



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15 a la
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

Escuela de Ingeniería Civil.

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CUBIERTA DE UNA BODEGA EN EL EJIDO “LA COFRADÍA”, MUNICIPIO DE URUAPAN, MICHOACÁN.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

Eduardo Antonio Bravo Moreno.

Asesor:

Ing. Sandra Natalia Parra Macías.

Uruapan, Michoacán, a 08 de febrero de 2013.



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

AGRADECIMIENTOS.

“En la vida las cosas más simples son las que te hacen más feliz”. Esta tesis ha sido elaborada con mucho esfuerzo y dedicación.

Primeramente, quisiera agradecer a Dios por haberme permitido tener vida, salud, e inteligencia para poder terminar mi carrera y todos los obstáculos que en el camino se fueron presentando.

A mis padres: el Sr. José Antonio Bravo Silva y la Sra. Martha E. Moreno Coria por el apoyo incondicional que me han brindado durante toda la vida, gracias a sus consejos y sus sacrificios soy la persona que ahora brinda sus servicios a la sociedad, formándome así como una persona humilde y con educación.

A mis hermanos: Jesús Bravo Moreno y Abraham Patricio Bravo Moreno, por el apoyo moral y en ocasiones económico para afrontar las adversidades que dentro de la vida se han presentado.

A mis amigos que han estado en los mejores momentos de mi vida y durante toda la carrera principalmente, no terminaría nunca de escribir sus nombres pero la estimación que es reciproca basta para agradecer, gracias por la compañía en esas noches de desvelo, el apoyo y la solidaridad cuando se presentan los problemas.

Y por ultimo agradecer la presencia de la música, que me ha acompañado todos los días de mi vida y me ha demostrado que a pesar de los problemas, un hombre debe tener prioridades y que lo imposible deja de serlo cuando comienzas a intentarlo y a creer en ti mismo.

ÍNDICE.

Introducción.

Antecedentes	1
Planteamiento del problema	3
Objetivo	3
Pregunta de Investigación	4
Justificación	4
Marco de Referencia	5

Capítulo 1.- Diseño estructural

1.1.- Concepto de diseño	6
1.2.- Tipos de estructuras	7
1.3.- Procedimientos para el diseño.	8
1.4.- Materiales utilizados para el diseño	9
1.5.- Tipos de carga aplicada en las estructuras	12
1.6.- Estructuras de acero	15
1.6.1.- Edificios industriales	15
1.6.2.- Puentes	16

1.7.- Armaduras	17
1.7.1.- Armaduras complejas	20
1.7.2.- Armaduras isostáticas	21
1.7.3.- Armaduras hiperestáticas	22
1.8.- Cargas móviles en armaduras	23
1.9.- Contradiagonales	24
1.10.- Esfuerzos laterales en armaduras	25
1.11.- Tipos de cubiertas para techos de acero	26
1.12.- Corrosión y oxidación	27
1.12.1.- Prevención y control de degradación en aceros	28
1.13.- Protección del hacer contra fuego	29
Capítulo 2.- Análisis estructural.	
2.1.- Concepto de análisis estructural	31
2.2.- Métodos de análisis	32
2.2.1.- Método de las rigideces	34
2.3.- Análisis de armaduras	35
2.3.1.- Método de los nudos	36

2.3.2.- Método de las secciones	38
2.4.- Armaduras espaciales	39
2.5.- Análisis de puentes	43
2.6.- Método del trabajo virtual para armaduras	45
2.6.1.-Procedimiento de análisis por el método virtual.	47
2.7.- Teorema de Castigliano para armaduras	48
2.7.1.- Procedimiento de análisis por el teorema de Castigliano	49
2.8.- Análisis de armaduras con el uso del método de la rigidez	51

Capítulo 3.- Resumen de macro y micro localización.

3.1.- Generalidades.	54
3.2.- Resumen ejecutivo	56
3.3.- Entorno geográfico	57
3.4.- Informe fotográfico	59
3.5.- Estudios realizados	62
3.6.- Alternativas de solución	63

Capítulo 4.- Metodología, análisis e interpretación de resultados.

4.1.- Método empleado	65
---------------------------------	----

4.2.- Enfoque de la investigación	66
4.2.1.- Alcance de la investigación	67
4.3.- Diseño de la investigación	68
4.4.- Instrumentos de recopilación de datos	69
4.5.- Descripción del proceso de investigación	70
4.6.- Análisis e interpretación de resultados	72
Conclusión	122
Bibliografía	124

INTRODUCCIÓN.

Antecedentes.

Desde que el hombre comenzó a ser sedentario, se vio en la necesidad de crear diversas construcciones para su protección y comodidad. Por ello, comenzó a idear nuevos métodos para facilitar la realización de estructuras capaces de cumplir con dichos propósitos. Años después, conforme al crecimiento de las sociedades, el hombre pudo ser capaz de diseñar y, posteriormente, analizar una estructura suficientemente estable para cubrir grandes espacios y cumplir con los requerimientos básicos. Grandes figuras de la ciencia como Arquímedes, Galileo, Bernoulli y Euler, han colaborado con esta ciencia que es capaz de permitir al hombre crear estructuras de dimensiones colosales.

La ciencia ha avanzado conforme a las épocas, y en la actualidad se cuenta con tecnología que facilita el análisis de una estructura, como lo es la computadora. Esta es una herramienta básica en análisis de estructuras complejas, puesto que trabaja de una manera matemática y puede resolver complejos sistemas de ecuaciones. En la actualidad, el ingeniero dedicado al diseño de estructuras, debería estar familiarizado con los métodos de análisis matricial de estructuras, pues estos constituyen una herramienta poderosa de análisis.

Esto demuestra que el análisis estructural se refiere al uso de ecuaciones las cuales parten de la resistencia de sus materiales, así como sus dimensiones y que será capaz de soportar ciertas solicitaciones a las cuales será sometida.

En la biblioteca de la Universidad Don Vasco se encontraron cuatro tesis que abordan un poco el tema en estudio, de las cuales se hará mención de dos. La primera se titula “Diseño de estructuras de Acero asistido por Computadora” del autor Alarcón López, Alejandro. El objetivo principal de esta tesis fue el llevar un diseño estructural a su máxima eficiencia con ayuda de la computadora; y que al finalizar su investigación, el autor concluyó que además de utilizar la computadora como una herramienta esencial para el diseño estructural, se encontró con ciertos problemas que requirieron una recopilación de datos mayor. Esto favoreció en cierto modo a esta tesis por que la información encontrada será de gran utilidad para esta investigación.

Otra tesis encontrada se titula “Análisis y Diseño Estructural para un Estadio de Futbol de 2ª. División en Uruapan, Mich” de los autores Navarrete Calderón, Guillermo, y Parra Macías Sandra Natalia. El objetivo general de esta tesis fue diseñar un estadio de manera que fuera un proyecto completamente factible y capaz de cumplir con las demandas sociales respecto al ámbito deportivo y cultural.

Planteamiento del problema.

Se puede decir que el diseño de las estructuras metálicas es parte primordial al momento de planificar una construcción, pues toda obra parte de una cierta proposición en base a sus características por realizar. Esta estructura debe idearse de manera que esté dentro de las normas establecidas y la función por la cual está planificada.

Se construyó una bodega en un ejido cercano al municipio de Uruapan, Michoacán, y se solicitó la construcción de una cubierta para dicha obra, la cual tiene un largo promedio de 44 metros lineales y un ancho de 43.70 metros en promedio. Esto genera la pregunta ¿Qué características debe tener una buena estructura de acero para que cumpla con las necesidades del cliente?

Objetivo.

Objetivo general:

Determinar el tipo de estructura adecuada para cubrir un área de 1922.97 m² en una bodega en el ejido de “La Cofradía” en la ciudad de Uruapan, Mich.

Además, partiendo de este objetivo general surgen algunos objetivos particulares:

- a) Señalar el proceso de un análisis estructural para una cubierta.
- b) Determinar el material adecuado para una construcción de este tipo.
- c) Determinar si el programa PAEM es adecuado para un análisis estructural.
- d) Determinar la seguridad adecuada para la cubierta de una bodega.

- e) Señalar otros programas adicionales para la facilitación de la investigación.
- f) Definir las secciones más adecuadas de acuerdo al material y la seguridad requerida.

Pregunta de investigación.

En este caso se analizará y diseñará una estructura de acero para cubrir una construcción con dimensiones de 44 m de largo por 43.70 m de ancho y que tendrá un uso exclusivo para una bodega. Se propondrán las dimensiones adecuadas, así como el tipo de materiales a utilizar para su correcto funcionamiento, además para determinar el comportamiento mecánico de dicha estructura. Pero, ¿Cómo se realizará el análisis en la estructura para comprobar que es adecuada para su uso?

Para resolver esta pregunta será necesario conocer cada término que compone esta investigación, así como los procedimientos más comunes para análisis de estructuras de acero. Es importante conocer también el material adecuado para la construcción de la estructura, puesto que de ello depende el buen funcionamiento de la misma.

Justificación.

Es muy importante realizar esta investigación, pues de ella depende que se construya una buena estructura para satisfacer las necesidades del cliente que solicito este trabajo. Además, no sólo beneficiará al cliente mismo, sino que también será de gran utilidad para estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil y Arquitectura, pues comúnmente se utilizan estos tipos de estructuras, y de alguna manera serán de utilidad para darse una idea del trabajo a realizar.

Marco de referencia.

La presente investigación se realizó en una localidad llamada “La Cofradía”, la cual está ubicada en la ciudad de Uruapan del Progreso, en el estado de Michoacán de Ocampo. Esta ciudad se encuentra en la meseta purépecha, con coordenadas 19° 25' 01.97" N, 102° 03' 01.30" O, a 1,620 m. sobre el nivel del mar. Colinda al norte con Charapan, Paracho y Nahuatzen, al este con Tingambato, Ziracuaretiro y Taretan, al sur con Gabriel Zamora, y al oeste con Nuevo Parangaricutiro, Peribán y Los Reyes. Es un municipio de clima templado y abundante vegetación, con gran producción de aguacate con calidad de exportación. Es considerado también como un punto de unión entre la mesera Purépecha y tierra caliente.

De acuerdo con la pagina www.foro-mexico.com, la localidad de La Cofradía se localiza al noreste de la ciudad a 1,700 m. sobre el nivel del mar, en las coordenadas 19° 26' 10" N, 102° 01' 15" O. Está compuesta por 36 habitantes según datos registrados por el municipio de Uruapan. Básicamente la economía de ésta localidad se basa en el comercio de los usuarios de la carretera federal Uruapan – Pátzcuaro. El predio el cual servirá para esta investigación se encuentra en la carretera federal Uruapan – Pátzcuaro en el km 0+061.00.

CAPÍTULO 1

DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se menciona en qué consiste principalmente un diseño estructural y qué diferentes tipos de estructuras pueden construirse con un buen diseño. Se mencionará que un buen diseño se basa primordialmente al criterio del ingeniero estructural, y apoyado además de ciertos procedimientos de diseño que de cierta manera facilitan estos trabajos.

Se mencionan también los diferentes tipos de materiales que pueden ser empleados para la construcción de ciertas estructuras y sus diferentes procedimientos de diseño de acuerdo a su composición para que esta funcione de la manera correcta.

1.1. Concepto de diseño.

Se puede mencionar que el diseño estructural es el arte de dar forma y dimensiones a una construcción, de manera que esta sea segura y cumpla con todas las funciones para la cual fue propuesta, y que además se comporte correctamente cuando se presenten condiciones diferentes a las de servicio. (Buen López de Heredia).

De acuerdo con Buen López de Heredia (1990), se dice que el diseño estructural es un conjunto de experiencia con obras realizadas anteriormente, leyes físicas y matemáticas, y el conjunto de pruebas de laboratorio para el estudio de diferentes geometrías de los materiales. Respecto a lo mencionado anteriormente, se

piensa que el diseño de las estructuras no solo debe tener un rango de seguridad aceptable, sino que además debe ser en cierta manera estético y que sean económicos refiriéndose a la construcción.

El diseño estructural no es más que un proceso de iteraciones matemáticas, donde en primer lugar, se seleccionan las dimensiones de la estructura. Esto depende mucho de los tipos de estructuras que se mencionarán más adelante.

1.2.- Tipos de estructuras.

Según Bowles (1993), el ingeniero civil se ocupa de diversas cuestiones de diseño estructural, no sólo para viviendas o edificaciones, sino para toda clase de construcción, es decir, puentes, presas, drenajes, etc. Pero entre las principales se encuentran:

- Puentes: En este punto abarcan puentes carreteros, ferroviarios y peatonales.
- Edificios: Se mencionan aquí construcciones de diferentes tamaños como pueden ser los marcos rígidos de acero y concreto, armaduras de acero, estructuras bajo tensión, etc., dependiendo de su altura, dimensiones, etc.
- Otras Estructuras: En este campo se podrían mencionar las torres para instalaciones telefónicas, de radares, para señales de TV, estructuras para suministro de agua potable, etc.

Existen diversos tipos de construcciones, y de entre las cuales se puede mencionar los diferentes tipos de cubiertas, ya sea para hangares, bodegas, invernaderos, estadios deportivos, etc. En estas construcciones se emplean

diferentes materiales tales como la madera, el acero o el concreto, etc., pero en esta investigación se hablará principalmente de obras compuestas con acero estructural, en complemento con perfiles y placas del mismo material. Este material en muchos casos resulta de gran utilidad por su fácil manejo y gran resistencia en diferentes condiciones ambientales.

Todo diseño debe seguir cierto procedimiento para obtener un sistema estructural adecuado que cumpla satisfactoriamente con las necesidades del cliente.

1.3.- Procedimientos para el diseño.

Bowles (1993) dice que para obtener un buen diseño estructural es necesario primeramente que el ingeniero tenga un buen criterio de diseño, para lo cual debe crear un sistema estructural adecuado para cumplir las problemáticas previstas durante la proyección de la obra.

Como es común del ingeniero, la mayoría de los problemas están sujetos a esquemas matemáticos, y aunque estos esquemas nos ayudan a ver el comportamiento de las estructuras de un modo aproximado, nunca nos demuestran una estructura real, para esto se requerirá nuevamente el criterio del ingeniero para establecer qué tipo de estructura quedara definida para su construcción.

Todo diseño estructural está regido por el tipo de material que se utilizará, el tamaño de la estructura y la cantidad de carga que soportará principalmente. Además influyen también las condiciones ambientales donde se construirá cierta edificación, la función que tendrá, la economía de la construcción, y la condición primordial por la cual se diseñan las estructuras, la seguridad de la estructura tiene

rigor sobre todas las condiciones de diseño, y esta depende de las cargas siguientes a la que estará sometida, pues no solo interactúan con la estructura las cargas de su peso propio y de su uso, sino también las acciones naturales como el viento, la nieve, la lluvia, los sismos, etc.

La seguridad de una estructura depende, según Bowles (1993), de “las cargas subsiguientes a las principales”. Esto quiere decir que la construcción está en constantes cambios de carga debido al tipo de ambiente donde se encuentra, y esto nos da origen a lo que se llama *coeficiente de seguridad* respecto a la teoría de la elasticidad. En base a este coeficiente se puede obtener una aproximación más real del factor de seguridad, puesto que antes de esta teoría, solo se basaba la seguridad a la experiencia del ingeniero estructural y a las obras mal diseñadas en el pasado.

A pesar de que estos procesos de diseño son un tanto relacionados a la probabilidad y estadística, existen reglamentos y normas técnicas de construcción que restringen ciertos resultados que, en caso de seguir al pie de la letra a los coeficientes de seguridad, se obtendrían opciones muy exageradas para el diseño. Cabe mencionar que estos reglamentos y normas son prácticamente universales para ciertas obras, esto facilita un poco el proceso de diseño del ingeniero ya que limita y sugiere soluciones principalmente en condiciones donde se exige cierto rango de seguridad hacia la sociedad.

1.4.- Materiales utilizados para el diseño.

Como se mencionó anteriormente, un buen diseño se basa en las propiedades de los materiales que se van a utilizar, entre los más comunes se presenta el acero,

el concreto, la madera, y en algunos casos el aluminio. Todos estos materiales tienen características diferentes y cada una de ellas resulta, tanto benéfica como adversa, dependiendo el uso que se le dé.

En un principio, en las construcciones se empleaba mucho la madera, pero con el paso del tiempo se fueron descubriendo combinaciones que ayudaran al hombre a construcciones más estables, como lo es el concreto armado. Sin embargo, aunque el concreto es uno de los materiales más empleados para edificar, el acero en muchos casos supera no solo su resistencia y las condiciones en que trabaja, sino que además acelera por mucho el proceso de construcción. Como en este caso se tratará con estructuras a base de acero, el enfoque será inclinado hacia este material.

Bowles (1993) menciona que el acero es uno de los materiales estructurales más importantes, no solo por su alta resistencia a la deformación y su ductilidad, sino que también tiene una gran disponibilidad y duración, además que se adecua para la mayoría de los ambientes. Este se forma con la mezcla de minerales de hierro y metales, además de ser adicionado con carbono, cobre, níquel y cromo entre otros, y fundidos a altas temperaturas. Todo esto hace que el acero obtenga las características deseadas de resistencia, ductilidad, facilidad de unión y manejo, y resistencia a la corrosión causada por el intemperismo.

En todo diseño con acero se debe considerar la resistencia de fluencia del material. Esta resistencia varía dependiendo del grado de acero que se manejan y que debe ser considerada para el diseño, estas resistencias se muestran más

adelante en la Tabla 1.1. Se puede mencionar que “La resistencia de fluencia es el mínimo valor garantizado por el productor de acero” (Bowles, 1993:25). Esto quiere decir que el límite de fluencia se expresa como la resistencia que existe entre el esfuerzo y el módulo de elasticidad.

Tabla 1.1 Datos de los perfiles de acero estructural

Tipo	Denominación de la ASTM	F_y		Fultim.		Espesor de placas y barras			
		Kip/pulg ²	MPa	Kip/pulg ²	MPa	pulg	mm	Grupo'	
Carbono	A-36	36	250	58-80	400-550	8	203	1 hasta 5 inclusive	
Alta resistencia, aleación baja ^b	A-242	40	275	60	415	4 a 8	102 a 203		
	A-440	42	290	63	435	1.5 a 4	38 a 102	4y5	
	A-441	46	315	67	460	0.75 a 1.5	19 a 38	3	
Alta resistencia, aleación baja Columbio-vanadio	A-572	grado 42	42	290	60	415	hasta 6	hasta 152.4	1 hasta 5 inclusive
		grado 45	45	310	60	415	hasta 2	hasta 50.8	1 hasta 5 inclusive
		grado 50	50	345	65	450	hasta 2	hasta 50.8	1 hasta 4 inclusive
		grado 55	55	380	70	485	hasta 1.5	hasta 38.1	1, 2, 3, y 4 hasta 426 lb/pie (639 kg/m)
		grado 60	60	415	75	520	hasta 1.25	hasta 31.8	1 Y2
	grado 65	65	450	80	550	hasta 1.25	hasta 31.8	1	
	A-588	grado 42	42	290	63	435	5 a 8	127 a 203	-
Alta resistencia, baja aleación	A-588	grado 46	46	315	67	460	4 a 5	102 a 127	-
		grado 50	50	345	70	485	hasta 4	hasta 102	1 hasta 5 inclusive

Tabla 1.1.- Datos de perfiles estructurales (Bowles; 1993: 21).

Otra de las características importantes que se deben considerar para el diseño de estructuras de acero son los efectos que la temperatura causa en él, pues a pesar de que éste no es un material inflamable como la madera, su resistencia depende mucho de la temperatura. Se ha notado que a altas temperaturas, la resistencia del acero disminuye considerablemente, y en algunos casos este llega a derretirse deformándose las estructuras. En ciertos casos que el acero es empleado para resguardar materiales inflamables requieren protección especial contra incendios, esto con el fin de que el acero resista lo suficiente para que los usuarios de la

estructura logren resguardarse en un lugar seguro o para que el fuego consuma los materiales combustibles o para lograr apagar el incendio sin que la estructura sufra deformaciones considerables, inclusive desplomarse. En la mayoría de los casos la estructura no llega a desplomarse pero si a sufrir grandes deformaciones de sus miembros sobrecalentados, y estos deben cambiarse por nuevos elementos.

En contraste con lo anterior, muchas veces se relacionan las fracturas frágiles del acero con las bajas temperaturas, esto ocurre normalmente cuando el material no actúa de un modo elástico o bien, sin que haya fluencia del material. Las bajas temperaturas, por tanto, es una desventaja para el uso de acero y puesto que el acero trabaja principalmente a tensión, dicha temperatura ocasiona que las partículas de acero no puedan trabajar adecuadamente causando una falla plástica sin haber pasado antes por la etapa elástica del material.

1.5.- Tipos de carga aplicadas en las estructuras.

De Buen López de Heredia (1980), dice que para el diseño de cualquier estructura es necesario determinar las cargas que en su debido tiempo deberán soportar, ya sea el peso propio de la estructura, instalaciones, cargas al momento de los trabajos, etc., y se dividen en cargas muertas y cargas vivas. Se entiende por cargas muertas al peso propio de la estructura, es decir, el peso de los materiales en conjunto, como las instalaciones, peso de las cubiertas, plafón falso, etc.; mientras que las cargas vivas son todas aquellas que están actuando sobre la estructura durante un periodo determinado, esto puede ser como la acción de las personas que utilizan las instalaciones, equipos como pueden ser máquinas, escritorios, además

de acciones ambientales como lo es el viento, la lluvia, nieve, etc. Estos valores están determinados dependiendo de la función que deberán cumplir, o el uso que se le dará a la estructura, respecto a los reglamentos de construcción de su respectiva población.

En el caso de las cubiertas de acero, una de las cargas que afectan y desestabilizan a la estructura es el efecto que crea el viento sobre ella, puesto que esta carga se aplica no solo hacia una dirección, y esto produce zonas de presión y de succión. Estas cargas varían dependiendo de la zona donde se localiza la construcción, pues no es lo mismo el viento actuante en un llano o en la cumbre de una colina, también tiene mucho que ver las edificaciones que existen alrededor de nuestra estructura a diseñar. Como en todos los casos de diseño, existen manuales y especificaciones que nos facilitan en cierto grado el análisis de la misma.

