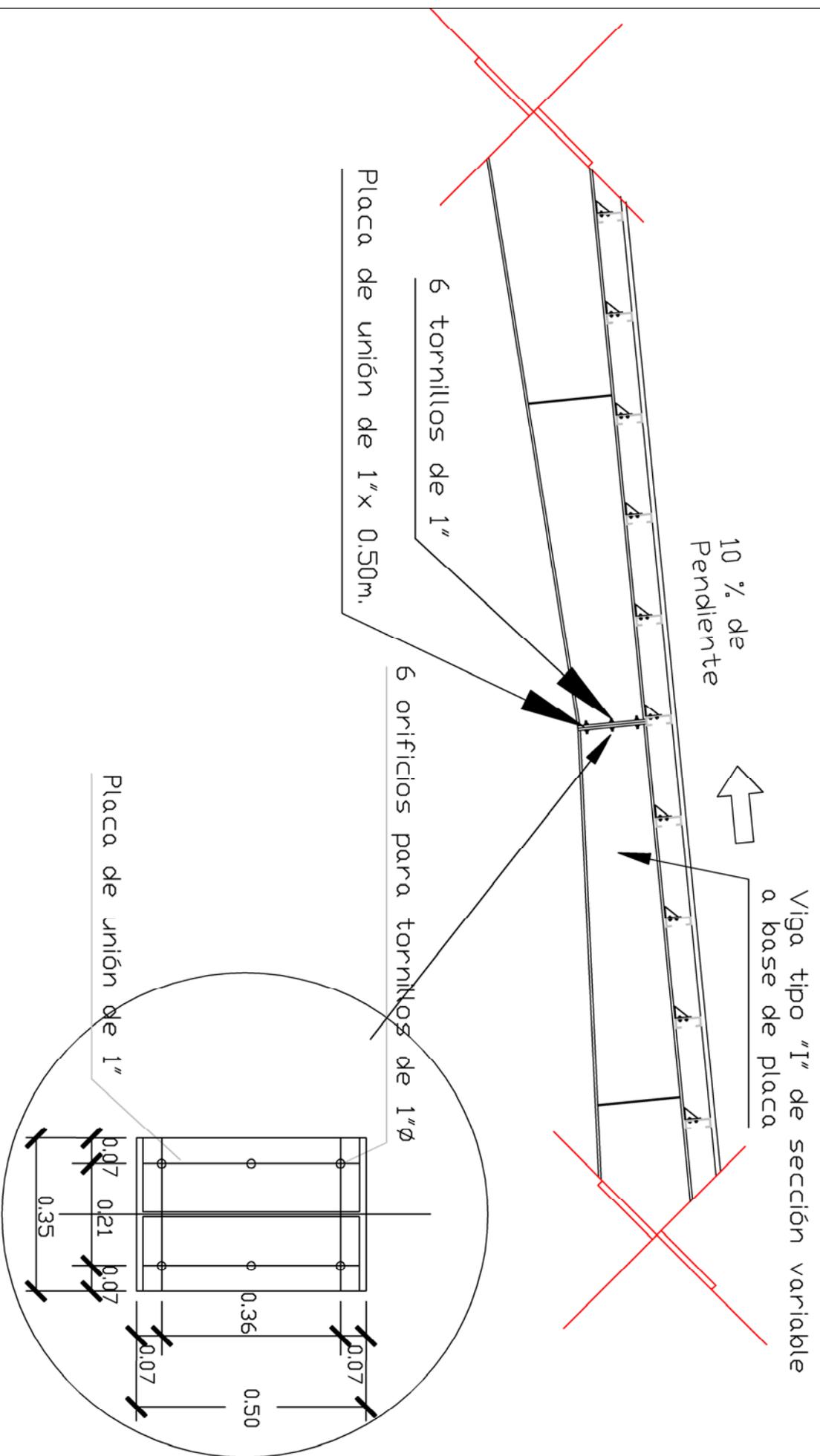
8 orificios para tornillos de 1"Ø

Placa de union de 1"

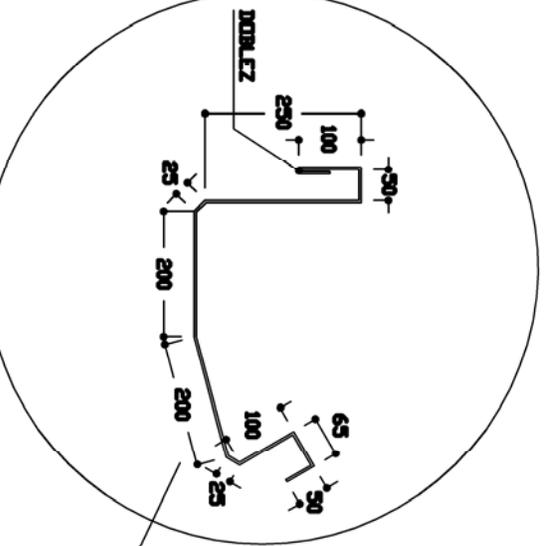
Placa de union de 1"



PLANO DET-1 PLACA UNIÓN EN CUMBRERA PARA MARCOS INTERMEDIOS



PLANO DET-1A PLACA UNIÓN A ¼ DE CLARO EN MARCO INTERMEDIO



Larguero de 8" x 3" Cal. 12 w = 7.78 Kg/m Hacer ajuste en la separación del primer larguero.

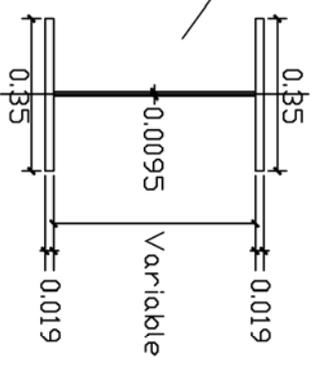
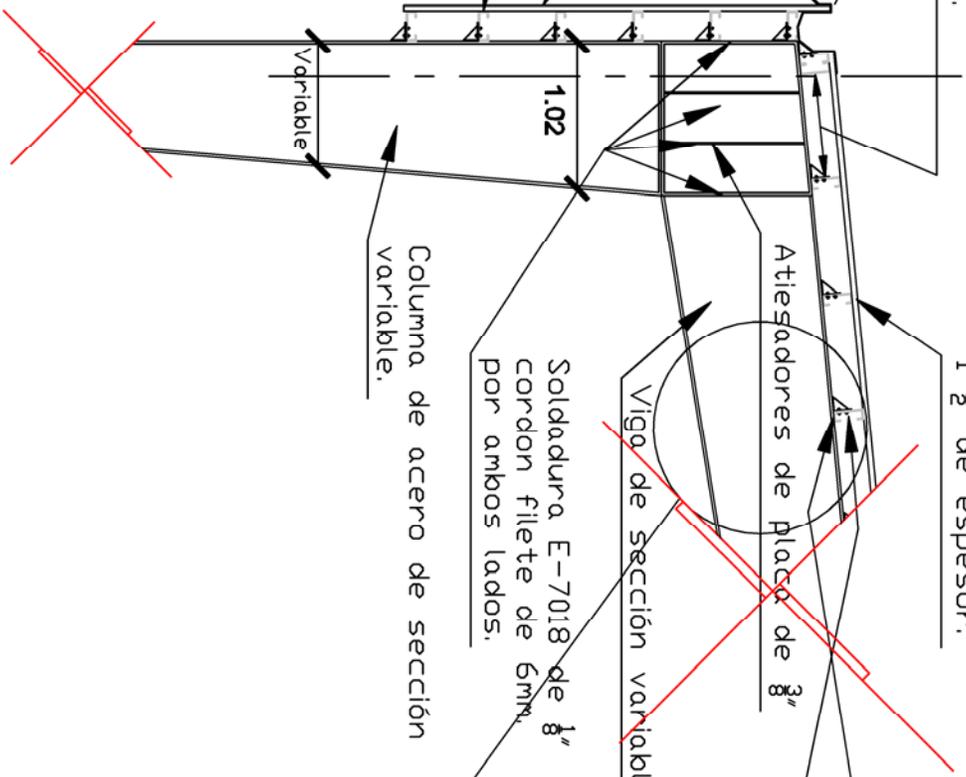
Panel prefabricado Multytecho de 1 1/2" de espesor.