Otro factor muy importante que afecta las cargas considerablemente a las cubiertas es la carga de nieve o lluvia, pero como en la República Mexicana es muy raro que exista temporada de nieve se mencionará exclusivamente la acción de la lluvia. Esta carga depende mucho del tipo de cubierta y de la pendiente que tenga ésta, pues así será la fluidez de la lluvia sobre esta, y por lo tanto, la carga será menor. Aunque para efectos de diseño se toma cierta cantidad proporcionada por el reglamento de construcción de la población donde se construye la obra.

Ante un esfuerzo o deformación, el acero estructural trabaja mejor a tensión que a compresión, aunque de las dos maneras presenta un índice elevado de

resistencia. Por ello se muestra únicamente gráficas para representar la tensión en los elementos de acero como se observa en la figura 1.1.

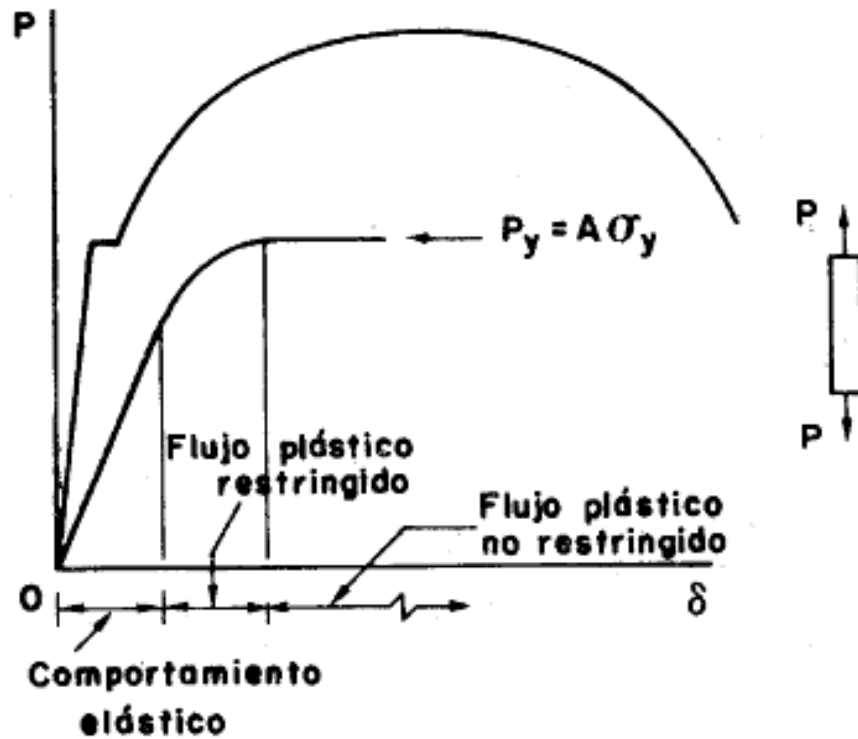


Figura 1.1.- Gráfica fuerza-alargamiento de una barra en tensión. (De Buen López de Heredia; 1980:1).

En la imagen se logra apreciar la gráfica del comportamiento de una barra a tensión, al incrementar la carga, incrementa su deformación hasta llegar a un punto donde empieza a convertirse del estado elástico al estado plástico, hasta llegar a un momento en el que su deformación es mucho mayor soportando menos carga de la que tenía inicialmente hasta llegar a su falla.

1.6.- Estructuras de acero.

Existen diferentes tipos de estructuras que pueden ser construidas a base de acero, entre las principales se encuentran los puentes, edificios, torres de transmisión, anuncios espectaculares, tanques de almacenamiento, etc., aunque las construcciones más comunes son los puentes y edificios, pues estos son más usuales entre los ingenieros. Bowles dice que además muchas construcciones de este tipo son a base de armaduras hechas de acero, en un edificio ya sea una nave industrial o una bodega, o en muchos casos la construcción de puentes peatonales, carreteros o ferroviarios.

1.6.1.- Edificios industriales.

Se puede mencionar que los edificios industriales son principalmente estructuras de uno o dos pisos y son utilizados generalmente para fábricas, bodegas, empacadoras, etc., o institucionales como puede ser alguna escuela, hospitales, departamentos, etc.; también se pueden utilizar en iglesias, gimnasios, estacionamientos, etc. Estos edificios pueden construirse con marcos de acero, o muros de mampostería y en la cubierta una estructura a base de armaduras, las cuales son principalmente articuladas.

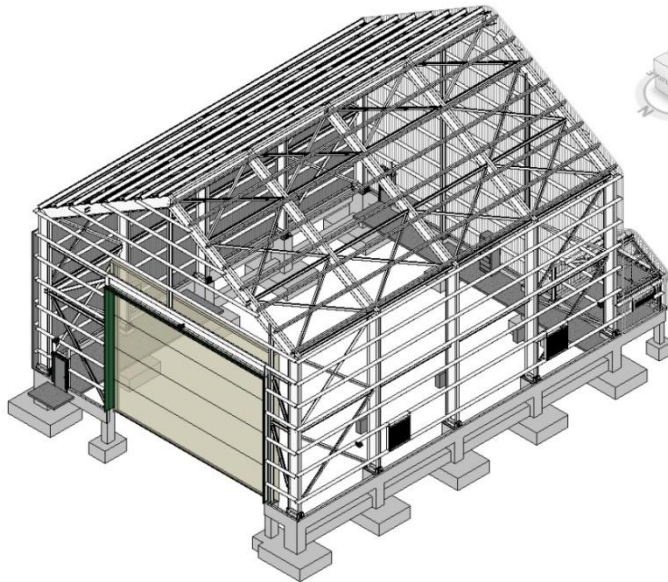


Figura 1.2.- Esqueleto de una estructura industrial con cubierta de acero.

Fuente: www.revit-mba.blogspot.mx (2011)

1.6.2.- Puentes.

Según Roberts y Mellon (Manual del Ingeniero Civil; 2008: 17.29), estas estructuras pueden clasificarse en dos tipos: de armadura o de travesaños armados y de arco o suspensión; aunque los puentes de armadura y travesaños armados son los de uso más común. Los tipos de puentes de armadura se clasifican en tablero superior donde los vehículos pasan sobre la estructura, y los de tablero inferior, donde el tráfico pasa entre las armaduras. Cabe mencionar que en todos los casos el uso de la soldadura se requiere en mayor cantidad, aunque también las conexiones de campo pueden ser soldadas o usando tornillos de alta resistencia.

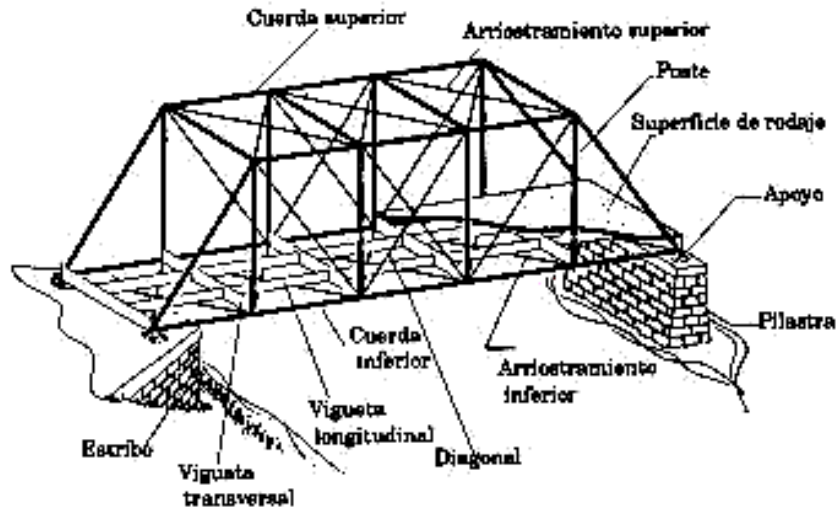


Figura 1.3.- Puente de tablero inferior con todos sus elementos.

Fuente: www.sashto.dtop.gov.pr/ACT/PuentesHistoricos/PteMetalico2 (2010).

Como se ha mostrado, las armaduras constituyen un elemento importante en la construcción cuando se requiere librar grandes claros, y pueden ser elementos a base de madera o comúnmente de acero, ya que estos elementos trabajan principalmente a tensión y compresión, y se acoplan a las características de los materiales a utilizar, lo cual nos muestra la importancia de estas estructuras.

1.7.- Armaduras.

Se puede definir a una armadura como “un sistema plano de miembros unidos a los extremos para formar una estructura estable” (Merritt, Manual del Ingeniero Civil; 2008, 6.42), para analizar estas estructuras se supone que sus uniones están articuladas. Principalmente una armadura es la unión de tres barras articuladas entre sí por medio de pasadores o uniones formando un triángulo, siendo así el modo más simple de ella. Los miembros que componen una armadura son: por la parte superior

se llaman cuerda superior, los que se encuentran en la parte inferior se les conoce como cuerda inferior, mientras que los miembros verticales y diagonales se conocen como barras del alma.

Las armaduras trabajan en forma de trabes largas y con grande peralte, con almas ligeras. Un detalle importante para las armaduras en el caso de los techos, es que deben soportar no sólo su peso propio y el peso del techo mismo, sino que también, como ya se mencionó las cargas accidentales como la nieve, la lluvia, el viento, además de los acabados como el plafón, equipo eléctrico suspendido, además de incluir una carga viva para suponer la carga del constructor, y para posteriores revisiones, mantenimiento y reparaciones.

Estas armaduras son usadas comúnmente como ya se mencionó para puentes, tomando en cuenta que estas deben soportar además de su peso propio, la superficie de rodamiento, esto incluye el piso y cubierta, cargas causadas por el tránsito, ya sea vehicular, peatonal, ferroviario, etc., además de la carga causada por el viento.

La forma en que las armaduras trabajan es muy simple, pues normalmente las cargas son aplicadas en los puntos de unión de la parte superior o inferior de ella, causando fuerzas directas a los miembros de tensión y compresión. Estas fuerzas se concentran en los puntos de unión o nudos, y como se supone que todas las barras están articuladas, es más fácil transmitir las fuerzas hacia las barras contiguas distribuyendo las fuerzas a lo largo de toda la estructura. Cabe mencionar que aún si

las barras tienen restringida su rotación, para efectos de diseño se debe considerar las fuerzas supuestas como extremos articulados.

Para el diseño de una armadura es necesario analizar la cantidad de fuerzas que deberá soportar dicha estructura, para esto se utiliza comúnmente el método de Bow ó la Notación de Bow, este método consiste en un análisis gráfico, el cual ayuda a identificar los miembros, cargas y esfuerzos de la armadura. Se analizan por barras partiendo de un nudo con una fuerza aplicada; cada miembro y carga se designan por letras en los extremos opuestos de los nudos.

Existen diferentes tipos de armaduras, tanto para techos como para puentes, y todas cumplen con la teoría de tres barras articuladas, existen también armaduras empleadas para transportar grúas o poleas que ayudan a la construcción de elementos de gran escala. También se conocen las armaduras de tipo tridimensional con un método de análisis más complejo. Pero todas ellas cumplen con la 3ª. Ley de Newton que dice: “Las fuerzas de acción y reacción entre dos cuerpos en contacto tienen la misma magnitud, misma línea de acción y sentidos opuestos”. En la figura 1.4 se muestran los diferentes tipos de armaduras utilizadas en la construcción para techos y puentes.

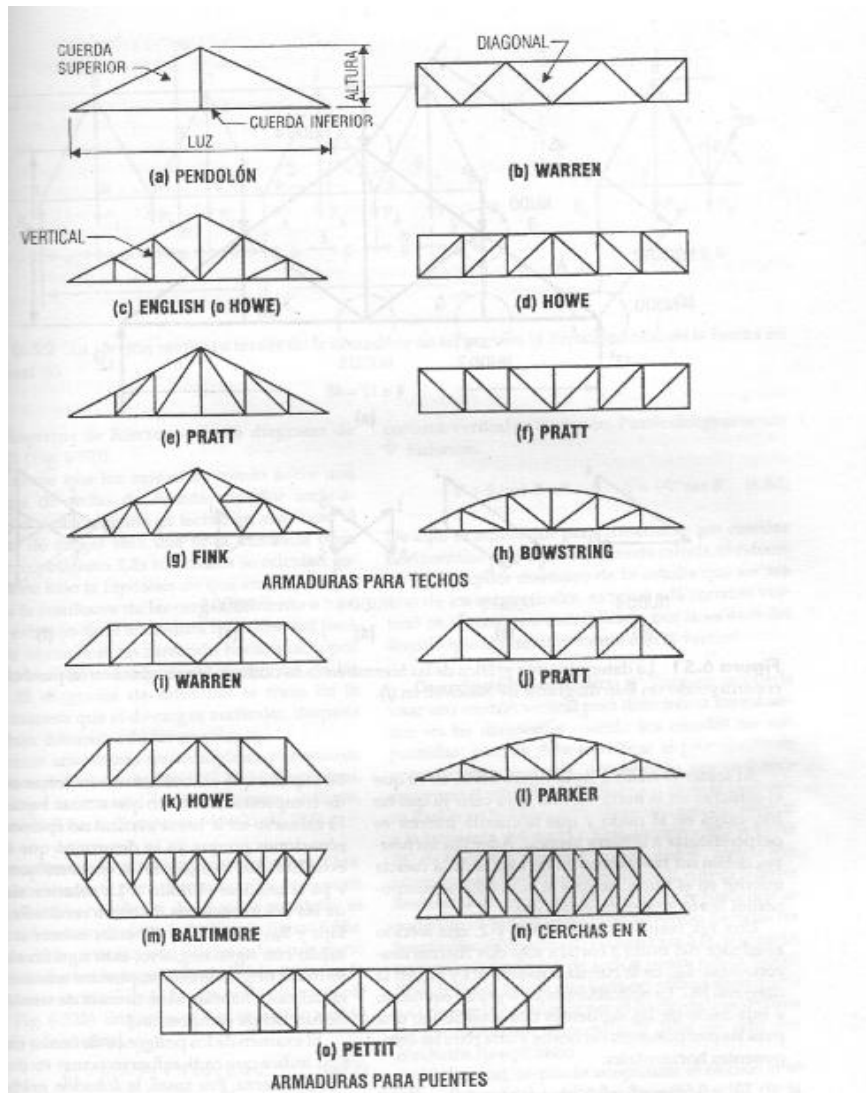


Figura 1.4.- Tipos de armaduras comunes para techos y puentes. (Merritt, Manual del Ingeniero Civil; 2008: 6.43).

1.7.1.- Armaduras complejas.

En armaduras con cuerdas inclinadas o sistemas de alma o celosía múltiple, el método de las secciones no se puede proporcionar una solución directa, a menos que la armadura sea estable y estáticamente determinada y aplicando correctamente las ecuaciones de equilibrio a las secciones tomadas alrededor de cada nudo. Así,

los esfuerzos en cada miembro de la armadura son determinados por la solución de las ecuaciones simultáneas. Una armadura puede ser determinada o indeterminada, dependiendo de la cantidad de barras que se suministren más de las necesarias, descompletando el triángulo. Expresado en forma matemática, el número de barras para constituir una armadura es:

$$m = 2n - 3$$

Donde:

m= Número de barras.

n= Número de nudos.

“El número 3 representa las reacciones que se generan en los apoyos, ya que en las armaduras un apoyo es articulado fijo, mientras el otro se representa como articulado móvil, teniendo entonces las tres reacciones para conseguir que la armadura sea isostática” (Merritt, Manual del Ingeniero Civil (2008: 6.52).

Cuando una armadura no cumple con esta relación su término pasa de ser isostática a hiperestática, dando como resultado una armadura más inestable pero no imposible de construir y que la estructura sea insegura; todo esto da motivos para que el diseño y análisis de las armaduras complejas sea más complicado.

1.7.2.- Armaduras isostáticas.

Merritt (2008) dice que una estructura se considera isostática cuando las ecuaciones que se disponen para determinar las incógnitas correspondientes son las de la estática, que representan las condiciones de equilibrio de dicha estructura. Para

poder determinar las reacciones de los apoyos en los cuales se sobrepone la estructura dentro del marco de la estática, debe ser necesario que el número de incógnitas no sea mayor que las ecuaciones disponibles a usar para poder tener la estructura en equilibrio.

En casos particulares de carga, como lo es en el análisis de armaduras con plano medio de simetría y cargas contenidas en un mismo plano, el número de ecuaciones es igual a tres:

$$R_x = 0, \quad R_y = 0; \quad M_{0z} = 0$$

Esto es una ventaja, ya que el número de incógnitas posibles se reduce a tres en los apoyos para que este problema esté determinado aplicando ecuaciones de equilibrio. Este sistema de ecuaciones cumple con la ecuación mostrada anteriormente, y el simple hecho de aplicar las ecuaciones de la estática permite determinar las reacciones de los apoyos, dándole el nombre de estructuras con sistemas isostáticos.

1.7.3.- Armaduras hiperestáticas.

Al contrario de las armaduras isostáticas, si existen apoyos en exceso, el número de incógnitas supera al de ecuaciones de equilibrio, se considera entonces que se trata de un sistema hiperestático. En este caso se llama grado de hiperestaticidad al exceso de incógnitas respecto al número de ecuaciones de equilibrio.

Principalmente se consideran hiperestáticas a las estructuras que tienen apoyos que generan más reacciones, como es el caso de empotramientos en las vigas, o apoyos articulados fijos en ambos lados.

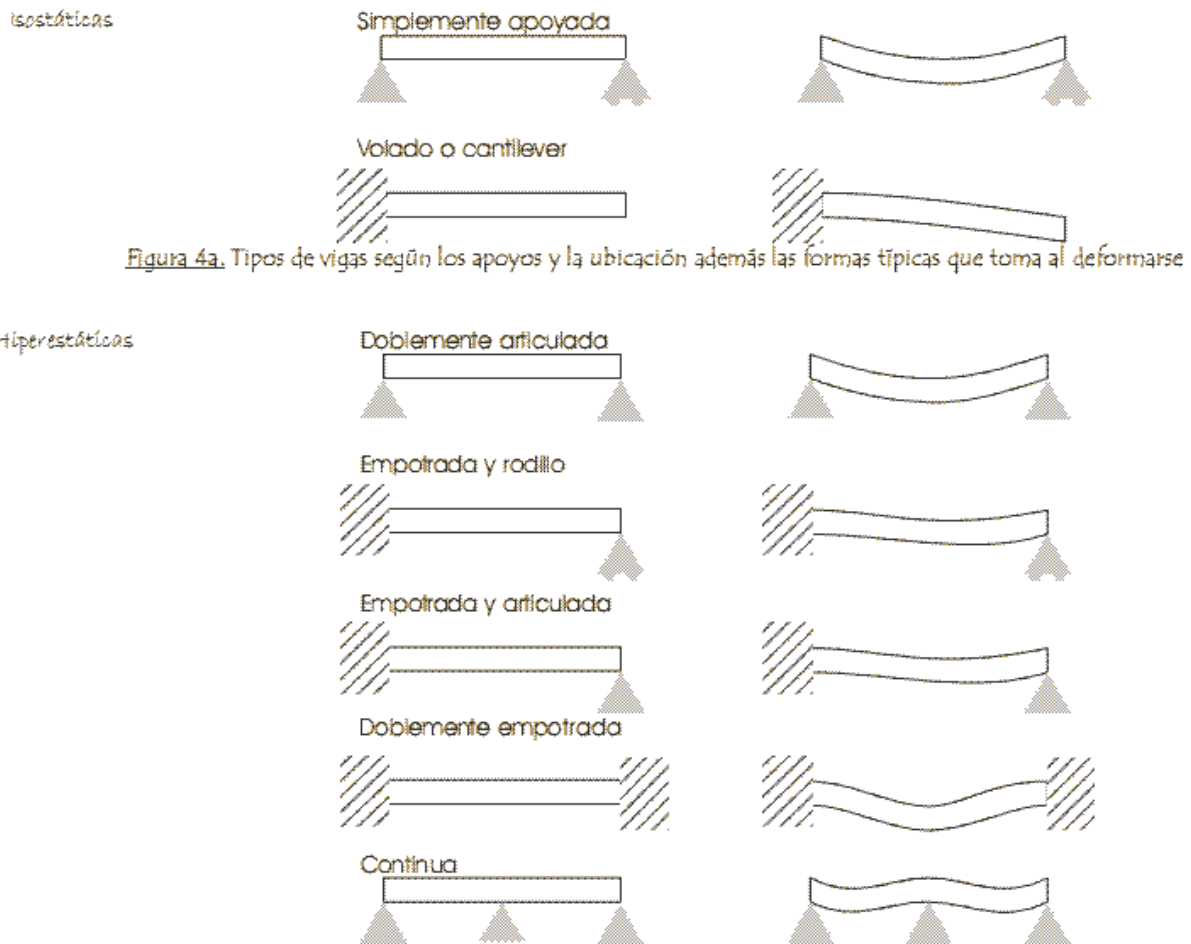


Figura 4a. Tipos de vigas según los apoyos y la ubicación además las formas típicas que toma al deformarse

Figura 1.5.- Tipos de apoyos con sus respectivas deformaciones.

Fuente: www.civildocs.com/2011/05/tipos-de-vigas (2010).

1.8.- Cargas móviles en armaduras.

Para disminuir las fuerzas por flexión en elementos de una armadura, se construye de tal manera que la carga sea transmitida a los puntos de tablero o

puntos de unión. Merritt (2008) dice que generalmente en el caso de puentes, las cargas se transmiten desde una losa hasta los largueros que están paralelos a las armaduras y así mismo estos conducen la carga a las vigas transversales del piso, las cuales llevan estas fuerzas a los puntos de unión de la armadura.

En muchos casos, el análisis de las armaduras y trabes es similar al de las vigas, pues para las trabes se debe determinar los momentos flexionantes y cortantes máximos en las diversas secciones para cargas móviles, al igual que en las vigas, los esfuerzos en los elementos de las armaduras pueden determinarse tomando momentos con respecto a los puntos de apoyo convenientes o por la fuerza cortante en un tablero. Cabe mencionar que las trabes y armaduras se diferencian en que al momento de su análisis se considera el efecto en secciones críticas de las cargas entre los puntos de los tableros, pues las cargas se distribuyen a los puntos de los tableros más cercanos. Esto demuestra que en algunos casos las líneas de influencia son diferentes al de las vigas.

1.9.- Contradiagonales.

Merritt (2008) dice que para puentes con claros muy largos muchas veces es más económico diseñar las diagonales de estas armaduras únicamente para tensión; esto a veces genera dificultades en las diagonales del centro de los tableros debido a que, en el centro una armadura, la cortante máxima causante de la carga viva puede ser mayor y trabajar compresión respecto a la carga muerta, resultando por consiguiente que la diagonal trabaje a compresión; así pues, si el elemento diagonal para tensión es flexible, este se pandeará. En estos casos es conveniente colocar

una diagonal inversa a la que trabaja a compresión, es decir, que cruce la diagonal principal. A estos elementos se le conoce como contradiagonal.

Como este elemento únicamente trabaja a tensión, se considera que no debe soportar la fuerza causada por la carga muerta de la estructura, pues pasa cierta deformación negativa. Este elemento actúa conjuntamente con la diagonal principal puesto que esta, al entrar en compresión la contradiagonal trabaja a tensión disminuyendo el esfuerzo en la barra principal.

1.10.- Esfuerzos laterales en armaduras.

Según Merritt (2008) en el caso de los puentes, el viento actúa sobre éste como una fuerza lateral en las armaduras, para disminuir este efecto, se colocan contravientos sobre los planos de las cuerdas superior e inferior de esta, incluyendo los portales de entrada de los puentes tratando de colocarlos lo más abajo posible sin que afecte el tránsito que utilizará esta obra. Estos contravientos se colocan de igual forma que las contradiagonales, es decir, que las diagonales principales actúan en compresión cuando el sentido del viento se produce en la zona de sotavento, invirtiendo el sentido de la fuerza y ocasionando que la diagonal secundaria actúe en armonía con la principal. Cuando las diagonales son consideradas como elementos a tensión, no es necesario realizar un cálculo en las secciones secundarias del contraviento, pues la inversión de direcciones del viento produce mayores esfuerzos en los elementos en cuestión, que cualquier carga parcial desde un sentido opuesto.

“Cuando las armaduras principales tienen cuerdas inclinadas, los sistemas laterales entre las cuerdas inclinadas se encuentran en varios planos” (Merritt,

Manual del Ingeniero Civil; 2008: sección 6.50). Esto quiere decir que debido a la cantidad de incógnitas por determinar se hace más difícil el análisis de estos elementos por viento; aun así pueden determinarse los esfuerzos sin un error importante o que haga inestable la estructura; esto se logra considerando que la acción del viento pega en un solo plano de la armadura. Quizá las longitudes de los tableros varían, pero las cargas siguen constantes y pueden determinarse a partir de las longitudes horizontales del tablero.

1.11.- Tipos de cubiertas para techos de acero.

En base al Steel Deck Institute las cubiertas en techumbres metálicas se han clasificado con el paso del tiempo, en base a su calibre, su tipo de canal, el ancho de la lámina, etc. (Wolford, Manual del Ingeniero Civil; 2008: sección 10.24), toda esta clasificación se muestra estandarizando las láminas más comerciales, o las que se utilizan con más frecuencia en la construcción de dichas obras; aunque también dependa mucho los requerimientos del cliente.

Otra clasificación muy importante para seleccionar una cubierta es su peso, pues de esto depende la cantidad de carga muerta que deberá soportar la armadura a construir, y dicho peso también es regido por el calibre del material. Comúnmente los techados de acero están compuestos de lámina galvanizada o negra y de calidad estructural. Estas láminas pueden pintarse o no, aunque la lámina galvanizada debe ser tratada previamente para que obtenga una adherencia adecuada por la pintura.

En la ciudad de Uruapan, Mich., es más común que se utilice lámina galvanizada en calibre 24 a 28 dependiendo según la importancia de la estructura, y

la mayoría de veces no se aplica pintura debido a que puede resultar muy elevado el costo, además que comúnmente son para bodegas o construcciones como empacadoras las cuales no requieren un terminado muy arquitectónico.

Por otra parte, el calibre de la lámina se determina en base a la separación que existirá entre largueros y debe estar entre 0,50 hasta 1,00 m. de separación.

1.12.- Corrosión y oxidación.

El concepto de corrosión se ha limitado para ser aplicado principalmente a los metales y se puede decir que existe una reacción química generada con el intemperismo o el contacto con el medio ambiente que rodea a una estructura. De acuerdo a Brockenbough (Manual del Ingeniero Civil; 2008: 9.65) se dice que “la corrosión es la destrucción de un metal por una reacción química o electroquímica con su medio ambiente”. Este concepto abarca no solo a los metales, sino a muchos materiales orgánicos como es el vidrio, el plástico, la madera, el cemento, etc., en pocas palabras, se puede decir que la corrosión es el desgaste y pérdida de un material debido a un ataque químico, ya sea ocasional o debido al contacto con la naturaleza o con el medio ambiente.

Es muy común que las construcciones a base de acero muestren corrosión por causa del intemperismo principalmente en zonas costeras donde la cantidad de salinidad en el aire es mayor, y esta se muestra principalmente como la oxidación. La oxidación es una reacción química la cual ocurre cuando un elemento intercambia electrones con elemento; este fenómeno se puede observar con más frecuencia cuando entra en contacto el acero con el agua. Este elemento le roba ciertas

propiedades al acero desgastándolo poco a poco, y por lo tanto pierde cierta resistencia; depende mucho también del ambiente en el que se construya dicha estructura. Existen diferentes métodos para controlar la degradación o para prevenir el deterioro de las estructuras debido a la acción de la naturaleza sobre ellos, para que su funcionamiento por el cual fueron diseñados no se vea alterado por estas reacciones químicas.

1.12.1.- Prevención y control de degradación en aceros.

Sin duda alguna se puede decir que un buen proyecto de ingeniería y la selección de los materiales adecuados son la base más importante para prevenir la degradación en las estructuras. Brockenbrough (Manual del Ingeniero Civil; 2008: 9.65) menciona que la protección para la corrosión en el acero se determina por varias formas mencionando una de las más importantes como es el recubrimiento. Un método es la aplicación de pinturas, porque la mayor parte de las pinturas están fabricadas a base de aceites oxidantes y gran variedad de elementos los cuales ayudan a disminuir la corrosión; cabe mencionar que ninguna pintura es mejor para todas las aplicaciones, incluso muchas veces se utilizan recubrimientos de asfalto y alquitrán.

Otro método para disminuir el daño por corrosión es inyectar ciertos elementos químicos que en cierto modo sean ellos los dañados por el intemperismo o por los agentes causantes de la degradación, estos químicos son aplicados mediante inmersión en caliente, combinando los elementos con el acero, como lo es el estaño, cobre, níquel, etc. También se usan soluciones de fosfatos insolubles para recubrir el

acero y crear como una película que se interpone entre el acero mismo y el contacto con los agentes causantes del deterioro de este, además estas soluciones son buenas bases para pinturas. Cabe mencionar que las soluciones son más productivas en zonas interiores, pues en exteriores tienen una duración limitada.

1.13.- Protección del acero contra fuego.

Se dice que “el acero estructural no mantiene la combustión y retiene su resistencia a elevadas temperaturas” (Brockenbrough, Manual del Ingeniero Civil; 2008: 9.62), esto no significa que el fuego no sea una amenaza para la estructura, pues en ciertos tipos de construcción y de servicios, requiere que la estructura se proteja con materiales resistentes al fuego.

Para muchas edificaciones no se requiere protección ya que no existe mucho material combustible en ellos o están adecuados con sistemas de extinción de incendios por rociadores; por ello la mayoría de los casos en los cuales el acero está expuesto se presenta en los edificios de tipo industrial, hangares, auditorios, estadios, bodegas, cocheras de estacionamiento, tableros para anuncios, torres y almacenes, escuelas y hospitales de poca altura. Cabe mencionar que para el caso de los puentes no se requiere dicha protección.

Según Brockenbrough (2008) existen diversos factores que determinan los requerimientos de protección contra incendios son principalmente la altura, el área de piso, tipo de ocupación, esto para saber la magnitud del material combustible, disponibilidad de aparatos para combatir incendios, etc.

Se dice que para proteger del fuego las estructuras metálicas se utilizan diversos métodos, por ejemplo el más popular es el yeso de peso ligero, generalmente de 1 a 1 ¾" de espesor y proporciona una protección de 3 a 4 horas, esto depende de los detalles de construcción. También se utiliza concreto, ladrillo o loseta sobre las columnas, sin embargo estos materiales son ineficientes debido a su peso muerto que se adiciona a la estructura.

En vigas, trabes y armaduras se puede proteger individualmente contra el fuego o mediante plafón falso. Puede utilizarse tela metálica y yeso. Cabe mencionar que se debe considerar el peso muerto de esta protección para incluirla en el análisis estructural, además de darle un acabado arquitectónico a éstas.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Una vez realizado un buen diseño estructural, se requiere analizar ese diseño de manera que se compruebe si éste será el adecuado para cumplir con las expectativas que el cliente espera obtener. En este capítulo se conocerán algunos de los diferentes métodos de análisis que existen para una estructura de acero, específicamente una cubierta, que es objeto de esta investigación.

2.1.- Concepto de análisis estructural.

De acuerdo con Bowles (1993), se dice que el análisis estructural es un método determinado el cual consiste en el conjunto de ecuaciones matemáticas para definir el efecto de las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con el fin de conocer los estados límites últimos y de servicio de una estructura.

Un análisis estructural proporciona resultados a nivel global, ya sean reacciones o desplazamientos, y a nivel seccional como puede ser esfuerzos, curvaturas, etc. Se puede conocer además los elementos que trabajan a tensión o a compresión en aquellas zonas singulares en las que entra las propiedades geométricas y las resistencias de los materiales los cuales se utilizaran de acuerdo con el diseño estructural. En todos los casos, el análisis estructural debe tener los modelos fundamentales de cálculo apropiado para obtener un resultado aproximado sobre el comportamiento real de las estructuras a tal grado de asegurar que no supere el estado límite considerado.

Para efectos de análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos, y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras. De acuerdo con el análisis estructural se acepta si la estructura propuesta por el proyectista es la adecuada para que cumpla con las cargas aplicadas en ella. En las estructuras metálicas la mayoría de los elementos pueden considerarse unidimensionales como son las vigas, soportes, arcos, armaduras, etc., o bidimensionales como los paneles, placas, láminas, etc.

2.2.- Métodos de análisis.

Para diseñar cualquier tipo de estructura es necesario determinar las fuerzas en los marcos o armaduras como son los esfuerzos axiales, cortantes y flexionantes de acuerdo con las cargas muertas y la combinación de estas con las cargas vivas. De aquí que el método de análisis depende de lo complejo de la estructura a analizar y de que esta sea estáticamente determinada o, en su caso, indeterminada. Bowles (1993) dice que al efectuar el análisis, se puede considerar la estructura como bidimensional o tridimensional. Las estructuras simples generalmente son determinadas, esto quiere decir que son suficientes las tres ecuaciones estáticas que son la sumatoria de fuerzas en los ejes X y Y más la suma de momentos respecto a un punto O y esto equivalente a 0, para conseguir las fuerzas que se generan dentro de los elementos estructurales.

En las estructuras simples se toma en consideración que en los extremos de los miembros no transmiten momentos a los miembros consecuentes. Las fuerzas internas de los elementos de la estructura determinada se pueden obtener mediante un cálculo manual utilizando únicamente una calculadora simple. Esto demuestra que las estructuras simples son de fácil análisis, aunque de igual manera requiere cierta concentración para no cometer errores al momento de su cálculo.

Por otro lado, Bowles (1993) comenta que “Las estructuras rígidas son por lo general indeterminadas”, esto es porque los apoyos en los cuales está la estructura transfieren momentos y fuerzas cortantes los cuales tornan el análisis mucho más complejo que en una estructura simple. Las estructuras de carácter indeterminado requieren la determinación de cierta deformación para complementar las ecuaciones estáticas para poder crear un sistema el cual nos proporcione las fuerzas internas de los elementos. En estos casos es común utilizar la ayuda de computadoras con programas establecidos para la solución de estas ecuaciones complejas, con excepción de las más sencillas.

Una de las partes principales para el análisis estructural es establecer si la estructura será rígida o simple; para el caso de esta investigación nuestro análisis será simple pues se tendrá solo armaduras, y de acuerdo con el diseño se optara si son armaduras complejas o simples. Cabe mencionar que un marco rígido proporciona por lo general menores momentos de diseño, pero casi nunca resulta en un diseño más económico, según Bowles (1993) esto se debe a:

- Consideraciones prácticas de control de calidad y diseño de conexiones rígidas contra simples.
- La tendencia a utilizar vigas del mismo peralte a través de varios claros, aunque algunos de estos sean más cortos o soporten menos carga.
- El uso de un tamaño constante de columna a través de cuando menos dos pisos y a menudo tres o más, resulta sobre diseñada en el piso superior o en los pisos subsecuentes.

2.2.1.- Método de las rigideces.

De acuerdo con Bowles (1993) se pueden mencionar diferentes tipos de análisis para marcos como es el método de análisis por rigidez que es el más común para análisis estructural indeterminado, y como se menciono anteriormente, se requiere la ayuda de una computadora para facilitar el cálculo de las matrices, ya que estas son poco densas y simétricas. Se puede utilizar la simetría a favor para reducir el esfuerzo de inversión, de tal manera que se puedan obtener económicamente soluciones adecuadas y rápidas para los problemas de grandes dimensiones.

Las soluciones de todas las estructuras indeterminadas son secuenciales y comúnmente no son únicas a causa de que el resultado depende del buen diseño del proyectista, es decir, es necesario conocer las propiedades de los elementos a emplear como es su área o su inercia, etc., para poder obtener sus desplazamientos.

Existen otros métodos como es el análisis del portal o el análisis en voladizo, pero en este caso no es necesario entrar en tantos detalles de análisis en marcos rígidos.

2.3.- Análisis de armaduras.

Como ya se ha mencionado, las estructuras pueden ser determinadas o indeterminadas, esto depende de que se adicionen mas barras de las requeridas para complementar una serie de triángulos en el caso de las armaduras.

El tipo de armaduras determinadas se utilizan con facilidad donde existe un peso mínimo ya que las fuerzas en los elementos estructurales dependen solo de la geometría de la armadura. Por otro lado, las armaduras indeterminadas no son tan fáciles de analizar, puesto que las fuerzas en los elementos dependen no solo de la geometría de esta, sino también en el tamaño de los elementos, para esto se requiere un buen criterio de diseño del proyectista. Estas armaduras se utilizan comúnmente donde ocurren inversión de esfuerzos, es decir donde se presentan condiciones asimétricas de carga, y cuando se usan miembros extra para reducir la relación de esbeltez de los elementos principales que transmiten las cargas. En casos en los cuales la relación de esbeltez controla el diseño, es muy difícil obtener un diseño optimo para el peso mínimo.

El proyectista debe tener en cuenta que “la armadura óptima será aquella que equilibra el peso, la fabricación, y la seguridad total contra el costo total que pagará el cliente” (Bowles; 1993: 78).

Por otra parte, las armaduras determinadas se resuelven fácilmente usando el método de equilibrio en los nodos, o el modo alternativo de equilibrio de la porción a la derecha o a la izquierda de un corte en cierta sección de la armadura. Las

armaduras simples y complejas pueden ser resueltas con ayuda de un programa de computadora de los cuales se dispone de varios comúnmente en la actualidad.

2.3.1.- Método de los nudos.

“Si una armadura está en equilibrio, entonces cada uno de sus nudos debe también estar en equilibrio” (Hibbeler; 1997: 98). Este método consiste en satisfacer las condiciones de equilibrio ($\sum F_x = \sum F_y = 0$) para las fuerzas que se generan sobre los elementos en cada nudo de la armadura, es decir, en cada punto de unión de las barras.

Cuando se comienza el análisis por este método se recomienda dibujar los diagramas de cuerpo libre de cada nudo, esto es para facilitar la interpretación de las ecuaciones de equilibrio, pues es muy común que el proyectista confunda el tipo de fuerza que se genera en cada elemento, es decir, si el elemento trabaja a tensión o a compresión. Cabe mencionar que la línea de acción de cada fuerza del elemento determina la geometría de la armadura, ya que la fuerza en cada elemento pasa a lo largo de su eje neutro. Se muestra un ejemplo a continuación considerando el nudo B de la siguiente armadura, mostrando el diagrama de fuerzas desde ese nudo hacia las barras AB y BC.

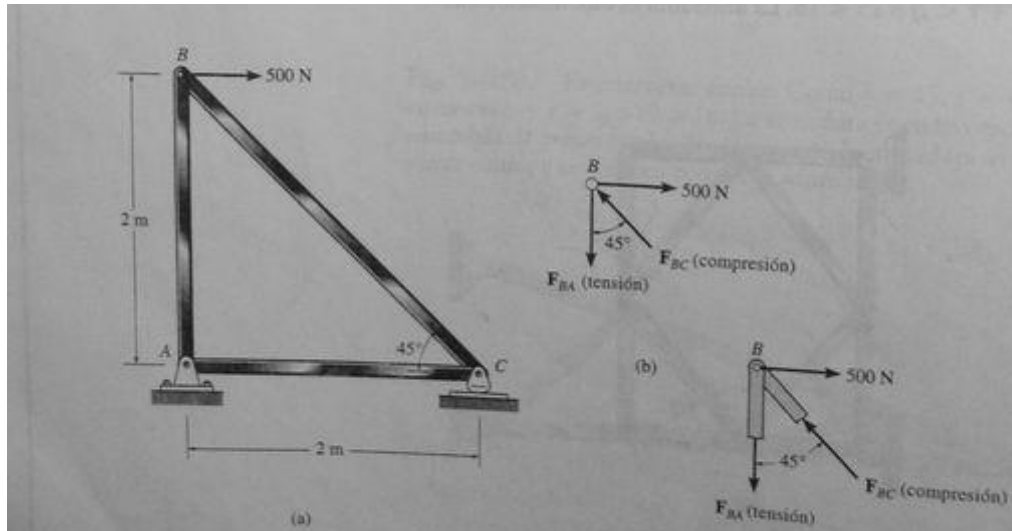


Figura 2.1.- Diagramas de fuerzas para determinar las ecuaciones de equilibrio
(Hibbeler; 1997: 98).

El procedimiento que menciona Hibbeler (1997), dice que se debe determinar primero las reacciones en los apoyos considerando el equilibrio de la armadura, es decir, que cumpla con el sistema de ecuaciones isostático. Se dibuja el diagrama de cuerpo libre de un nudo que tenga por lo menos una carga conocida y por lo menos dos cargas incógnitas. En base a esto se identifica el sentido en que trabajarán los elementos (tensión o compresión) de las cargas desconocidas para posteriormente aplicar las ecuaciones de equilibrio en el eje X y Y, para determinar las fuerzas que se generan sobre ese nudo. Se realiza este procedimiento con cada uno de los nudos, hasta terminar con cada uno de ellos para así poder apreciar el comportamiento de los elementos, es decir, si estarán en tensión o en compresión. Cabe mencionar que un miembro en compresión “empuja” un nudo, mientras que un elemento en tensión “jala” el nudo.

Una vez terminado el análisis de la armadura, las conexiones y tamaño de los elementos puede ser determinado mediante una buena base de diseño.

2.3.2.- Método de las secciones.

Hibbeler (1997) dice que este método es recomendable sólo si deben encontrarse unas cuantas fuerzas en los elementos de una armadura, pues este método proporciona generalmente un medio directo para obtener dichas fuerzas. “El método de las secciones consiste en pasar una sección imaginaria por la armadura, cortándola en dos partes” (Hibbeler; 1997:107). Se dice que si la armadura entera está equilibrada, entonces la otra parte debe también estar en equilibrio y por lo tanto se puede aplicar el sistema de ecuaciones de equilibrio en cualquiera de las partes para conocer las fuerzas en los elementos en la sección del corte.

El primer problema se presenta al momento de cortar o seccionar la armadura; es recomendable que se seleccione una sección que pase por no más de tres elementos en los cuales las fuerzas ejercidas sean desconocidas. Particularmente la línea de acción de cada fuerza en un elemento queda especificada por la geometría misma de la armadura, ya que la fuerza en el elemento pasa a lo largo del eje neutro del este. Además que las fuerzas de un elemento que actúa sobre una parte de la armadura es igual pero en sentido opuesto a la que actúa sobre la otra parte. Esto muestra que se cumple la tercera Ley de Newton que dice “a toda acción corresponde una reacción”.

2.4.- Armaduras espaciales.

Se dice que una armadura espacial es aquella en la cual los elementos conectados entre sí forman una estructura tridimensional estable. Como en las armaduras bidimensionales estables se componen de elementos que unidos forman triángulos, en las armaduras tridimensionales se inicia con este elemento básico; se comienza por construir una armadura plana simple agregando dos elementos a la vez para formar elementos adicionales. Hibbeler (1997) dice que de una manera similar al de las armaduras bidimensionales, el elemento más simple de una armadura espacial estable es un tetraedro, esta se forma conectando seis elementos entre sí con cuatro nudos como se indica en la figura 2.2. Además, una armadura espacial simple se puede construir a partir del tetraedro básico adicionando tres elementos más y un nudo para formar tetraedros multiconectados.