Soldadura E-7018 de 1/8" cordón filete de 6mm. Por ambos lados.

separación entre el resto de los largueros 1 @ 0.80m.

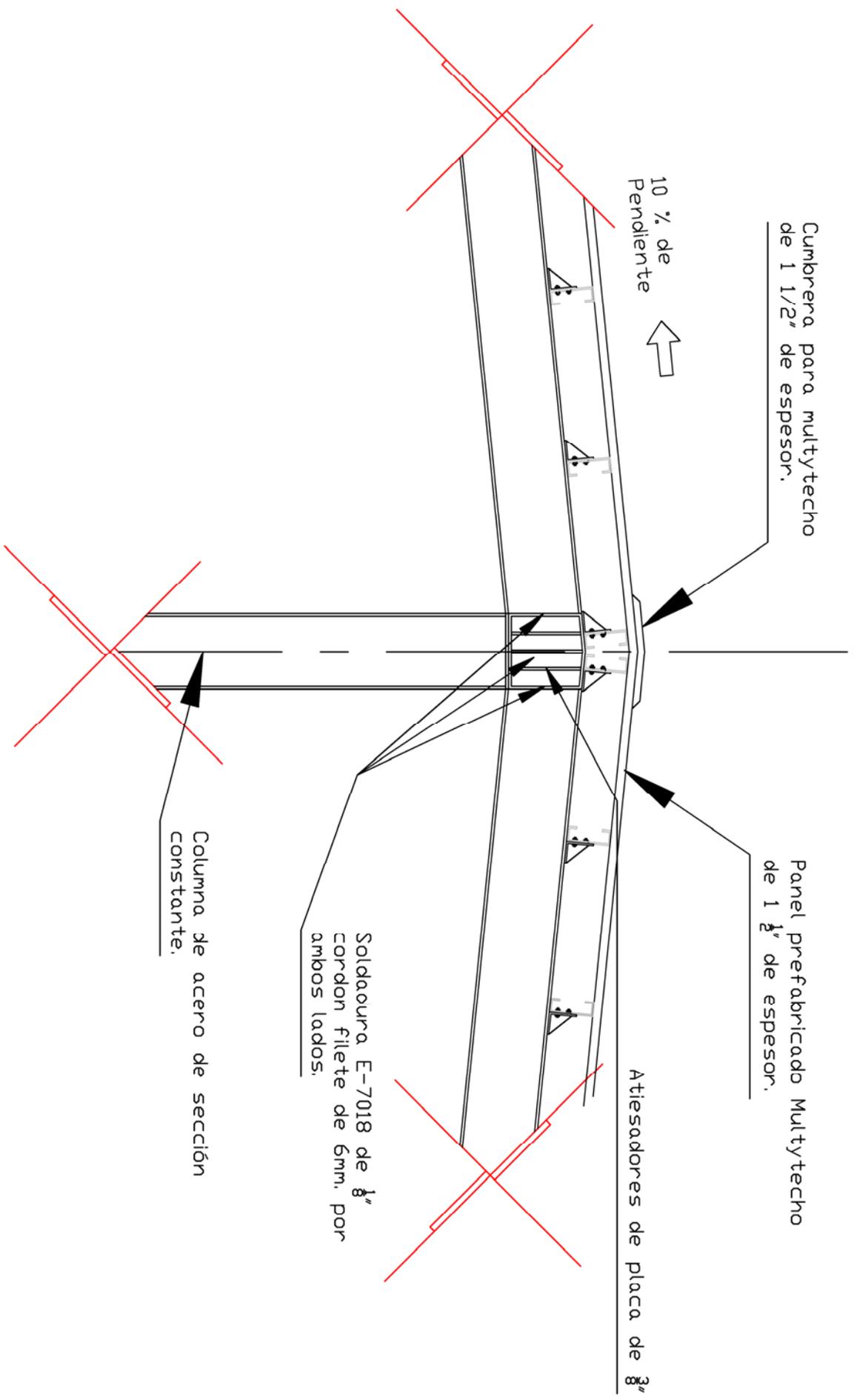
Panel prefabricado Multymuro de 1 1/2" de espesor.