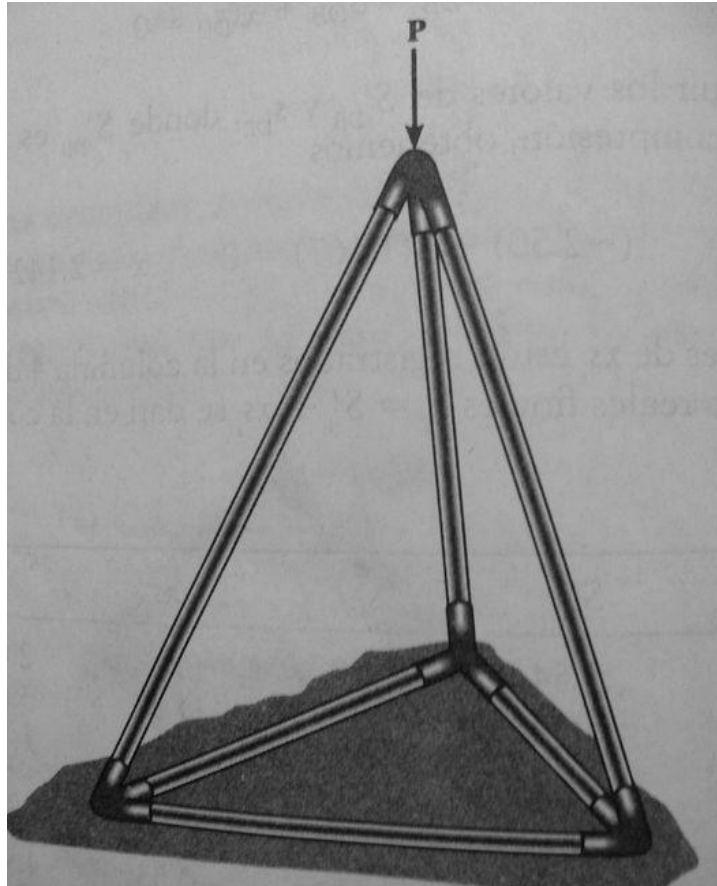


Figura 2.2.- Tetraedro básico de una armadura espacial (Hibbeler; 1997: 126).

En las armaduras tridimensionales se tienen tres ecuaciones de equilibrio para cada nudo, por lo tanto “para una armadura de tipo especial con j nudos, se tendrán $3j$ ecuaciones disponibles” (Hibbeler; 1993: 129). Si la armadura tiene un número de barras b y r reacciones, entonces se puede definir los siguientes tres casos:

- $b + r < 3j$ armaduras inestable.
- $b + r = 3j$ estáticamente determinada, revisar estabilidad.
- $b + r > 3j$ estáticamente indeterminada, revisar la estabilidad.

La estabilidad externa de una armadura de tipo especial requiere que las líneas de acción de cada reacción no se crucen con un eje común, ni que estas sean paralelas entre sí. Por otra parte la estabilidad interna puede a veces analizarse por medio de una inspección cuidadosa del acomodo de cada elemento. Así pues, si cada nudo se mantiene fijo por sus elementos conectados a él, de manera que se impida el desplazamiento respecto a otros nudos, la armadura se puede considerar como internamente estable. Por otra parte, si se efectuara un análisis de fuerzas de la armadura y en este se obtuvieran resultados incongruentes, entonces la configuración de la armadura será inestable o tendrá una forma crítica.

Hibbeler (1997) dice que los elementos de una armadura espacial pueden tratarse como elementos sujetos a una fuerza axial, solo si la carga externa se aplica en sus nudos y que éstos consistan en conexiones de rótula esférica. Esta idea se justifica siempre y cuando los elementos de una conexión se cruzan en un punto y el peso de estos puede despreciarse. Para análisis de fuerzas en estos casos, los soportes de una armadura tridimensional se moldean con un eslabón corto, un nudo de rodillo plano, un nudo de rodillo guiado o un nudo de rótula esférica.

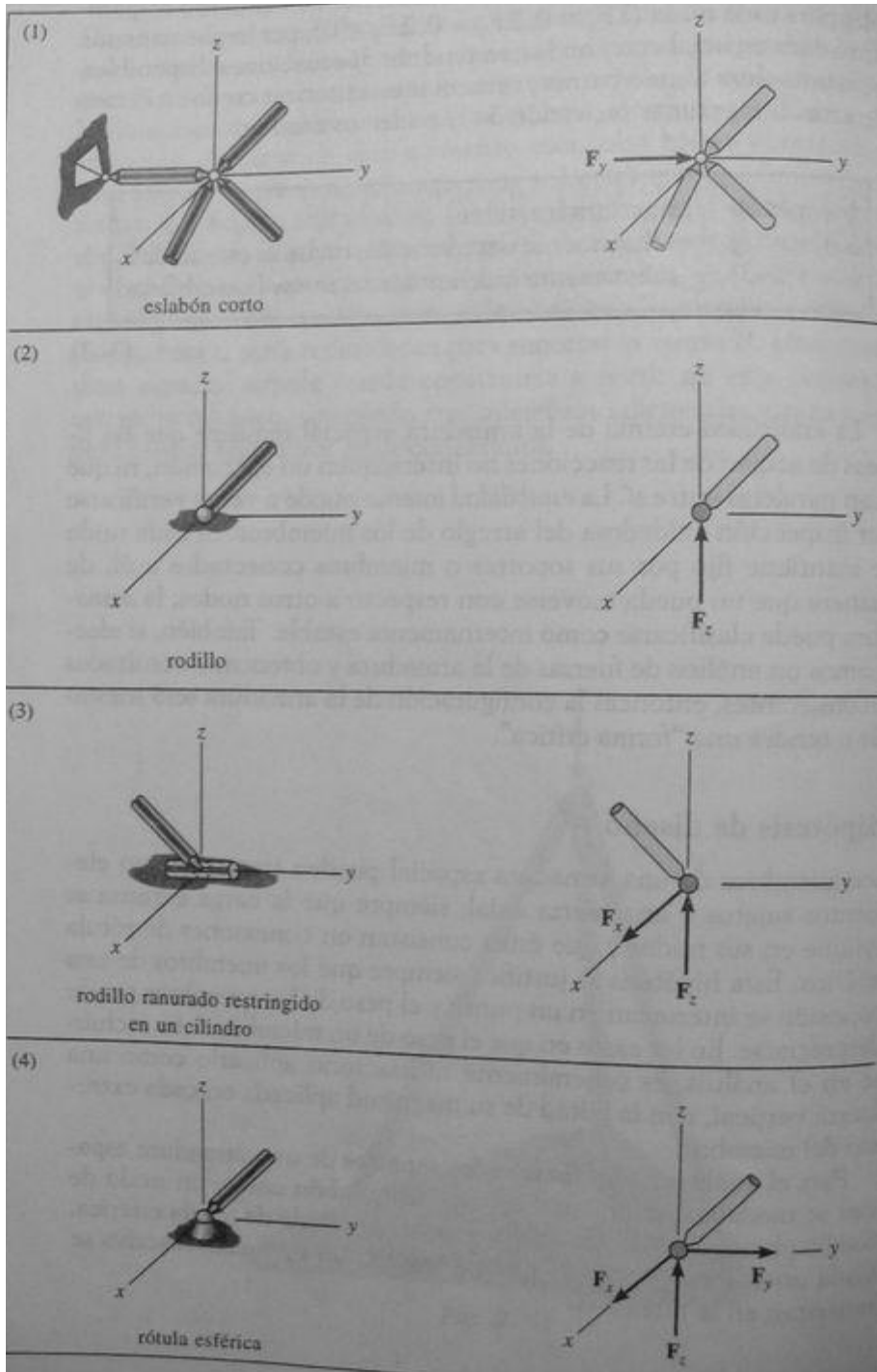


Tabla 2.1.- Soportes y componentes de fuerzas reactivas (Hibbeler; 1997: 128).

El método de los nudos según Hibbeler (1997) dice que si las fuerzas en todos los miembros de la armadura deben ser determinadas, entonces este es el método

adecuado para su análisis, pues al usar este método es necesario resolver las tres ecuaciones escalares de equilibrio en los ejes X, Y y Z de cada nudo. Y como se ha mencionado anteriormente, es necesario dibujar los diagramas de cuerpo libre y aplicar las ecuaciones de equilibrio en cada nudo, pues este método es muy consistente en su aplicación.

2.5.- Análisis de puentes.

En el caso del análisis de estructuras para puentes, se considera similar al de las armaduras o vigas de edificios, por la excepción de que la carga viva en este caso es un valor móvil. Con una carga en movimiento es necesario utilizar líneas de influencia o desarrollar una matriz de carga colocada en diversos puntos a lo largo del claro de dicho puente. Bowles (1993) recomienda que se emplee la computadora como herramienta básica para el análisis de las matrices de carga, puesto que en este caso se propondrán en varias posiciones de los vehículos; así se obtendrá directamente las fuerzas en los elementos estructurales. Sin embargo debe considerarse que la carga de impacto así como su carga muerta se debe utilizar como parte del diseño estructural de estas estructuras. Cabe mencionar que depende del proyectista tomar la decisión si el impacto o la carga muerta se incorporan directamente a la matriz de cargas vivas para producir de manera directa las fuerzas de diseño de la matriz final, o si se combinaran manualmente tales efectos; además de que el factor de impacto puede depender del elemento que esté en proceso de análisis.

Por otra parte, Hibbeler (1997) comenta que en particular las armaduras Pratt, Warren y Howe son las más comunes para claros de entre 55 m y 61 m de longitud. Para claros mayores se usa una armadura con cuerda superior poligonal, como la armadura de tipo Parker, ésta permite un poco de ahorro en materiales. Por otra parte, la armadura Warren con verticales puede también fabricarse de esta manera para claros de hasta 91 m. Cabe mencionar que la mayor economía en cuanto a materiales, se obtiene si las diagonales tienen una pendiente de entre 45 y 60° con la horizontal. Como se puede observar, para claros mayores que 91 m la altura de la armadura debe incrementarse considerablemente y por consecuencia los tableros resultaran mucho mayores. Hibbeler (1997) dice que se han desarrollado las armaduras subdivididas; estas ayudan a que el sistema de cubierta no sea tan pesado y mantener el peso de dicha cubierta dentro de límites tolerables, entre ellas se encuentran las armaduras Baltimore y las Warren subdivididas. Por último se menciona la armadura tipo K; también puede usarse en lugar de una armadura subdividida ya que esta cumple con el mismo objetivo.

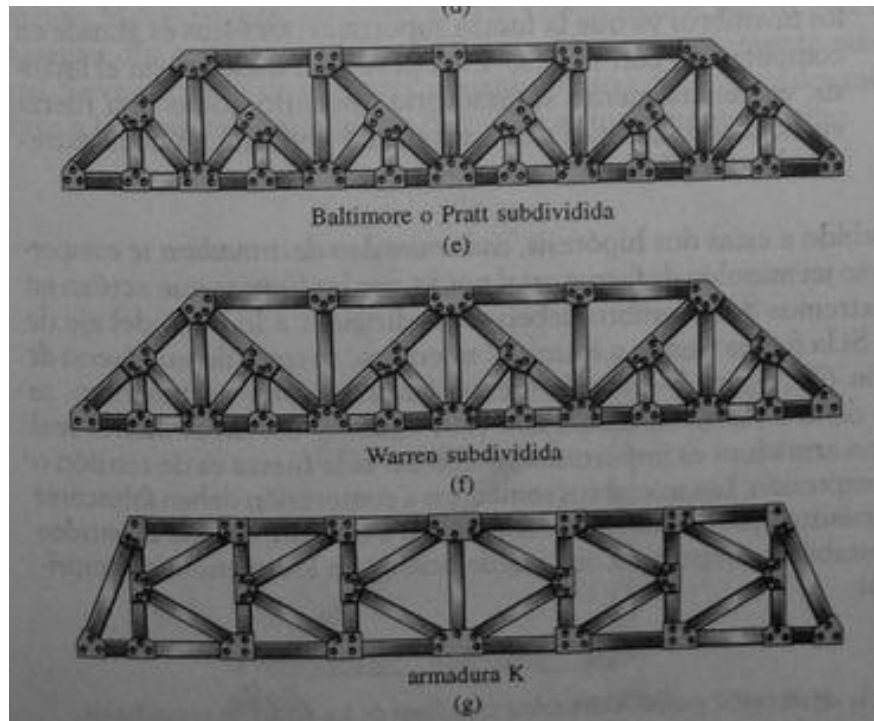


Figura 2.3.- Distintos tipos de armaduras para puentes con claros muy grandes.

(Hibbeler; 1997: 85).

2.6.- Método del trabajo virtual para armaduras.

Para este método se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$1 \cdot \Delta = \sum u \cdot dL$$

↓ Cargas Virtuales
↑ Desplazamientos reales

Donde:

- $P' = 1$ = Carga unitaria virtual externa que actúa en la dirección de Δ .
- u = Carga virtual interna que actúa sobre el elemento en las direcciones de dL .
- Δ = Deformación interna del elemento causada por las cargas reales.

Hibbeler (1997) comenta que para cargas externas se puede utilizar la ecuación anterior para determinar el desplazamiento Δ de un nudo cualquiera de la armadura cuando está sometida a una carga. El mismo autor utiliza como ejemplo la figura mostrada más adelante, si se considera el nudo A como un elemento común de la armadura, sería uno de sus elementos que tuviese una longitud L. Si la carga que se le está aplicando genera una respuesta elástica lineal del material, dL en la ecuación anterior se determina con $\Delta L = NL/AE$, donde N equivale a la fuerza normal o axial que se genera en el elemento, causado por las cargas; y entonces la ecuación del trabajo virtual para una armadura se presenta como:

$$1 \cdot \Delta = \sum nNL/AE$$

Donde:

- 1 = Carga unitaria virtual externa que actúa sobre el nudo de la armadura en dirección estipulada para Δ .
- n = Fuerza normal virtual interna en el elemento de una armadura causada por la carga unitaria virtual externa.
- Δ = Desplazamiento externo del nudo causado por las cargas reales sobre la armadura.
- N = fuerza normal interna en el elemento de una armadura causada por las cargas reales.
- L = Longitud del elemento.
- A = Área de la sección transversal de un elemento.
- E = Módulo de elasticidad de un elemento.

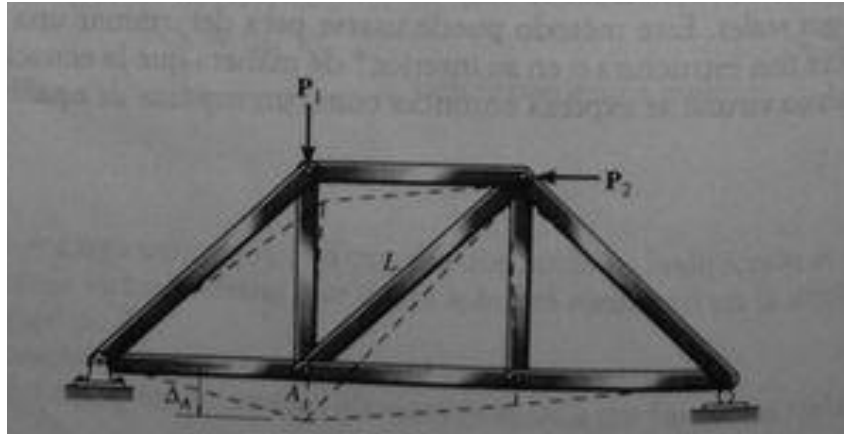


Figura 2.4.- Deformación virtual de una armadura bajo la acción de una carga P (Hibbeler; 1997: 388).

2.6.1.- Procedimiento de análisis por el método virtual.

Hibbeler (1997) cita que este procedimiento puede utilizarse para determinar el desplazamiento de cualquier punto de unión de una armadura usando este método.

Para las **fuerzas virtuales u** se debe colocar la carga unitaria P sobre la armadura en el nudo donde se requiere determinar el desplazamiento. La carga debe ser dirigida hacia lo largo de la línea de acción del desplazamiento, y con la carga unitaria así situada y todas las cargas reales retiradas de la armadura, se usa el método de las juntas o el método de las secciones para analizar la fuerza interna u en cada elemento de la armadura; y como se ha comentado, se considera que las fuerzas de tensión son positivas y las fuerzas de compresión, negativas.

En la determinación de las **fuerzas reales N** se usa el método de las secciones o el método de los nudos para determinar las fuerzas N en cada elemento.

Estas fuerzas son causadas únicamente por las cargas reales que actúan sobre la armadura; cabe mencionar que, al igual que en la determinación de las fuerzas virtuales u se toman las fuerzas de tensión negativas y las de compresión negativas.

La **ecuación del trabajo virtual** debe aplicarse para determinar el desplazamiento buscado; “es importante retener el signo algebraico de cada una de las correspondientes fuerzas n y N al sustituir estos términos en la ecuación (Hibbeler; 1997: 391). Esto indica que si el resultado de la suma $\sum nNL/AE$ es positiva, el desplazamiento Δ tiene el mismo sentido que la carga unitaria. Por otro lado, si se obtiene un valor negativo, Δ es contrario a la carga unitaria.

Cabe mencionar que al momento de aplicar la fórmula anterior, debe tenerse cierto cuidado a las unidades de cada cantidad. Particularmente a la carga virtual unitaria se puede asignar cualquier unidad (lb, kip, N, etc.), pues las fuerzas n tendrán las mismas unidades y por consecuencia las unidades de la carga virtual unitaria y las de las fuerzas n se cancelaran en ambos sentidos de la ecuación.

2.7.- Teorema de Castigliano para armaduras.

Se menciona que la energía de deformación para un elemento de una armadura está dada por la ecuación $U_i = N^2 L / 2AE$ y, sustituyendo ésta en la ecuación general $\Delta_i = \delta U_i / \delta P_i$ omitiendo el subíndice i y tomando en cuenta que generalmente L , A y E son constantes para un elemento dado, entonces toda la ecuación puede resumirse de la siguiente manera:

$$\Delta = \sum N \left(\frac{\delta N}{\delta P} \right) \frac{L}{AE}$$

Donde:

- Δ = desplazamiento externo del nudo de la armadura.
- P = fuerza externa aplicada al nudo de la armadura en dirección de la Δ buscada.
- N = fuerza interna en un elemento causada por las fuerzas P y cargas sobre la armadura.
- L = longitud de un elemento.
- A = área de la sección transversal de un elemento.
- E = módulo de elasticidad de un elemento.

Como se puede observar esta ecuación es similar a la utilizada en el método del trabajo virtual, con excepción que se reemplaza N por $\delta N / \delta P$. Hibbeler (1997) menciona que para determinar la derivada parcial es necesario tratar a P como una variable y no como una cantidad específica, además que cada fuerza de barra N debe expresarse como función de P .

2.7.1.- Procedimiento de análisis por el método de Castigliano.

De acuerdo con Hibbeler (1997), el siguiente procedimiento brinda un método que puede utilizarse para determinar un desplazamiento en cualquier nudo sobre una armadura.

Para el caso de las fuerzas externas P, se debe colocar una fuerza P sobre la armadura en el nudo donde se quiere determinarse el desplazamiento. A continuación se supone que esta fuerza tiene una magnitud variable y debe estar dirigida a lo largo de la línea de acción del desplazamiento.

Se debe determinar las fuerzas internas N en cada miembro causada por las cargas reales y por la fuerza variable P; se supone que las fuerzas de tensión son negativas y las de compresión, positivas como se ha mencionado. Posteriormente debe calcularse también la derivada parcial $\delta N / \delta P$ de cada elemento, y una vez determinado el valor de N y $\delta N / \delta P$, se le asigna el valor numérico a P en caso de que está haya sido reemplazado por una fuerza real sobre la armadura; de no ser así se supone que P equivale a cero.

Para este procedimiento se aplica la ecuación planteada al principio de este subtema para determinar el desplazamiento buscado Δ . Cabe señalar que es muy importante conservar los signos positivos y negativos de los valores correspondientes de N y $\delta N / \delta P$ al momento de sustituirlos en la ecuación. Si al momento del análisis la suma resultante $\sum N \left(\frac{\delta N}{\delta P} \right) \frac{L}{AE}$ es positiva, entonces Δ el mismo sentido que P; mientras que por el contrario, si la suma resulta negativa, Δ tiene sentido opuesto al de P.

2.8.- Análisis de armaduras con el uso del método de la rigidez.

Hibbeler (1997) comenta que este método es un poco tedioso al realizarlo a mano debido a su complejidad, aunque es muy adaptable para su uso en computadora.

Fundamentalmente para cualquier método de análisis, se ha observado que se basa en especificar las fuerzas existentes ya sean externas o internas para posteriormente determinar dichas fuerzas mediante condiciones de compatibilidad de desplazamientos manteniendo una relación carga – desplazamiento. Una vez determinadas las fuerzas de acción sobre la armadura, es posible determinar los desplazamientos identificando primeramente el número de grados de libertad desconocidos de la estructura; y para la determinación de los desplazamientos se requiere utilizar las ecuaciones de equilibrio.

El primer paso que debe seguirse al aplicar este método es identificar los elementos o miembros de la estructura y sus nodos. En la siguiente imagen (figura 2.5) se podrá identificar a cada miembro con un número encerrado en un cuadrado y los números encerrados en un círculo equivaldrán a los nodos.

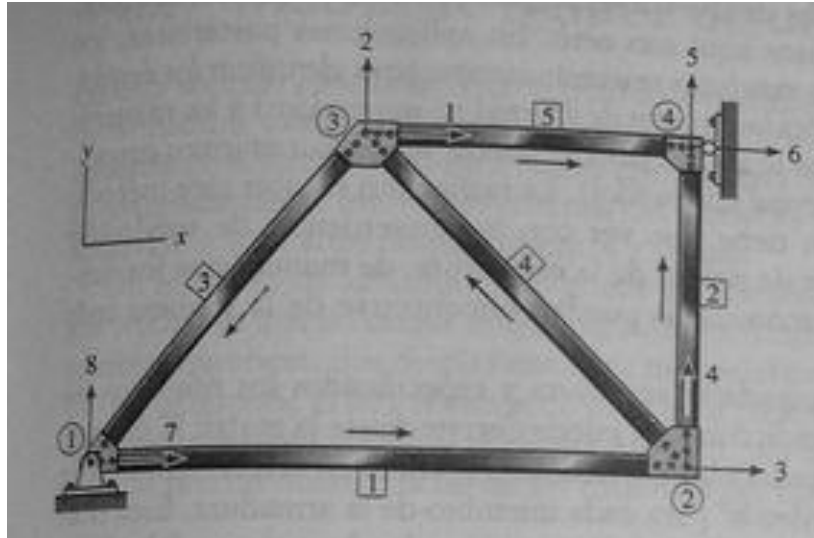


Figura 2.5.- Identificación de los miembros y nodos de una armadura (Hibbeler; 1997: 655).

Ahora bien, como las cargas y los desplazamientos son cantidades vectoriales, se requiere establecer un sistema de coordenadas para especificar su ubicación correcta dentro de un plano. En este caso se utilizan dos tipos diferentes de sistemas de coordenadas; el primero es un sistema coordenado global, usando los ejes x , y , el cual especifica el sentido de cada componente externa de fuerza y desplazamiento en los nodos, este plano engloba a toda la armadura. El segundo es un sistema coordenado local o de miembro y se utiliza en cada elemento para identificar el sentido de sus desplazamientos y cargas internas, aplicando un plano con los ejes x' , y' respecto al origen en un nodo “cercano” y el eje x' señalará hacia el extremo alejado como se muestra en la siguiente figura.

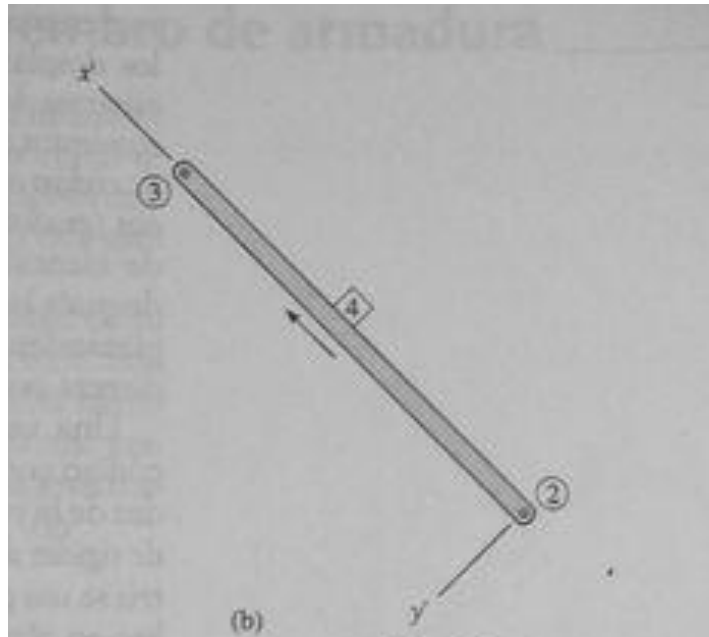


Figura 2.6.- Sentido de los ejes x' y' en el sistema coordenado local (Hibbeler; 1997: 655).

Otro factor importante es la cantidad de grados de libertad no restringidos de una armadura, pues representan las incógnitas principales en este método por lo tanto deben identificarse. En la figura 2.5 se puede apreciar los grados de libertad, en la figura se muestran 8 grados los cuales se han numerado del 1 al 8; de estos posibles desplazamientos, del 1 al 5 representan grados de libertad no restringidos o desconocidos, mientras que del 6 al 8 representan grados de libertad restringido. Cabe mencionar que debido a las restricciones, los desplazamientos son cero en estos últimos.

Debido a que este método es muy complejo, únicamente se mencionan los aspectos fundamentales ya que se utilizará un programa de análisis estructural matricial para facilitar el análisis de una armadura.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN.

Se pretende diseñar y analizar la cubierta de una bodega que se encuentra localizada en el ejido de “La Cofradía” en el municipio de Uruapan, Michoacán. Por tanto, en este capítulo se menciona la localización donde será construida dicha cubierta. Se abordaran las coordenadas geográficas del lugar y los estudios que deben realizarse para determinar una buena solución a la investigación.

3.1.- Generalidades.

De acuerdo con la página de internet www.urupan.gob.mx, Uruapan del Progreso es un municipio del estado de Michoacán de Ocampo localizado en las coordenadas 19° 25' 01.97" N, 102° 03' 01.30" O, y a 1,620 m. sobre el nivel del mar, y se considera el punto de unión entre tierra caliente y la meseta purépecha. Además se le conoce como “La capital mundial del aguacate” debido a la alta producción que se genera en esa ciudad anualmente. Esta ciudad colinda al Norte con los municipios de Charapan, Paracho y Nahuatzen, al este con Ziracuaretiro y Taretan, al Sur con Gabriel Zamora; al oeste con los municipios de Tancítaro, San Juan Parangaricutiro, Peribán y los Reyes. En la imagen 3.1 se aprecia de manera general la mancha urbana de esta ciudad. Además, esta ciudad cuenta con una extensión territorial aproximada de 761 km² el cual equivale al 1,46% del territorio total del estado.



Imagen 3.1.- Mancha urbana de la ciudad de Uruapan, Michoacán.

Fuente: www.uruapan.gob.mx (2011).

Dentro de las características climatológicas de Uruapan, se menciona que mantiene diferentes temperaturas promedio debido a las condiciones geográficas de la ciudad y está catalogado entre los mejores climas del mundo, por mencionar algunos se presenta clima cálido, sub húmedo con lluvias en verano con una temperatura promedio de 23.4° C.

3.2.- Resumen ejecutivo.

El problema que se planteó en un principio se refiere al diseño y análisis de una cubierta y para conseguir esto, se iniciará con una investigación de campo para conocer las principales características del lugar y dibujar un plano arquitectónico de dicha bodega para conocer las dimensiones que nuestra estructura tendrá. Una vez que se consiguen las dimensiones del predio, es necesario diseñar el tipo de estructura que se va a construir y, en base a este diseño realizar un análisis estructural con la ayuda del programa de computadora antes mencionado (PAEM) para facilitar la forma de análisis y obtener resultados más precisos.

Debido a que en el lugar de los trabajos ya están construidos los apoyos donde se colocará la estructura, se diseñará únicamente la cubierta tomando en consideración también la resistencia de dichos apoyos, pues estos están construidos a base de tabique de barro rojo. Será necesario realizar además ciertos estudios únicamente como un requerimiento más del análisis aunque no estén orientados a nuestra razón de investigación.

Además de la ayuda del programa de análisis estructural matricial, se contará con una hoja de cálculo para el diseño de la cubierta de acuerdo con el Manual de diseño de acero estructural de la UMSNH, para facilitar el procedimiento del análisis y llegar a una solución lógica y adecuada para satisfacer las necesidades del cliente.

3.3.- Entorno geográfico.

El predio en el cual se encuentra la bodega donde será la construcción de la cubierta se encuentra situado en “La Cofradía”, ejido de la ciudad de Uruapan, Michoacán, localizada en la carretera Uruapan – Pátzcuaro en el km 0+061.00. Esta localidad se sitúa a 1700 msnm aproximadamente; aunque ésta ranchería cuenta con pocos habitantes, la mancha urbana de la ciudad esta alcanzándola con una velocidad que fuera de lo estimada. La Cofradía cuenta con varios establecimientos que generan una zona productiva en cuanto al trabajo mecánico, principalmente sobre los automóviles de carga como son tráileres y camiones de doble eje.

Colinda al este con la localidad de Toreo El Bajo, al este con el fraccionamiento de San José de la mina, además existe un antiguo camino hacia el sur que conecta esta localidad con la Industrial Papelera, el Boulevard Industrial y la presa de Caltzontzin. En la siguiente imagen se puede apreciar un poco más a detalle la localización geográfica de esta localidad.

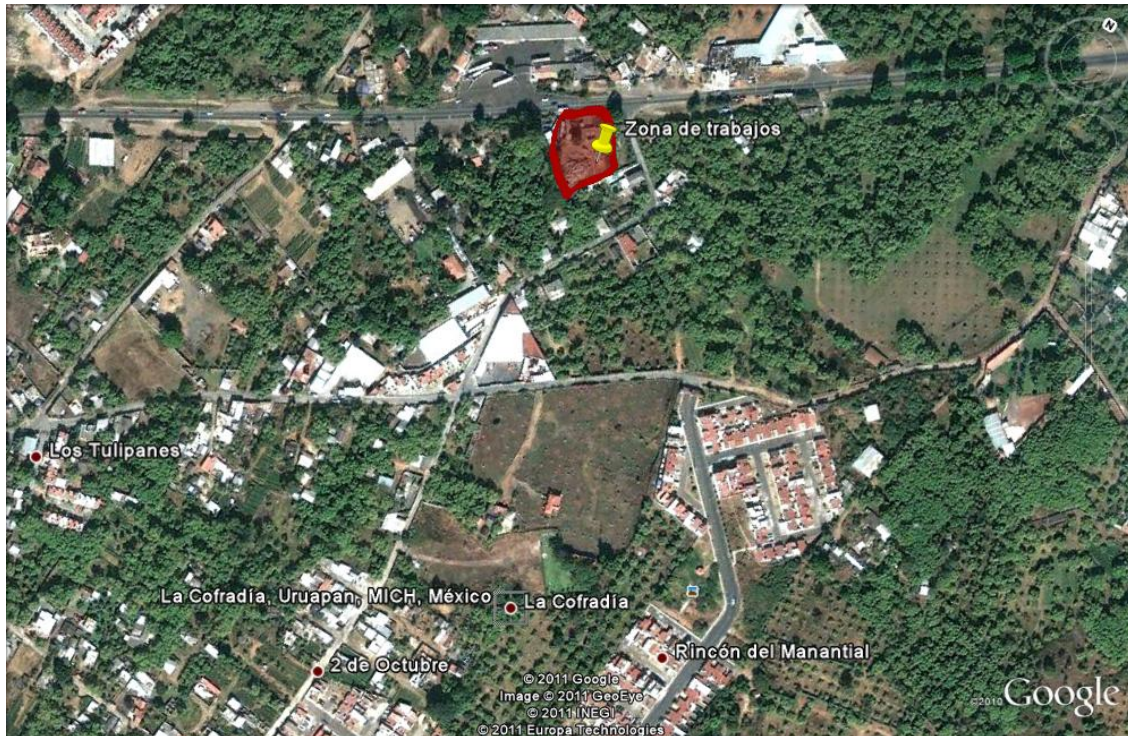


Imagen 3.2.- Micro localización de la zona de los trabajos y de la localidad de La Cofradía, Uruapan, Michoacán.

Fuente: www.googleearth.com (2011).

3.4.- Informe fotográfico.

A continuación se muestran varias imágenes que están localizadas dentro de la localidad de La Cofradía, predio donde se realizó la presente investigación:



Imagen 3.3.- Establecimiento frente al predio en construcción (ahora Kenworth).

Fuente: www.googleearth.com (2011).

En la imagen anterior se observa un negocio a orilla de carretera, justo en frente del lugar de la investigación.



Fotografía 3.1.- Fachada frontal, se aprecia el confinamiento de los muros de carga.

Fuente: Propia.

Muestra la fachada frontal del lugar de investigación donde se pretende construir la cubierta en estudio.



Fotografía 3.2.- Vista de la puerta oriente de acceso.

Fuente: Propia.

Se puede observar en la imagen anterior la altura de los muros los cuales servirán de apoyo para la estructura de cubierta. Misma altura que será requerida más adelante en la sección de cálculos.



Fotografía 3.3.- Vista sur de los muros de carga para la estructura.

Fuente: Propia.

Verificando en la imagen que los muros estén correctamente confinados para mayor estabilidad a la cubierta por proponer.

3.5.- Estudios realizados.

De acuerdo a las condiciones del predio y la estructura que se pretende diseñar es necesario realizar un estudio a los apoyos donde será sobrepuesta la construcción. Las armaduras serán apoyadas sobre placas que fueron fijadas previamente en la dala de cerramiento de los muros, por lo tanto se requiere una revisión a estos, es decir revisar que tenga un buen confinamiento, una resistencia

adecuada, etc. En la siguiente fotografía se muestra la confinación de los muros de carga.



Fotografía 3.4.- Confinamiento de muros con trabe intermedia a 2.20 m de la dala de desplante.

Fuente: Propia.

3.6.- Alternativas de solución.

De acuerdo a las necesidades del cliente la propuesta de la cubierta de una bodega se basa en dos opciones: La primera es dividir el terreno en tres partes de manera que surjan tres cubiertas de magnitudes más pequeñas; y la segunda

opción, crear la cubierta del tamaño del terreno y ser apoyada sobre los muros perimetrales de este.

Debido a que las dimensiones no son tan grandes no se requiere una estructura demasiado compleja, por lo cual una solución puede ser utilizar una armadura de dos aguas, o bien, a base de una armadura en arco para aprovechar un poco más la altura de la bodega. Estas alternativas se le proporcionarán al cliente a espera de su aprobación para comenzar los trabajos de diseño y análisis estructural.

Respecto a los materiales a utilizar, se puede decir que de acuerdo al tipo de armadura se pueden emplear distintos tipos con diferentes secciones transversales, pues para realizar una armadura a dos aguas puede utilizarse más materiales como APS o PTR, a diferencia que si se desea construir una armadura en arco; pues para su ejecución es necesario primeramente rolar los tramos de acero para obtener la curvatura necesaria, lo que hace practico trabajar con tubo de acero.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Para poder realizar esta investigación, fue necesario recurrir a un proceso metodológico el cual facilito el desarrollo de esta tesis, métodos que serán mencionados dentro de este capítulo.

4.1.- Método empleado.

De acuerdo con Mendieta (2005), en esta investigación se utilizó el método científico debido a la estructura compuesta, pues se inició con la formulación de varias hipótesis, las cuales deben apoyarse en el conocimiento ya comprobado. Asimismo, con este tipo de investigación se enriquecen los conocimientos del investigador y va descubriendo información que modifica la hipótesis inicial.

Para este método se requiere aplicar el método inductivo en sus tres estudios principales que son:

- La observación
- La hipótesis
- La experimentación.

En el caso de la observación, Mendieta (2005) dice que es la percepción clara y exacta del fenómeno a investigar, y que es de mucha importancia porque aumenta la capacidad de retener el conocimiento del investigador. Además, requiere el empleo de aparatos especiales en la ciencia y de conocimientos muy profundos de la

rama de la cultura que se pretende conocer; por otra parte, la observación científica requiere un orden y exactitud además de precisión.

“La hipótesis es una suposición que se proyecta en el campo de las posibilidades, pero con buenas razones para presumir que puede ser probable” (Mendieta, 2005: 37). Esto quiere decir que la hipótesis no se limita a preguntas básicas como lo que una persona cree o tiene duda, sino que debe tener un razonamiento que a pesar de no tener una prueba, no sea rechazado por la lógica ni por previas investigaciones.

Además del método científico, esta investigación recurre al método matemático, pues Mendieta (2005) dice que es una de las primeras ideas que capta el ser humano y asimismo muy comúnmente no se percibe que se aplica un procedimiento científico comparando cantidades para obtener resultados de importancia como un valor económico o capacidad. Este método se empleó en esta tesis debido a que para resolver las hipótesis planteadas en un principio, es necesario realizar un análisis a base de números para obtener resultados confiables.

4.2.- Enfoque de la investigación.

En base a lo anterior, se puede determinar que el enfoque el cual tiene esta tesis es cuantitativo. Este proceso es secuencial y probatorio, pues determina de manera numérica un resultado adecuado; además de acuerdo con Hernández y Cols (2004), cada etapa precede a la siguiente y por tanto no puede pasar por alto uno de los pasos, el orden es riguroso aunque se puede redefinir alguna frase. Se dice entonces que el proceso cuantitativo parte de una idea que va delimitándose y

determina ciertas preguntas de investigación. Este enfoque tiene principalmente diez fases las cuales se basa principalmente en números y letras como es el planteamiento del problema, marco teórico, diseño de investigación, etc., además de análisis y recopilación de datos, reporte de resultados etc.

4.2.1.- Alcance de la investigación.

De acuerdo a lo comentado anteriormente, se debe analizar el alcance que la investigación puede llegar a tener, por lo tanto se consideran cuatro tipos de investigación que es exploratoria, descriptiva, correlacional y explicativa. Este punto es muy importante pues Hernández y Cols (2004) mencionan que a partir del alcance del estudio depende la estrategia de investigación. Los estudios de tipo exploratorio sirven para preparar el inicio de la investigación y comúnmente depende de investigaciones con alcance descriptivo, exploratorio, correlacional o explicativo. Los estudios descriptivos generalmente son la base de las investigaciones correlacionales pues estas proporcionan información para crear estudios explicativos y son muy bien estructurados.

Los estudios descriptivos frecuentemente tienen la finalidad para el investigador describir situaciones, eventos y contextos, es decir explicar como son y cómo se presentan. En estos estudios se busca principalmente señalar las propiedades y características de procesos, objetos o algún otro hecho que sea base de un análisis, esto es evaluar datos sobre ciertos conceptos o aspectos de investigación.

El alcance que tiene esta investigación es a beneficio principalmente del dueño de la propiedad donde se realiza la investigación. Posteriormente se considera que será útil para las carreras de Ingeniería Civil y Arquitectura en problemas similares dentro de la ciudad.

4.3.- Diseño de la investigación.

Existen dos tipos de diseño de la investigación, el diseño experimental y no experimental. Hernández y Cols (2004) define que la investigación que se realiza alterando las características iniciales o modificando variables para diseñar o simplificar un procedimiento es un diseño experimental. Por otra parte, en contraste con lo anterior se dice que el diseño no experimental es aquel que la investigación se realiza sin manipular o alterar las variables existentes, es decir, es un estudio donde no se puede cambiar en forma intencional sus variables para ver las consecuencias que tendrá sobre otras variables.

En una investigación experimental, el investigador construye condiciones las cuales actúan sobre diversos individuos para conocer su reacción; en pocas palabras, “en un experimento se construye una realidad” (Sampieri, 2004: 205). Por otra parte, en un estudio no experimental no se construye ninguna situación, al contrario se sigue una situación ya existente además de que no altera procedimientos por el investigador, en esta investigación las situaciones presentadas no pueden ser manipuladas o alteradas.

El diseño no experimental se puede presentar en dos formas diferentes, transeccional y longitudinal. Debido a que en algunas ocasiones la investigación se

centra principalmente en analizar el nivel o modalidad de ciertas variables, evaluación de eventos o situaciones respecto al tiempo, o la determinación de relaciones entre variables; estas investigaciones reciben el nombre de transeccionales. Asimismo, la investigación se concentra en el estudio de una evolución sobre un problema o variables relacionadas entre sí, o analizar cambios a través del tiempo de un evento o fenómeno, por lo tanto este tipo de investigación recibe el nombre de longitudinales.

Por lo tanto, de acuerdo a la información proporcionada anteriormente y de acuerdo a la forma en que esta investigación fue realizada, se concluye que es una investigación de tipo no experimental transeccional, pues en el análisis e interpretación de resultados no se modificarán los parámetros ya establecidos, sino que se realizaran varios procedimientos matemáticos ya existentes sin modificación alguna.

4.4.- Instrumentos de recopilación de datos.

Para realizar esta investigación fue necesario el uso de diferentes herramientas para su mayor facilidad y comprensión del tema, herramientas que serán mencionadas a continuación.

La herramienta principal que se utilizará para esta investigación es el programa Excel. Este programa viene dentro del paquete de Microsoft Office y se utiliza para crear hojas de cálculo y así facilitar un análisis numérico. Asimismo, esta herramienta es fácil de utilizar y es básica para la ayuda de trabajos numéricos.

Por otra parte, se utilizó un programa de análisis estructural matricial (PAEM), este programa fue creado por el M.C. Amador Terán Gilmore y el M.I. Hugón Juárez García, profesores de la UAM – Azcapotzalco. Principalmente el programa PAEM se basa en el método de las rigideces para el análisis de armaduras simples, complejas o espaciales. Este programa se maneja de manera sencilla en la cual el usuario únicamente necesita agregar los datos especificados en un inicio como es la carga aplicada a la armadura, los números y coordenadas de los nudos, así como su número y modulo de elasticidad de los elementos y las condiciones de apoyo de la armadura.

Además, fue necesario recurrir a páginas de internet como la de INEGI, Google Earth y Wiki pedía entre otras. También se solicitó información a las oficinas del municipio para información detallada de la localidad.

4.5.- Descripción del proceso de investigación.

Al inicio de esta investigación fue necesario primeramente conocer el lugar de los trabajos, la ubicación y las condiciones de la localidad. Una vez conocidas las condiciones del lugar se planteó una pregunta con la cual partió la investigación, y en base al título de ésta comenzó el desarrollo de los trabajos.

Se inició con una breve introducción de lo que contenía este trabajo, la localización del predio, además se planteó la problemática a resolver y se fue ideando la forma en que se iban a realizar los temas. Posteriormente se inició el capítulo 1, definiendo los conceptos básicos y la terminología a utilizar con ayuda de

varios libros de Ingeniería Civil, análisis y diseño estructural además de manuales de cálculo.

Después se comenzó a redactar el capítulo 2 de igual forma que el capítulo primero, en base a libros conocidos y con apoyo de tesis encontradas en la biblioteca escolar se fueron definiendo de una manera condensada los conceptos del análisis estructural; para después dar un resumen más a detalle de la localidad donde serán los trabajos a realizar. Se investigó en páginas de internet y oficinas municipales para recopilar datos sobre la localidad, debido a que se encuentra ubicado en una ranchería, había poca fuente de información y por lo tanto se requirió una visita a la localidad para realizar un reporte fotográfico del predio y sus alrededores. Además en esta visita fue necesario hacer un levantamiento topográfico con cinta para dibujar un plano y comenzar el diseño de la cubierta a construir.

Una vez definido los temas a tratar y la ubicación exacta con las características necesarias, además de las condiciones detalladas del predio se procede a proponer un tipo de cubierta y comenzar con el diseño estructural para después someterlo a un análisis con la ayuda de la computadora hasta determinar de acuerdo al criterio personal, un resultado confiable y seguro para realizar la construcción de la cubierta solicitada.