Larguero de 8" x 3" Cal. 12 w = 7.78 Kg/m. @ 0.50 m.

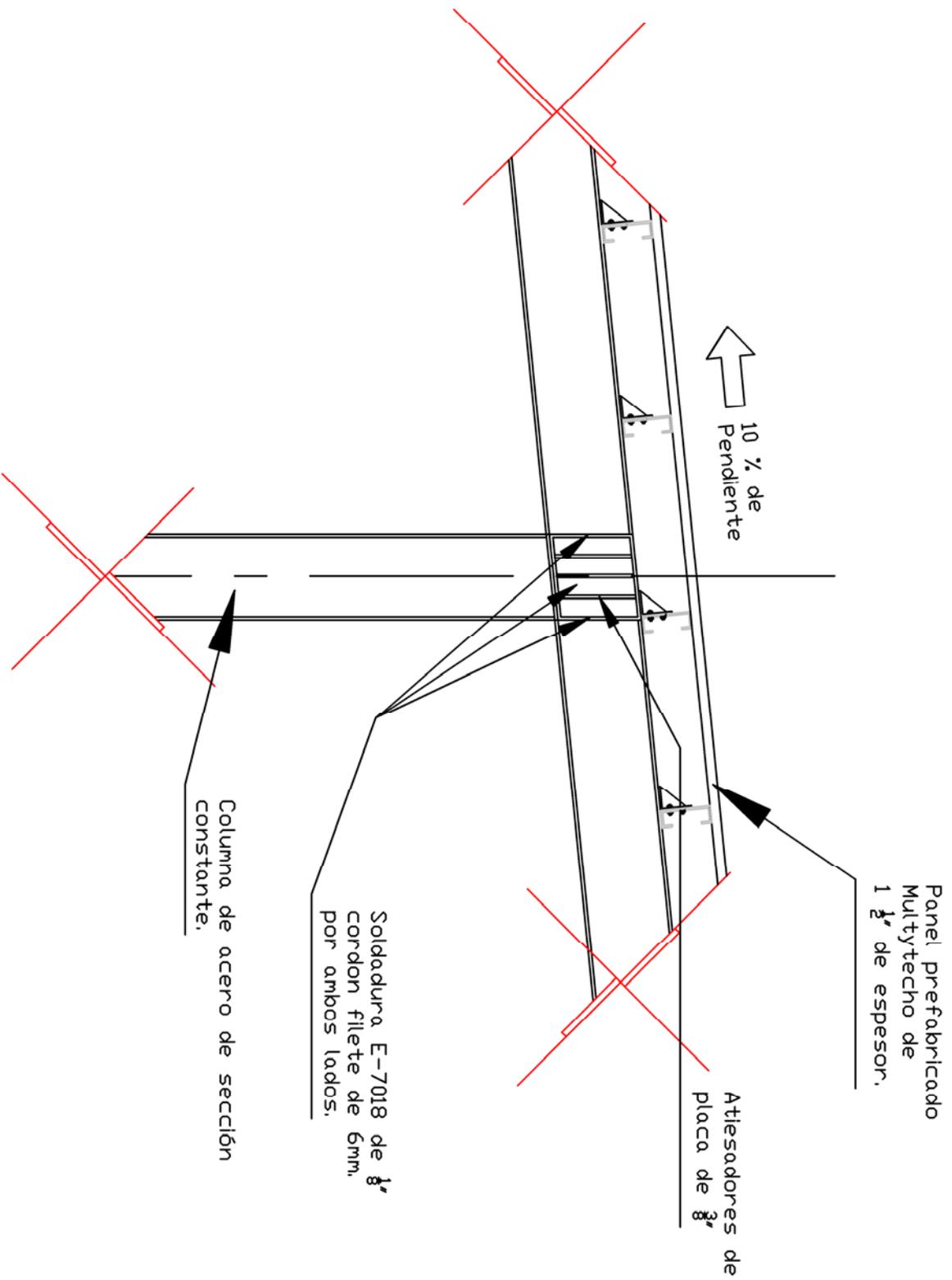


DETALLE DE VIGA IPR

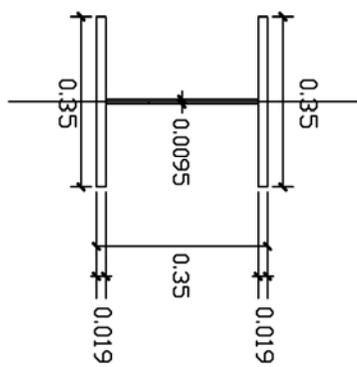
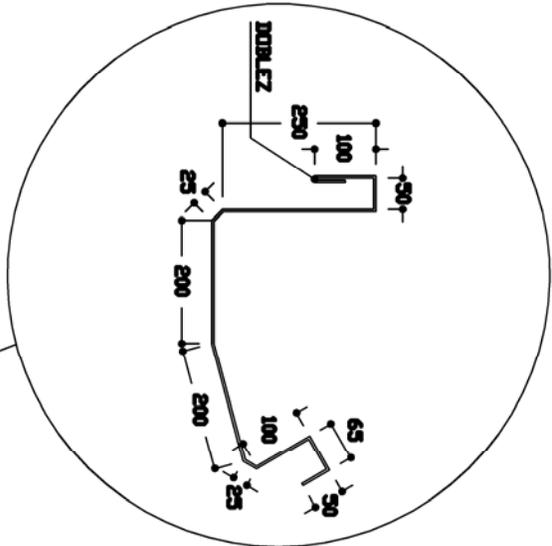
PLANO DET-2 COLUMNA MARCO INTERMEDIO



PLANO DET-3 CUMBRERA EN MARCO FRONTAL



PLANO DET-4 UNIÓN VIGA-COLUMNA A 1/4 DE CLARO EN MARCO FRONTAL



DETALLE DE VIGA IPR

Panel prefabricado Multymuro de 1 1/2" de espesor.

Larguero de 8" x 3" Cal. 12 w = 7.78 Kg/m. @ 0.50 m.

Larguero de 8" x 3" Cal. 12 w = 7.78 Kg/m. Hacer ajuste en la separación del primer larguero.

Soldadura E-7018 de 1/8" cordón filete de 6mm. por ambos lados.

Soldadura E-7018 de 1/8" cordón filete de 6mm. Por ambos lados. separación entre el resto de los largueros 1 @ 0.80m.

Columna de acero de sección constante.

PLANO DET-5 COLUMNA LATERAL DE MARCO FRONTAL

REFERENCIAS

- 1.- Meli, Piralla, *Diseño Estructural*, 2ª. Edición, México, Limusa, 2002, 596.