Por último se concluirá cual es la opción más adecuada para la construcción de una cubierta con las condiciones señaladas anteriormente.

4.6.- Análisis e interpretación de resultados.

A continuación se presenta el análisis de los cálculos necesarios para la proposición de las posibles soluciones a una cubierta en la localidad de La Cofradía, en Uruapan Michoacán. Primero se conocen las dimensiones del lugar a cubrir, tal como se muestra en la imagen 4.1.

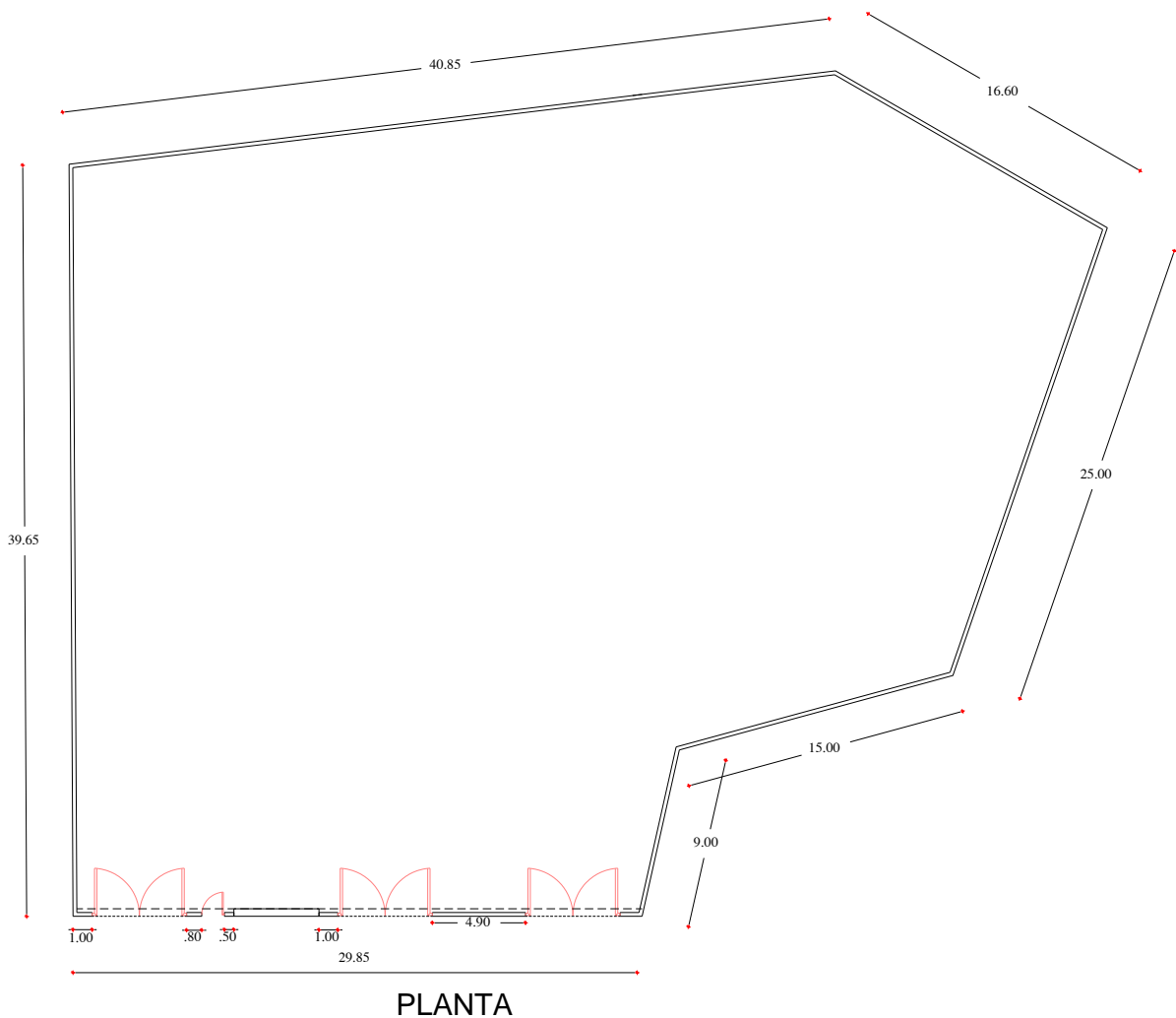


Imagen 4.1.- Vista en planta del lugar por cubrir. (Ver Anexos).

Una vez conocidas las dimensiones se propone la orientación más favorable para las armaduras y la forma que éstas tendrán. Como propuesta se dice que la

bodega se dividirá en dos secciones partiendo de norte a sur con una trabe; además las armaduras serán de tipo arco para un mejor aprovechamiento del espacio. Las armaduras de la cubierta oriente tendrá una longitud de 29.85 metros y un peralte de 3.95 metros. Por otra parte las armaduras de la cubierta poniente tendrán dimensiones diferentes debido a la irregularidad del terreno y a la construcción de los muros existentes.

El cálculo de la estructura inicia con el diseño por viento de la cubierta oriente debido a que es la mas larga y mas desfavorable por sus claros tan largos. Se debe especificar primeramente el tipo de terreno que existe y los datos de la cubierta:

DISEÑO POR VIENTO - CUBIERTA ORIENTE

Ubicación: Uruapan, Mich.	Datos Cubierta Oriente
Zona : Urbana	B = 29.85 mts
Tipo de terreno : Plano, Tipo B	H = 5.00 mts
Ver dimensiones en anexos.	D = 3.95 mts

A continuación se calcula la velocidad de diseño, esta se basa de acuerdo con el artículo 408 del Manual de Diseño (Tavera y Moreno; 1987: 141), dice que se trata de una estructura tipo 1; por lo tanto se consideran únicamente los efectos debidos a empujes y succiones estáticas, su clasificación respecto a las consecuencias de la falla es de TIPO B.

Velocidad regional; para Uruapan $V_o = 80 \text{ km/hr}$

Factor de topografía; para terreno plano = $k_1 = 1.00$

Factor de recurrencia; para construcción Tipo B = $k_2 = 1.00$

Además se tiene que la fórmula para calcular la velocidad de diseño es

$$V = k_1 * k_2 * V_o ; \text{ en Km/hr}$$

Se obtiene una Velocidad básica: $V = 80 \text{ km/hr}$

Posteriormente se calcula el empuje estático de acuerdo con el artículo 411 del Manual de Diseño (Tavera y Moreno; 1987: 142) con la fórmula:

$$P = N * C * V^2$$

Donde:

- $P =$ Presión estática en kg/cm^2 .
- $N =$ Coeficiente de densidad del aire = $0.005 * (8 + a/8 + 2*a)$
- $a =$ Altura sobre el nivel del mar, en Km., para Uruapan = 1.62 km.
- $V =$ Velocidad de diseño, en km/hrs. , para Uruapan = 80 km/hrs.
- $C =$ Coeficiente de empuje.

Se tiene entonces que:

$$N = 0.0003$$

$$a = 1.62 \text{ km}$$

Por lo tanto: $P = 1.920 C$

Una vez obtenidos estos datos se procede a la determinación de los coeficientes de empuje y presiones en la cubierta.

Para la siguiente fase del cálculo estructural se requiere dividir en secciones la cubierta oriente para determinar en que partes de la cubierta el viento actúa normal a las generatrices, tal como se muestra en la figura siguiente:

VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

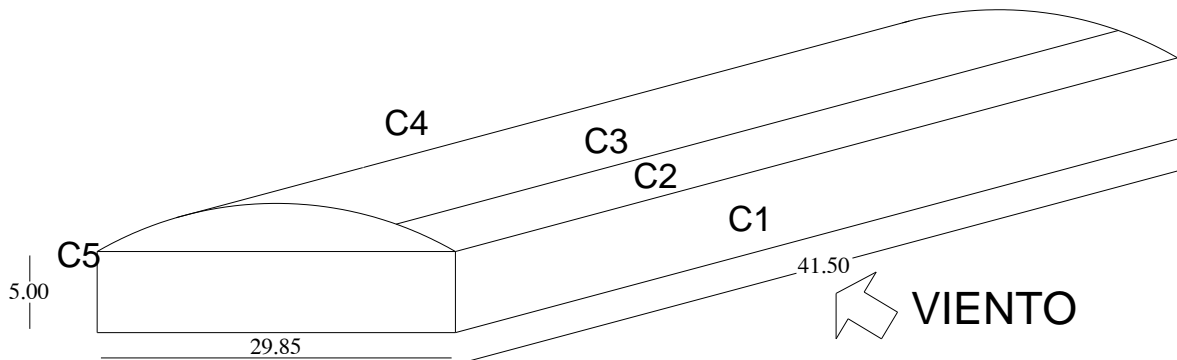


Imagen 4.2.- Distribución de coeficientes de empuje que componen la cubierta de acuerdo con el viento normal a las generatrices. (Ver anexos).

El Tavera y Moreno (1987) dice que para determinar los coeficientes influye mucho la relación $\frac{D}{B}$ tanto para la zona de barlovento (C2) como para la zona central (C3). Por lo tanto, para obtener los valores en la zona de barlovento se tiene:

$$\text{Si } \frac{D}{B} \leq 0.20 \quad C2 = - 0.70$$

$$\text{Si } \frac{D}{B} > 0.20 \quad C2 = 4.35 \frac{D}{B} - 1.57$$

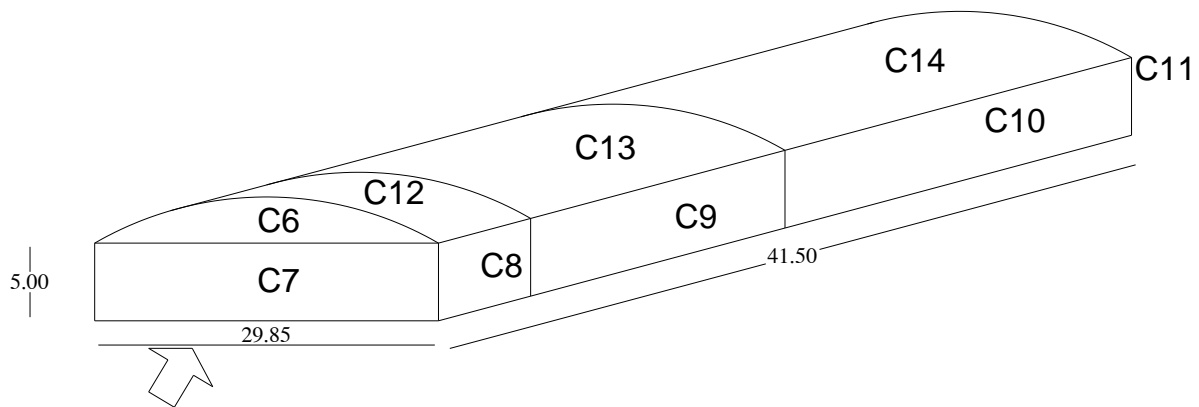
Mientras que para la zona central (C3) existe solo una fórmula para su determinación:

$$\text{Zona central (C3)} = - 0.95 \frac{D}{B} - 0.71$$

Por otro lado, para los coeficientes laterales (C1 y C5) y la zona de sotavento (C4) el Manual de Diseño (Tavera y Moreno; 1987: 133), proporciona valores establecidos.

Posteriormente, se deben determinar los coeficientes de empuje formados cuando el viento es paralelo a las generatrices.

VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES



VIENTO

Imagen 4.3.- Distribución de coeficientes de empuje que componen la cubierta de acuerdo con el viento paralelo a las generatrices. (Ver anexos).

Una vez más, el Manual de Diseño (1987) proporciona los valores establecidos para los coeficientes de empuje, obteniendo así los valores de C7 hasta C14.

Ahora bien, calculando la relación $\frac{D}{B}$, tenemos que:

$$\text{Relación } \frac{D}{B} = 3.95 / 29.85 = \underline{0.1323}$$

Y analizando que $\frac{D}{B} \leq 0.20$; se tiene que $C2 = -0.70$; mientras que para la zona central se tiene que $C3 = -0.95 \times (0.1323) - 0.71 = -0.84$.

En resumen, se obtienen los siguientes datos de acuerdo con el Manual de Diseño (1987) y los datos previamente conocidos:

LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
C1=	0.75	C6=	1.10
C2=	-0.70	C7=	0.75
C3=	-0.84	C8=	-1.75
C4=	-0.55	C9=	-1.00
C5=	-0.68	C10=	-0.40
		C11=	-0.68
		C12=	-1.75
		C13=	-1.00
		C14=	-0.40

A continuación se debe determinar las presiones interiores que se generan en la cubierta a causa del viento. Primeramente se calculan los porcentajes de aberturas en las paredes.

- Paredes longitudinales:

$$n = \text{área de huecos} / \text{área total de la cara}$$

Debido a que en las paredes longitudinales no existen huecos por las construcciones vecinas, se tiene que el área de huecos $n = 0$; por lo tanto el porcentaje de aberturas en estos muros es 0.00%.

- Paredes transversales:

$$n = \text{área de huecos} / \text{área total de la cara}$$

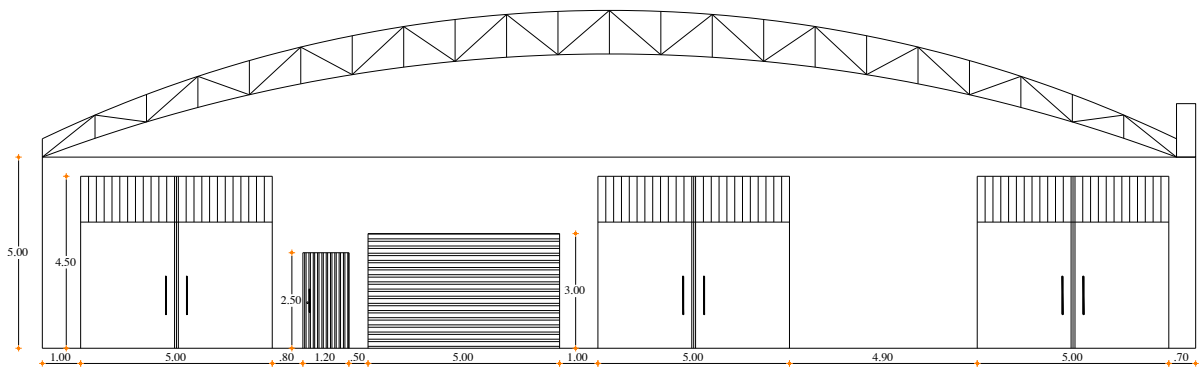
Para los muros transversales se consideran las aberturas de las puertas de acceso (imagen 4.4).

Además se encuentran dos condiciones para el cálculo de los porcentajes de acuerdo con el artículo 413 – 9 del Manual de Diseño (1987), se tiene que si $n < 30\%$; el valor de C para barlovento y sotavento se obtienen con las fórmulas siguientes:

Para barlovento: $C = 0.80 \frac{n}{30} \pm 0.30 (1 - \frac{n}{30})$

Para sotavento: $C = -0.60 \frac{n}{30} \pm 0.30 (1 - \frac{n}{30})$

Por otra parte se establece que si $n > 30\%$; los valores determinados para los coeficientes son $C = 0.80$ para barlovento y $C = -0.60$ para sotavento.



FACHADA FRONTAL

Imagen 4.4.- Fachada frontal de la construcción (ver anexos).

Se tiene entonces que n transversal = $[(4.5 \times 5) \times 3 + (2.5 \times 1.2) + (3 \times 5)] / (29.85 \times 5) = 57\% > 30\%$.

Como el porcentaje de aberturas es mayor del 30%, el artículo 413 – 9 indica que los coeficientes de presión interior se determinen con la expresión $P = N \cdot C \cdot V^2$ tomando en cuenta que $C = 0.80$ para barlovento y $C = -0.60$ para sotavento.

Se tiene como resultado entonces que:

- Para barlovento = $C+ = 0.80$

$C- = -0.80$

- Para sotavento = $C+ = 0.60$
 $C- = -0.60$
- Para laterales = $C+ = 0.60$
 $C- = -0.60$

Por lo tanto, la suma total es: $C_i = 0.80 + 0.60 + 0.60 = \underline{2.00}$

$$C_i = -0.80 - 0.60 - 0.60 = \underline{-2.00}$$

El efecto de presiones exteriores e interiores se sumarán para obtener los coeficientes de empuje correspondientes, haciendo uso del valor C_i que proporcione un valor más desfavorable.

$$C = C_e + C_i$$

De esta forma se obtienen los coeficientes de empuje totales:

	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL
C1=	2.75	C6=	3.10
C2= -	2.70	C7=	2.75
C3= -	2.84	C8= -	3.75
C4= -	2.55	C9= -	3.00
C5= -	2.68	C10= -	2.40
		C11= -	2.68
		C12= -	3.75
		C13= -	3.00
		C14= -	2.40

Ahora bien, se sustituye el coeficiente C en la formula inicial $P= 1.920 C$ y se obtiene como resultado las siguientes presiones que son generadas por causa del viento en la cubierta oriente:

P 1 =	5.280 kg/cm ²	P 6 =	5.952 kg/cm ²
P 2 =	-5.184 kg/cm ²	P 7 =	5.280 kg/cm ²
P 3 =	-5.453 kg/cm ²	P 8 =	-7.200 kg/cm ²
P 4 =	-4.896 kg/cm ²	P 9 =	-5.760 kg/cm ²
P 5 =	-5.146 kg/cm ²	P 10 =	-4.608 kg/cm ²
		P 11 =	-5.146 kg/cm ²
		P 12 =	-7.200 kg/cm ²
		P 13 =	-5.760 kg/cm ²
		P 14 =	-4.608 kg/cm ²

DISEÑO DE CUBIERTA ORIENTE

La cubierta para la bodega que se muestra a continuación se calcula tomando en consideración las recomendaciones existentes para cubiertas con armaduras en arco. Se propone usar lámina galvanizada Cal. 26; para los largueros se propone emplear perfiles formados en frio; así mismo, la armadura se diseña proponiendo Tubo de acero Ced. 40, o algún otro si se considera más adecuado.

El cálculo de la cubierta incluye además lo relativo a CARGA PERMANENTE y a CARGA PERMANENTE MAS VIENTO, ya que en este tipo de construcciones el fenómeno de VIENTO es el que tiene una acción más severa que el SISMO.

Con objeto de ser ordenados en la realización de este cálculo, y con el propósito de conocer desde un principio la cantidad de datos que se deben determinar, se enumeran las actividades, y el orden en que se van a ejecutar a continuación.

Índice para ejecutar el cálculo:

- 1) Especificaciones y Reglamentos.
- 2) Análisis de Cargas.
- 3) Cálculo de los largueros (Carga Permanente).
- 4) Revisión de los largueros bajo la acción del viento (Carga Accidental).
- 5) Calculo de las Armaduras.
- 6) Apoyo de la armadura sobre la columna.

1.- Especificaciones y reglamentos.

Se inicia el cálculo de la cubierta estableciendo los materiales que se utilizan con sus especificaciones necesarias:

- Lamina galvanizada Cal. 26 = O – 30
- Perfil formado en frío = $F_b = 2310 \text{ kg/cm}^2$
- Tubo de acero Ced. 40 = $f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$
- Otros aceros = $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

El reglamento que se utiliza para el diseño de la cubierta es el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán (1986).

2.- Análisis de cargas.

Se tiene como dato conocido el peso de la lámina galvanizada Cal. 26 O – 30 que es 3.81 kg/m^2 y se supone que la solución pueda ser un perfil CPL de 5" Cal. 16 que cuenta con un peso de 2.91 kg/m .

Peso propio del larguero (estimado) = 2.91 kg/m

Distancia entre largueros (promedio) = 1.80 m

En promedio se obtiene un peso supuesto de largueros de 1.62 kg/m^2

En resumen se obtiene que:

Peso lámina galvanizada Cal. 26 O – 30 = 3.81 kg/m^2

Peso supuesto de largueros = 1.62 kg/m^2

Peso total (P_T) = 5.43 kg/m^2

3.- Cálculo de los largueros (Carga permanente)

Una vez que se obtiene el peso total que genera la lámina a utilizar con el peso propio de los largueros, se procede al cálculo de los largueros por cargas permanentes. Inicialmente se debe determinar la carga sobre el larguero, ésta carga se determina por metro lineal de larguero y se representa con la variable "w" y es el producto del peso total del larguero por el área tributaria que existe individualmente en cada larguero.

En pocas palabras, la carga $w = P_T \times A_{\text{TRIB}} = (5.43 \times 1.80 \times 1) = \underline{9.774 \text{ kg/m}}$

Por otra parte, también se debe considerar una carga P_m o carga de montaje y se establece en la posición más desfavorable para el larguero, es decir, al centro de éste. Esta carga se toma en cuenta suponiendo que es el peso adicional para la persona que esta ejecutando la colocación del acero, normalmente se consideran 100 kg .

Para el cálculo de los largueros, se toma en cuenta la inclinación indicada para cada uno. Debido a que la estructura es de tipo arco se debe analizar larguero por larguero pues tienen una inclinación diferente. Estos ángulos se muestran en la imagen siguiente:

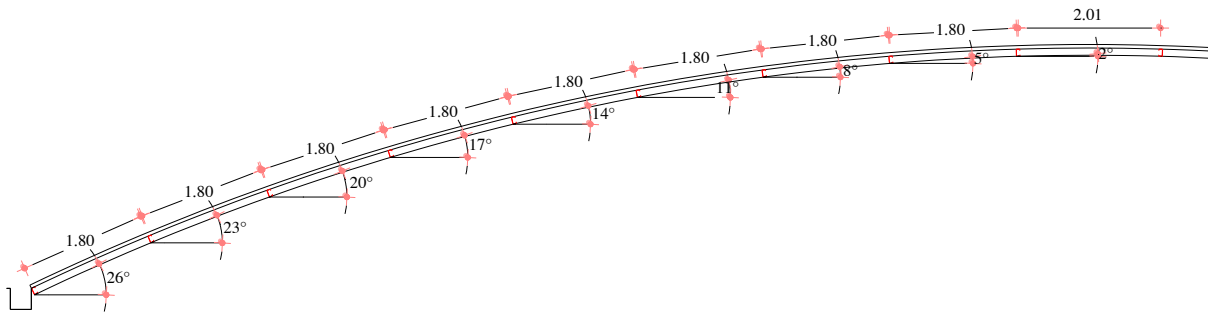


Imagen 4.5.- Inclinación de los largueros sobre la armadura en arco. (Fuente propia).

Una vez definido el ángulo de inclinación del larguero, se inicia el cálculo de estos de acuerdo a las fórmulas siguientes:

- $W_x = w \text{ sen } \alpha$
- $W_y = w \text{ cos } \alpha$
- $P_{mx} = P_m \text{ sen } \alpha$
- $P_{my} = P_m \text{ cos } \alpha$

Por lo tanto, aplicando las fórmulas anteriores y sustituyendo α por los ángulos de cada larguero, se obtienen los siguientes resultados:

LARGUERO A	$\alpha = 26^\circ$	LARGUERO B	$\alpha = 23^\circ$
$W_x =$	4.28 kg/m	$W_x =$	3.82 kg/m
$W_y =$	8.78 kg/m	$W_y =$	9.00 kg/m
$P_{mx} =$	43.84 kg/m	$P_{mx} =$	39.07 kg/m
$P_{my} =$	89.88 kg/m	$P_{my} =$	92.05 kg/m

LARGUERO C $\alpha = 20^\circ$ LARGUERO D $\alpha = 17^\circ$

$$W_x = 3.34 \text{ kg/m}$$

$$W_x = 2.86 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.18 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.35 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 34.20 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 29.24 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 93.97 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 95.63 \text{ kg/m}$$

LARGUERO E $\alpha = 14^\circ$ LARGUERO F $\alpha = 11^\circ$

$$W_x = 2.36 \text{ kg/m}$$

$$W_x = 1.86 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.48 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.59 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 24.19 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 19.08 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 97.03 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 98.16 \text{ kg/m}$$

LARGUERO G $\alpha = 8^\circ$ LARGUERO H $\alpha = 5^\circ$

$$W_x = 1.36 \text{ kg/m}$$

$$W_x = 0.85 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.68 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.74 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 13.92 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 8.72 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 99.03 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 99.62 \text{ kg/m}$$

LARGUERO I $\alpha = 2^\circ$

$$W_x = 0.34 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.77 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 3.49 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 99.94 \text{ kg/m}$$

Ahora bien, una vez obtenido los resultados de W_x , W_y , P_{mx} y P_{my} , se deben evaluar los largueros por el momento flexionante que se genera en ellos, se debe considerar el efecto de las cargas permanentes y de la carga de montaje para los

sentidos X y Y; además, se debe utilizar un tirante que pase por el momento My para reducirlo.

Para analizar los momentos flexionantes de los largueros, se considera primeramente que la longitud L del larguero es igual a 6.00 metros, pues es la medida estándar del fabricante. Posteriormente se calculan los momentos Mx y My de acuerdo a las formulas siguientes:

$$\text{Para } M_x = [(W_y \times L^2)/8] + (P_{my} \times L)/4 ; \text{ y para } M_y = [(W_x \times L^2)/32]$$

Aplicando la fórmula anterior tenemos como resultados los siguientes:

LARGUERO A

$$M_x = 174.33 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 4.82 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO B

$$M_x = 178.58 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 4.30 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO C

$$M_x = 182.27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 3.76 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO D

$$M_x = 185.52 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 3.22 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO E

$$M_x = 188.21 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 2.66 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO F

$$M_x = 190.40 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 2.09 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO G

$$M_x = 192.11 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 1.53 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO H

$$M_x = 193.26 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0.96 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO I

$$M_x = 193.88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0.38 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El paso que sigue a continuación es la revisión del perfil que se propone, en este caso como es perfil formado en frío y que este tipo de perfiles tienen los dos patines atiesados, la fórmula de interacción es frecuentemente empleada de la siguiente manera:

$$f_{bx} + f_{by} \leq F_b$$

y como $F_b = 0.60 \cdot f_y$, se tiene entonces que $F_b = 0.60 \times (3850) = 2310 \text{ kg/cm}^2$

Cabe mencionar que en medio de los largueros se propone adicionar un tirante para disminuir el momento M_y que es el generador de torsión, considerando éste como apoyo únicamente en el sentido Y. El tirante se coloca justo en medio de las dos armaduras sobre el larguero; el tipo de material que se puede usar como tirante es una solera o simplemente una varilla soldada al larguero. Una vez determinadas las especificaciones, se utiliza la fórmula de la escuadría para ambos sentidos y puesto que la acción de los esfuerzos sobre el perfil es al mismo tiempo, resulta que la suma de los esfuerzos en ambos sentidos no debe exceder el esfuerzo permisible en flexión F_b . Por lo tanto la fórmula resulta de la siguiente forma:

$$f_{bx} = M_x / S_x \quad \text{y} \quad f_{by} = M_y / S_y / 2$$

Por otra parte, en el principio del cálculo se menciona que se propondrá utilizar un perfil CPL 2 de 5" Cal. 16 que cuenta con un peso de 2.91 kg/m, y de acuerdo con este peso y la medida del perfil, el Manual de Diseño (1987) establece los valores de S_x y S_y que son: $S_x = 14.56 \text{ cm}^3$ y $S_y = 3.39 \text{ cm}^3$.

Se procede al cálculo de los esfuerzos generados sustituyendo en las fórmulas anteriores y comparando la suma de los resultados obtenidos con el esfuerzo permisible recordando que $f_{bx} + f_{by} < F_b$, se tiene entonces:

PARA LARGUERO A

$$f_{bx} = 1197.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{284.37 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,481.69 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO B

$$f_{bx} = 1226.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{253.69 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,480.20 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO C

$$f_{bx} = 1251.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{221.83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,473.68 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO D

$$f_{bx} = 1274.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{189.97 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,464.15 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO E

$$f_{bx} = 1292.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{156.93 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,449.58 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO F

$$f_{bx} = 1307.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{123.30 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,431.00 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO G

$$f_{bx} = 1319.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{90.27 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,409.70 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO H

$$f_{bx} = 1327.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{56.64 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,383.97 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO I

$$f_{bx} = 1331.59 \text{ kg/cm}^2$$

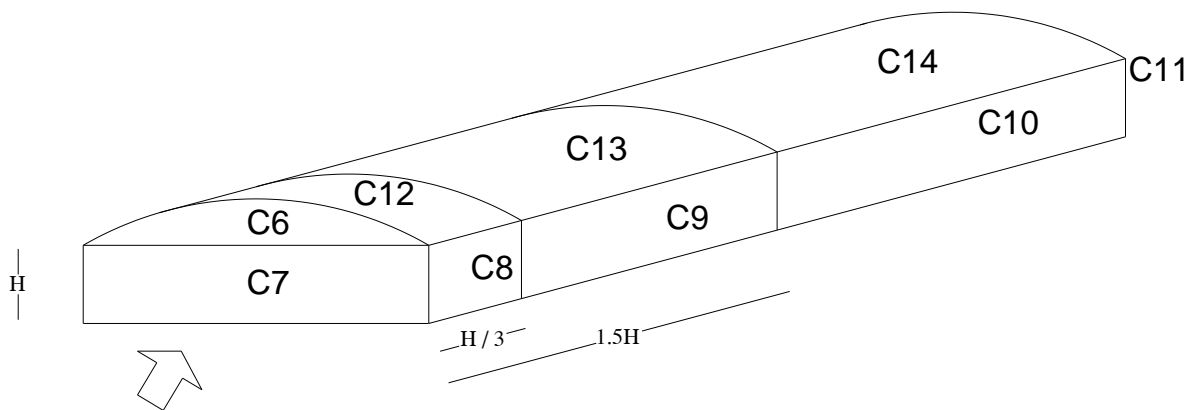
$$f_{by} = \underline{22.42 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,354.01 < F_b - \text{CORRECTO}$$

Se puede observar que el perfil propuesto cumple con todas las especificaciones necesarias para su uso, por lo tanto se toma como solución utilizar perfil CPL 2 de 5" Cal. 16.

4.- Revisión del larguero por carga accidental (viento).

Ya que se ha obtenido el perfil que se va a utilizar para los largueros y que ha sido aprobado por el análisis de carga permanente, se debe revisar por carga accidental ó la acción del viento. Al igual que la cubierta, se necesitan los coeficientes de empuje y las presiones que se generan en la cubierta. Para determinar el factor de empuje C, es necesario determinar las secciones donde el viento actúa, de acuerdo a la altura H de la bodega tal y como se muestra a continuación.



VIENTO

Imagen 4.6.- Distribución de los coeficientes de empuje y los valores de acuerdo a H.

(Fuente propia).

Conociendo el valor de H se obtiene como resultado para el sentido longitudinal de la cubierta:

- Para C12= 1.67 m.
- Para C13= 7.50 m.

Se calcula primeramente un coeficiente promedio usando los valores de C12= -1.75 y C13= -1.00 que previamente se determinaron, y se aplica la fórmula siguiente:

$$C_{PROM} = [(C12*7.50)/L] + [(C13*1.67)/L]$$

Donde L es la longitud del larguero y es el equivalente a 6.00 metros, mientras que los valores de 7.50 y 1.67 son los correspondientes a la longitud de las secciones de C12 y C13.

Se sustituyen los valores en la formula anterior para determinar un coeficiente promedio en los primeros y últimos largueros obteniendo un C_{PROM} = -1.736.

Posteriormente se evalúa el mismo caso pero para el sentido transversal de la cubierta obteniendo los valores para C2 y C3 una longitud de 1.80 m que es la separación entre largueros. Se aplica la fórmula anterior de igual forma y se obtiene un C_{PROM} = -0.462.

De acuerdo con el Manual de Diseño (1987), para efectos de análisis, se toma el valor máximo ó mas desfavorable para su cálculo, por lo tanto se determina que el valor a utilizar será C= -1.736.

Una vez identificado el valor más desfavorable, se deben determinar primeramente las presiones interiores. El reglamento señala que n, es el valor de la relación de aberturas dado en porcentaje, y que para valores menores del 30% se supone para el cálculo de las presiones interiores, los valores de C más desfavorables entre los siguientes:

I) Si la abertura está del lado de barlovento	$C = 0.8 * n/30 \pm 0.30*(1 - n/30)$
---	--------------------------------------

II) Si la abertura está del lado de sotavento o a un costado	$C = -0.6 * n/30 \pm 0.30*(1 - n/30)$
--	---------------------------------------

Y como:

$C_i = 2.000$	
$-C_i = 2.000$	Más desfavorable.

Por lo tanto, se agrega el efecto de las presiones interiores al valor que se encontró previamente, debido al efecto exterior del viento sobre la cubierta, lo cual da como resultado que

$C = -3.736$

Ahora bien, sustituyendo el valor de C, queda:

$P = 1.920 C = -7.17 \text{ kg/cm}^2$

Por lo tanto se presenta SUCCIÓN.

Se hace notar que la fuerza debida al viento se considera actuando perpendicular ó normal a la superficie de la lámina; por lo tanto se debe revisar el momento generado por el viento:

En primer lugar se determina la carga Wv que es la aplicada por cada metro de larguero que se obtiene multiplicando la presión del aire por la separación entre largueros. Una vez obtenido el valor Wv, se continúa determinando el momento Mv como se muestra a continuación.

$\text{Carga x ml de larguero (Wv)} = -12.911 \text{ kg/m}$
$M \text{ viento} = (Wv * L^2) / 8 = -58.100 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Por otra parte, se sabe que la situación que existe entre el momento por carga permanente y por viento es contraria, esto quiere decir que se debe sumar los

momentos máximos M_x y M_y obtenidos anteriormente con el M_v , pero como M_v normalmente es con valor negativo, este se contrarresta al M_x máximo. El valor M_y queda con el mismo valor.

$$M_x = M_v + M_{x_{MAX}} = 193.88 - 58.10 = 135.78 \text{ kg} \cdot \text{m} = 13,780 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

En larguero I.

$$M_y = M_{y_{MAX}} = 4.82 \text{ kg} \cdot \text{m} = 482 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

En larguero A

Posteriormente, se aplica la formula de interacción tomando en cuenta que, cuando se revisa con carga permanente mas carga accidental, las especificaciones permiten incrementar los esfuerzos permisibles F_b en un 33%.

$$f_{bx} = M_x / S_x = 13,780 / 14.56 = 932.555 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 2 * M_y / S_y = (2 * 482) / 3.39 = \underline{284.366 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1216.921 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 F_b = 3072.30 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se acepta la propuesta para los largueros y se utilizará canal perfil CPL2 de 5" Cal. 16, con especificaciones de Peso= 2.91 kg/m, $S_x = 14.56 \text{ cm}^3$ y un $S_y = 3.39 \text{ cm}^3$.

5.- Diseño de la armadura.

Ya que se ha obtenido el acero para los largueros se procede al cálculo y diseño de la armadura, que es prácticamente la base de la cubierta en investigación. Para iniciar con el análisis se determina primero el peso de la cubierta y esta se obtiene sumando el peso de la lámina, el peso de los largueros y la carga viva que tendrán efecto sobre la armadura, identificada anteriormente como $P_T = 5.43 \text{ kg/m}^2$.

El segundo paso es determinar el peso de la armadura, para conseguir un peso supuesto se utiliza la fórmula de Fleming (Tavera y Moreno; 1987: 168):

$$W = 0.0985 * \sqrt{W * a / s} * (43.055L^2 + 196.85L)$$

Donde:

- W = Peso total de la armadura (kgs).
- w = Carga vertical total (peso de cubierta) (kg/m²).
- a = Distancia centro a centro de armaduras (mts).
- s = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²).
- L = Claro de la armadura (mts).

Teniendo valores determinados para s= 3200 kg/cm², una longitud del claro de L= 29.85 m, y una separación entre armaduras de a= 5.50 m. Se sustituyen pues los valores obtenidos en la fórmula anterior para obtener como resultado que:

$$W= 420.97 \text{ kg.}$$

Ahora para determinar el peso propio de la armadura (Wa) se debe aplicar una fórmula $W_a = W / (L * a)$ para obtener como resultado un peso $W_a = \underline{2.564 \text{ kg/m}^2}$. Ahora solo resta determinar el peso total sobre la armadura sumando el peso de la cubierta con el peso propio de la armadura; se tiene pues $P_T = 5.43 + W_a = 2.564$ teniendo un peso total $W_t = \underline{7.994 \text{ kg/m}^2}$.

Posteriormente se determina la carga P de acuerdo al número de nodos que tiene la cuerda superior que en este caso el número de cargas es de 22. La fórmula para determinar el valor de P se expresa de la siguiente manera:

$$P = \frac{(a \times L \times Wt)}{\text{No. de cargas}}$$

Donde a es la separación que existe centro a centro entre cada armadura; mientras que L es la longitud del claro de la armadura.

Una vez conocidos estos valores, se sustituye en la fórmula de P obteniendo como resultado que $P = 59.655$ kg. Para la parte de los apoyos se debe reducir la carga P a la mitad, ya que los apoyos en conjunto se toman como una sola carga P , obteniendo como resultado $P/2 = 29.828$ kg. Ya que se han determinado las cargas que recibirá la armadura, se continúa el proceso de cálculo analizando la cubierta con algún programa que facilite los resultados, en este caso se realiza en el programa SAP.

El fin con el cual se realiza el cálculo y comportamiento de la armadura es para identificar cual será el elemento más desfavorable dentro de la estructura, y así mismo determinar el área de acero que será requerida para soportar dichos comportamientos.

Una vez analizada la estructura en el programa SAP, se comienza a revisar los resultados de los elementos para identificar los más desfavorables de la cuerda superior, inferior, montantes y diagonales. Debido a que no se pueden cambiar las secciones entre un elemento y otro, únicamente se revisan los elementos más desfavorables. Para este caso se inicia primero con la cuerda inferior, observando que la barra más desfavorable es el elemento 20, que cuenta con una longitud de 141 cm y se genera en la barra una tensión $T = 5336.65$ kg. Para determinar el área

requerida es necesario saber el valor de f_y y de F_t sabiendo que $A = T / F_t$, y como se ha propuesto acero tubular Ced. 40, se tiene que cuenta con un $f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$, además se tiene que $F_t = 0.66f_y$, obteniendo un valor para $F_t = 2112 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto el área requerida resulta de 2.527 cm^2 . Se propone revisar acero tubular Ced. 40 de 1 ½" que cuenta con un área de 5.20 cm^2 , un peso de 4.00 kg/m y un radio de giro r_x, r_y de 1.60 m^3 .

Se revisa a continuación la relación de esbeltez con la fórmula kL/r tomando en cuenta que el valor $k = 1.00$; sustituyendo en la fórmula se tiene $(1.00 \times 141) / 1.60 = 88.13$. Como el valor resultante es menor que la relación máxima permisible para miembros principales a tensión (250), se acepta la propuesta de Acero tubular Ced. 40 de 1 ½".

Posteriormente se revisa la barra más desfavorable a compresión, encontrando ésta en la cuerda superior como el elemento 32, éste cuenta con una longitud de 136 cm y se genera una fuerza de compresión $C = 4143.92 \text{ kg}$. Y de igual forma que la barra anterior, se propone usar acero tubular Ced. 40 de 1 ½" ya que esta sección requiere un área de 1.962 cm^2 .

Se revisa inicialmente la relación de esbeltez con la fórmula mencionada anteriormente, quedando como resultado 85.00 , en este caso la relación máxima permisible es de 200 por lo tanto se acepta. Ahora bien, se determina la relación de esbeltez crítica con la fórmula $(kL/r)_c = \frac{6340}{(\sqrt{f_y})}$, y ésta relación se compara con kL/r determinando así el caso a utilizar. Como $(kL/r)_c = 112.08 > 85.00$, se utilizará el **Caso 2**. Esto quiere decir que se aplicará la fórmula siguiente:

$$F_a = \frac{12}{23} \times \left[1 - \frac{\left(\left(\frac{kL}{r} \right)^2 \right)}{\left(\frac{2kL}{r} \right)_c^2} \right] \times f_y$$

Como todos los datos son valores conocidos, únicamente se sustituyen los valores en la fórmula anterior obteniendo de resultado un $F_a = 1189.44 \text{ kg/cm}^2$. Se determina ahora la compresión admisible $C_{ADM} = A \cdot F_a$, y ésta no debe ser menor que la compresión existente en la barra. Sustituyendo en $C_{ADM} = (5.20 \times 1189.44) = 6185.09 \text{ kg} > \mathbf{4143.92 \text{ kg}}$ por lo tanto se acepta la propuesta establecida.

Ya que se han obtenido los materiales que conforman la estructura se revisa su peso real y se compara con el peso supuesto con la fórmula de Fleming, y se establece de la siguiente manera:

- Cuerda superior= 30.87 mts x 4.00 kg/m = 123.48 kg
- Cuerda inferior= 30.51 mts x 4.00 kg/m = 122.04 kg
- Diagonales = 37.28 mts x 4.00 kg/m = 149.12 kg
- Montantes = 21.17 mts x 4.00 kg/m = 84.68 kg

479.32 kg > 420.97 kg

Como se puede observar, el peso real es mayor que el peso supuesto por un 14%, esto quiere decir que se tendrá que realizar el mismo cálculo pero esta vez con el peso real de la armadura para verificar que las reacciones en los elementos revisados cumplan con lo establecido.

Se revisa el peso total de la armadura dando como resultado un $W_t = 8.35 \text{ kg/m}^2$; y con una carga $P = 62.312 \text{ kg}$ obteniendo un cambio poco considerable en los

elementos previamente revisados. Por lo anterior se puede decir que la armadura cumple con la revisión y se aceptan las propuestas de construcción para la armadura oriente y se utilizará tubo de acero Ced. 40 de 1 ½” en todas sus secciones.

De acuerdo a las cargas que se aplican en la armadura, a su peso propio, y a su tipo de estructura, se generan reacciones en los apoyos por lo cual es necesario revisar el tipo de apoyo que se utilizará, en esta investigación se propone utilizar una placa de acero con anclas en la cadena de cerramiento del muro para su fijación.

Ya que en ambos casos se genera una reacción $R_y = 683.76 \text{ kg}$ y se cuenta con una trabe de cerramiento con un ancho de 20 cm., con un $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$. Se inicia revisando en primer lugar las dimensiones de la placa de base, determinando el área requerida de acuerdo al esfuerzo permisible en la base determinado de la siguiente manera:

ESFUERZO PERMISIBLE EN LA BASE	
$F_p = 0.375 \cdot f'_c$	75 kg/cm ²
AREA DE PLACA	
$A = R_y / F_p$	9.12 cm ²

Y se sabe que el área de contacto de la cuerda inferior de la armadura con la trabe es 3.81 cm x 20 cm = 76.20 cm². Se puede observar que el área de contacto es mucho mayor que el área requerida; esto indica que el esfuerzo en la base es muy pequeño y se puede pensar en una placa de dimensiones que permitan la colocación de las anclas, en este caso se propondrá una placa con sección de 30 x 15 cm.

Se determina el esfuerzo en la base $f_p = R_y / A_{BASE} = 1.52 \text{ kg/cm}^2$ y éste no debe ser mayor que $0.25f_c$, por lo tanto cumple con las dimensiones propuestas. Ahora se define el espesor de la placa con la formula siguiente:

$$g = \sqrt{\frac{3 \times f_p \times m^2}{0.66 \times f_y}}$$

Sabiendo que m es el espacio disponible en la placa para colocar las anclas y se determina restando la longitud de la placa menos el espesor de la estructura que se apoyará en ella; aplicando entonces $m = (30\text{cm} - 3.81)/2 = 13.10 \text{ cm}$, obteniendo como resultado que $g = 0.68 \text{ cm}$, por lo tanto el espesor de la placa será de 5/16" (0.80 cm).