- 2.- McCormac, Jack C., *Diseño de Estructuras Metálicas*, 4ª. Edición, trad. Ing. José de la Cera Alonso, México, Alfaomega, 1999, 734.
- 3.- López L. Alberto, Vilar R. Iván, Muñoz B. Celso, *Manual de Diseño de obras Civiles “Diseño por viento” de Comisión Federal de Electricidad*, México D.F., Depto. de Ingeniería Civil, 1993.
- 4.- *Boletín Técnico Multypanel*, México, Grupo IMSA, 2003.

BIBLIOGRAFIA

- *Boletín Técnico Multypanel*, México, Grupo IMSA, 2003.
- López L. Alberto, Vilar R. Iván, Muñoz B. Celso, *Manual de Diseño de obras Civiles “Diseño por viento” de Comisión Federal de Electricidad*, México D.F., Depto. de Ingeniería Civil, 1993.
- Luthe García Rodolfo, *Análisis Estructural*, 4ª Edición, México D.F., Alfaomega, 1998.
- Meli, Piralla, *Diseño Estructural*, 2ª. Edición, México, Limusa, 2002, 596.
- McCormac, Jack C., *Diseño de Estructuras Metálicas*, 4ª. Edición, trad. Ing. José de la Cera Alonso, México, Alfaomega, 1999, 734.
- *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, México, Berbera Editores S.A. de C.V., 2005, 604.