Para calcular el área de las anclas, se debe determinar primeramente el valor V para carga permanente con la fórmula $V = 0.025P$, y $V = 0.10P$ para carga accidental (sismo). La suma de estos dos valores de V da como resultado un valor V_s que es la carga de corte total que las anclas deben resistir. Para $V_{PERM} = 17.09 \text{ kg}$ y para $V_{ACC} = 68.38 \text{ kg}$, determinando así una carga $V_s = 85.47 \text{ kg}$. Por otra parte, para determinar el área de las anclas es necesario determinar primeramente el esfuerzo del acero a cortante $F_v = 0.40f_y$ y este es igual a 1012 kg/cm^2 . El área requerida de las anclas se determina de la siguiente manera:

$$A_{ANCLAS} = V / 1.33F_v = 0.06 \text{ cm}^2$$

Como el área requerida es demasiado pequeña, se proponen unas anclas de 3/8" ya que es la medida más chica de varilla con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y cuenta con un área de 1.42 cm^2 .

La forma en que serán colocadas las anclas es de la siguiente forma:

$$\text{Longitud del ancla: } L_a = \frac{\phi f_y}{4\mu}$$

$$\text{Donde } \mu = \frac{6.4 \times f'c^2}{2\phi} = 45.25 \text{ kg/cm}^2$$

Si $\mu > 17 \text{ kg/cm}^2$, se revisa con el valor de 17 kg/cm^2 , en el caso contrario se revisa con el resultado obtenido de μ . Ahora bien sustituyendo μ en la fórmula se obtiene una longitud $L_a = 35.35 \text{ cm} \cong 40 \text{ cm}$., con un diámetro $\phi = 3/8"$ y se deberá perforar las placas con un diámetro de $1/2"$.

Lo que resta únicamente para terminar con el cálculo de la armadura de cubierta oriente es diseñar la soldadura a utilizar. Para estandarizar la soldadura se diseña de acuerdo al elemento 20 que es el más desfavorable y tiene una fuerza $T = 5336.65 \text{ kg}$ y una longitud de 141 cm . Se usará un ancho de filete de $1/4"$ con un valor $C = 560 \text{ kg/cm}$.

La longitud de la soldadura se determina dividiendo valor de T / C y se obtiene como resultado una longitud de $9.53 \text{ cm} \cong \underline{10 \text{ cm}}$. Por otra parte, la longitud disponible para alojar la soldadura es igual al perímetro del tubo de acero, esto quiere decir que $P = \pi \times 1 \frac{1}{2}" = 11.97 \text{ cm}$ y es mayor que 10 cm que son los requeridos; por lo tanto se acepta la soldadura propuesta.

Así pues, se tiene que en resumen para la construcción de la cubierta oriente, la armadura debe estar compuesta en todas sus secciones por tubo de acero Ced. 40 de 1 ½" fijada con soldadura de filete a lo largo de todo su perímetro, y contará con una separación entre armaduras de 5.50 m c.a.c., con largueros a base de perfil CPL2 de 5" Cal. 16, con especificaciones de Peso= 2.91 kg/m, $S_x = 14.56 \text{ cm}^3$ y un $S_y = 3.39 \text{ cm}^3$. Además se colocará lamina galvanizada tipo O – 30 Cal. 26 fijadas con tornillos punta de broca de ¼ x 1 ½" para una mayor sujeción. Las armaduras serán colocadas sobre placas de acero de 15 x 30 cm con un espesor de 5/16" y sujetas a las trabes de cerramiento de los muros de 40 cm de longitud con 3/8" de diámetro. Con esto queda concluido el diseño de la cubierta oriente de esta investigación.

Una vez que se ha diseñado la cubierta mas desfavorable debido a su largo claro, se continua diseñando la cubierta poniente. Esta cubierta será un poco más fácil ya que se conoce y se pueden estandarizar los materiales a utilizar para ahorrar tiempo y dinero. Debido a que el procedimiento es el mismo que la cubierta anterior, únicamente se muestran formulas y resultados de la cubierta poniente.

DISEÑO POR VIENTO - CUBIERTA PONIENTE

Ubicación: Uruapan, Mich. Zona : Urbana Tipo de terreno : Plano, Tipo B Ver dimensiones en anexos.	Datos Cubierta Poniente B prom = 18.44 mts H = 5.00 mts D = 3.95 mts
---	---

Respecto a la velocidad de diseño y el empuje estático de la cubierta poniente se utiliza el mismo que la cubierta oriente pues los valores respecto a la zona y el tipo de terreno no cambian, por lo tanto tenemos una velocidad $V= 80$ km/hr y una presión $P= 1.920$ C. Por otra parte los coeficientes de empuje quedan de la siguiente forma:

Relación D/B Cubierta Poniente = 0.2142

LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	
C1= 0.75	C6= 1.10	C11= -0.68
C2= -0.64	C7= 0.75	C12= -1.75
C3= -0.91	C8= -1.75	C13= -1.00
C4= -0.55	C9= -1.00	C14= -0.40
C5= -0.68	C10= -0.40	

El valor de $C_e= \pm 2.00$, resultado igual que la cubierta oriente, por lo tanto los valores determinados para C y P son los siguientes:

LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	
C1= 2.75	C6= 3.10	C11= -2.68
C2= -2.64	C7= 2.75	C12= -3.75
C3= -2.91	C8= -3.75	C13= -3.00
C4= -2.55	C9= -3.00	C14= -2.40

$$C5 = -2.68$$

$$C10 = -2.40$$

Presiones cubierta Poniente

$$P 1 = 5.280 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 6 = 5.952 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 12 = -7.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 2 = -5.069 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 7 = 5.280 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 13 = -5.760 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 3 = -5.587 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 8 = -7.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 14 = -4.608 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 4 = -4.896 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 9 = -5.760 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 5 = -5.146 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 10 = -4.608 \text{ kg/cm}^2$$

$$P 11 = -5.146 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación se determina el análisis de la cubierta poniente de la misma forma y términos que la cubierta oriente por lo tanto se sintetizan los resultados para una fácil revisión de los datos.

Se determinó anteriormente que el peso total $P_T = 5.43 \text{ kg/m}^2$ y una carga por larguero de 9.774 kg/m . Además se considera una carga de montaje $P_m = 100 \text{ kgs}$ y una inclinación de largueros idéntica a la cubierta oriente obteniendo como resultado los siguientes:

$$\text{LARGUERO A} \quad \alpha = 26^\circ$$

$$\text{LARGUERO B} \quad \alpha = 23^\circ$$

$$W_x = 4.28 \text{ kg/m}$$

$$W_x = 3.82 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 8.78 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.00 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 43.84 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 39.07 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 89.88 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 92.05 \text{ kg/m}$$

LARGUERO C $\alpha = 20^\circ$

LARGUERO D $\alpha = 17^\circ$

$$W_x = 3.34 \text{ kg/m}$$

$$W_x = 2.86 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.18 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.35 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 34.20 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 29.24 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 93.97 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 95.63 \text{ kg/m}$$

LARGUERO E $\alpha = 14^\circ$

LARGUERO F $\alpha = 11^\circ$

$$W_x = 2.36 \text{ kg/m}$$

$$W_x = 1.86 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.48 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.59 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 24.19 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 19.08 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 97.03 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 98.16 \text{ kg/m}$$

LARGUERO G $\alpha = 8^\circ$

LARGUERO H $\alpha = 5^\circ$

$$W_x = 1.36 \text{ kg/m}$$

$$W_x = 0.85 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.68 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.74 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 13.92 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 8.72 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 99.03 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 99.62 \text{ kg/m}$$

LARGUERO I $\alpha = 2^\circ$

$$W_x = 0.34 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 9.77 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = 3.49 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = 99.94 \text{ kg/m}$$

Una vez más se determinan los momentos flexionantes que se generan en el larguero de acuerdo con la carga permanente que actúa sobre él.

LARGUERO A

LARGUERO B

$$M_x = 174.33 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_x = 178.58 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 4.82 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 4.30 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO C

LARGUERO D

$$M_x = 182.27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_x = 185.52 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 3.76 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 3.22 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO E

LARGUERO F

$$M_x = 188.21 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_x = 190.40 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 2.66 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 2.09 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO G

LARGUERO H

$$M_x = 192.11 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_x = 193.26 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 1.53 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0.96 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

LARGUERO I

$$M_x = 193.88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0.38 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Ahora se determinan los esfuerzos generados que no excedan los esfuerzos permisibles de los largueros, como en la cubierta anterior se utilizan CPL2 de 5" Cal. 16, se propone el uso del mismo para estandarizar materiales obteniendo los siguientes resultados:

PARA LARGUERO A

$$f_{bx} = 1197.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{284.37 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,481.69 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO B

$$f_{bx} = 1226.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{253.69 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,480.20 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO C

$$f_{bx} = 1251.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{221.83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,473.68 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO D

$$f_{bx} = 1274.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{189.97 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,464.15 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO E

$$f_{bx} = 1292.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{156.93 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,449.58 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO F

$$f_{bx} = 1307.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{123.30 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,431.00 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO G

$$f_{bx} = 1319.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{90.27 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,409.70 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO H

$$f_{bx} = 1327.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{56.64 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,383.97 < F_b - \text{CORRECTO}$$

PARA LARGUERO I

$$f_{bx} = 1331.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \underline{22.42 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1,354.01 < F_b - \text{CORRECTO}$$

Ya que se ha comprobado que los largueros no sobrepasan el esfuerzo permisible, se continúa revisando ahora por viento con un coeficiente promedio y el más desfavorable con un valor de C= - 1.736. Y al agregar el coeficiente de empuje exterior (- 2.00), resulta un coeficiente total de C= -3.736.

Sustituyendo valores resulta:

$$P = 1.920 C = - 7.17 \text{ kg/cm}^2 \text{ SUCCIÓN}$$

Se analiza ahora la carga aplicada en el larguero y el momento generado por ésta a causa del viento:

$$\text{Carga x ml de larguero (Wv)} = -12.911 \text{ kg/m}$$

$$M \text{ viento} = (Wv * L^2) / 8 = -58.100 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Ahora bien:

$$M_x = M_v + M_{x_{MAX}} = 135.780 \text{ kg} \cdot \text{m} = 13578 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad \text{En larguero I}$$

$$M_y = M_{y_{MAX}} = 4.820 \text{ kg} \cdot \text{m} = 482 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad \text{En larguero A}$$

Se aplica la fórmula de INTERACCION tomando en cuenta que, cuando se revisa con carga permanente mas carga accidental, las especificaciones permiten incrementar los esfuerzos permisibles en un 33%.

$$f_{bx} = M_x / S_x = 13,780 / 14.56 = 932.555 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 2 * M_y / S_y = (2 * 482) / 3.39 = \underline{284.366 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1216.921 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 F_b = 3072.30 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se acepta la propuesta para los largueros y se utilizará canal perfil CPL2 de 5" Cal. 16, con especificaciones de Peso= 2.91 kg/m, $S_x = 14.56 \text{ cm}^3$ y un $S_y = 3.39 \text{ cm}^3$.

Ahora se diseña la cubierta poniente, que cuenta con una longitud de 18.44 m de claro y una separación idéntica a las armaduras oriente de 5.50 m. Como se conoce el tipo de material a utilizar que será el mismo que la cubierta oriente, se analiza con el peso real de la armadura y después se revisan los elementos más desfavorables dentro de ella obteniendo los siguientes resultados:

$$\text{Peso de cubierta (lámina + largueros + carga viva)} = 5.43 \text{ kg/m}^2$$

$$s = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 5.50 \text{ m}$$

$$L_{\text{PONIENTE}} = 18.44 \text{ m}$$

Cubierta Poniente

$$W_{\text{REAL}} = 396.96 \text{ kg}$$

$$W_a = 3.914 \text{ kg/m}^2$$

$$W_t = 9.344 \text{ kg/m}^2$$

Determinación de la carga P:

No. De cargas: 19, por lo tanto

$$P = 49.877 \text{ kg}$$

$$P/2 = 24.939 \text{ kg}$$

Revisión de elementos a tensión y a compresión en cubierta poniente.

BARRAS A TENSION

$$k = 1$$

Cuerda inferior – Elemento 7

$$\text{Long.} = 137 \text{ cm}$$

Más desfavorable

$$T = 1605.83 \text{ kg}$$

Usando acero tubular Ced 40

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 0.66 * f_y = 2112 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \underline{0.760 \text{ cm}^2}$$

Se propone acero tubular Ced 40 de 1 1/2"

$$\text{Area} = 5.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 4.00 \text{ kg/m}$$

$$r_x = r_y = 1.60 \text{ cm}^3$$

Revisión de relación de esbeltez

$$kL/r = 85.63 < 250 \quad \text{Se acepta}$$

BARRAS A COMPRESION

$$k = 1$$

Cuerda superior – Elemento 32 Long. = 136 cm Más desfavorable

$$C = 1635.52 \text{ kg}$$

Usando acero tubular Ced 40

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2 \quad F_t = 0.66 \cdot f_y = 2112 \text{ kg/cm}^2 \quad A = \underline{0.774 \text{ cm}^2}$$

Se propone acero tubular Ced 40 de 1 1/2"

$$\text{Área} = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 4.00 \text{ kg/m}$$

$$r_x = r_y = 1.60 \text{ cm}$$

Revisión de relación de esbeltez

$$kL/r = 85.00 < 200 \quad \text{Se acepta}$$

$$(kL/r)_c = 112.08 > 85 \quad \text{Caso 2}$$

$$F_a = \frac{12}{23} \times \left[1 - \frac{\left(\left(\frac{kL}{r} \right)^2 \right)}{\left(\frac{2kL}{r} \right)_c^2} \right] \times f_y$$

$$F_a = 1189.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{ADMISIBLE} = A * Fa = 6185.09 \text{ kg} > \mathbf{1635.52} \quad \mathbf{Se\ acepta}$$

Las reacciones generadas en los apoyos resultan los siguientes:

Reacciones:

Nodo	Fuerza en X	Fuerza en Y
CUBIERTA PONIENTE		
1	0.000	447.350
19	0.000	448.520

Por lo tanto se determina que para la armadura de la cubierta poniente se usarán tubo de acero Ced. 40 de 1 ½", de la misma forma que la cubierta oriente, con largueros CPL2 de 5" Cal 16 y lámina galvanizada O – 30 Cal. 26.

Ahora se requiere diseñar las dimensiones de la placa de base y de las anclas del mismo modo que la cubierta oriente con una reacción $R_y = 448.52 \text{ kg}$ y una trabe de cerramiento con un ancho de 20 cm de espesor con un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene que:

$$\text{Esfuerzo permisible en la base: } F_p = 0.375 * f'c = 75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Área de placa } A = R_y / F_p = 5.98 \text{ cm}^2$$

El área de contacto de la cuerda inferior de la armadura con la trabe es:

$$3.81 \times 20 \text{ cm} = 76.20 \text{ cm}^2 > 5.98 \text{ cm}^2$$

En este caso se propondrá una placa con sección de 30 x 15 cm.

$$\text{Ancho} = 15 \text{ cm} \quad \text{Long} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo en la base:} \quad f_p = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p = 1.00 \text{ kg/cm}^2 < 0.25f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!!}$$

$$m = 13.10 \text{ cm}$$

Espesor de la placa:

$$g = 0.56 \text{ cm}$$

$$g = \underline{1/4" (0.60 \text{ cm})} \quad \text{SE ACEPTA}$$

Ahora se determina la longitud y el diámetro de las anclas que se utilizarán para sujeción de la placa. Como ya se ha mencionado antes el procedimiento, únicamente se muestran los resultados obtenidos.

$$V = 0.025 * P = 11.21 \text{ kg} \quad \text{Carga Permanente}$$

$$V = 0.10 * P = 44.85 \text{ kg} \quad \text{Carga Accidental, Sismo}$$

Carga permanente + Accidental = 56.06 kg

$$F_v = 0.40 * f_y = \underline{1012 \text{ kg/cm}^2} \quad A_{\text{ANCLAS}} = V / 1.33 * F_v = \underline{0.04 \text{ cm}^2}$$

Como el área requerida es demasiado pequeña, se proponen unas anclas de 3/8" ya que es la medida más chica de varilla con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y cuenta con un área de 1.42 cm^2 .

La longitud que se requiere para las anclas se obtiene de la forma siguiente:

Longitud del ancla: $La = \phi fy/4\mu = \underline{35.35 \text{ cm}} \approx 40 \text{ cm}$

$$\phi = 0.95$$

Donde $\mu = 6.4(f'c^{0.5})/2\phi = 45.25 \text{ kg/cm}^2$

$$45.25 \text{ kg/cm}^2 > 17 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto $\mu = 17 \text{ kg/cm}^2$

Entonces se tiene que: $La = 40 \text{ cm}$ $\phi = 3/8''$ $\phi \text{ agujero} = 1/2''$

Para finalizar se determina el diseño de la soldadura, y para estandarizar se diseña de acuerdo al elemento 32 que es el más desfavorable pues tiene una fuerza de: 1635.52 kg y una longitud de 136 cm.

$$T = 1635.52 \text{ kg}$$

Usando un ancho de filete de 1/4" con un valor de $C = 560 \text{ kg/cm}$

Long de soldadura = $T / C = 2.92 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$

Longitud disponible para alojar soldadura = Perímetro de tubo

$$P = \pi * 1 \frac{1}{2}'' = 11.97 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \quad \underline{\text{Se acepta}}$$

Una vez que se ha analizado toda la cubierta oriente y poniente y sabiendo las soluciones para ambas cubiertas, se requiere finalmente analizar la trabe que se colocará de norte a sur para librar el claro de la bodega y se aproveche más la superficie de ésta.

Diseño de trabe.

La trabe se empleará para soportar las cargas de ambas cubiertas tal y como se muestra en la imagen siguiente:

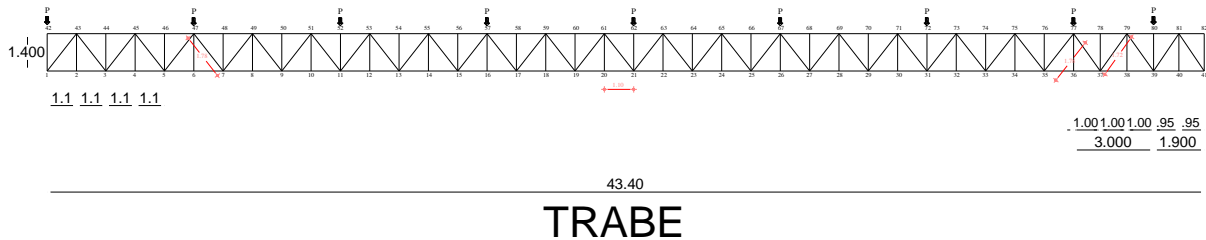


Imagen 4.7.- Dimensiones de la trabe armada y especificaciones básicas. (Fuente propia).

Primeramente se determino un peso supuesto de la armadura para diseñar los elementos más desfavorables, pero como el peso real de la armadura resulta mucho mayor que el peso supuesto se rediseña con el peso real que es equivalente a 1255.217 kg., obteniendo los siguientes resultados de la carga aplicada:

$$W_t = \text{peso propio de trabe} = 28.922 \text{ kg/m}$$

Determinación de la carga P:

No. De cargas: 18

Peso Propio de Trabe:

$$P = \underline{69.734 \text{ kg}} \quad (\text{Mas reacciones de las armaduras})$$

Cargas de Trabe: Reacciones de armaduras + Peso Propio de Trabe:

$$P_T = P_1 = 753.49 \text{ kg} \quad P_2 = 518.25 \text{ kg}$$

Al aplicar las cargas en la trabe y analizando en el programa SAP para facilitar el análisis de la estructura, se obtienen los resultados de deformación máxima y las fuerzas generadas en los elementos internos de ésta. Se revisa primeramente las barras a tensión y posteriormente las que se encuentran en compresión. Así se comprueba que los materiales a utilizar son los adecuados para soportar dichas cargas.

BARRAS A TENSION

$$k = 1$$

Cuerda inferior – Elemento 20 Long = 110 cm Más desfavorable

$$T/2 \text{ barras} = 14377.80 \text{ kg}$$

Con doble ángulo

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2 \quad F_t = 0.66 \cdot f_y = 2112 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{REQ.} = T/F_t = 6.808 \text{ cm}^2$$

Se propone DOBLE ANGULO en T de 2 1/2 x 5/16"

$$\text{Area} = 18.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 7.44 \text{ kg/m}$$

$$r_x = 1.93 \text{ cm}^3 \quad r_y = 2.92 \text{ cm}^3$$

Revisión de relación de esbeltez

$$kL/r_x = 56.99 < \mathbf{250} \quad \text{Se acepta}$$

$$kL/r_y = 37.67 < \mathbf{250} \quad \text{Se acepta}$$

Diagonal – Elemento 127 Long = 178 cm Más desfavorable

$$T = 2948.05 \text{ kg}$$

Con ángulo APS

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2 \quad F_t = 0.66 \cdot f_y = 2112 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{REQ} = T/F_t = 1.396 \text{ cm}^2$$

Se propone APS de 2" x 1/4"

$$\text{Area} = 6.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 4.75 \text{ kg/m}$$

$$r_x = 1.55 \text{ cm}^3 \quad r_y = 1.55 \text{ cm}^3$$

Revisión de relación de esbeltez

$$kL/r_x = 114.84 < \mathbf{250} \quad \text{Se acepta}$$

$$kL/r_y = 114.84 < \mathbf{250} \quad \text{Se acepta}$$

BARRAS A COMPRESION $k = 1$

Cuerda superior – Elemento 32 Long = 136 cm Más desfavorable

$$C/2 \text{ barras} = 14558.45 \text{ kg}$$

Para poder analizar las barras a compresión, se debe determinar en primer lugar la relación b/t y esta no debe ser mayor que $\frac{2000}{\sqrt{f_y}}$

$$\text{Relación } b/t = (63.5/9.5) = \underline{6.68} < \mathbf{35.36} \quad \text{Se tiene} \quad \mathbf{Caso 1}$$

$$\text{Esfuerzo permisible } F_b = 0.6 \cdot f_y = 1920 \text{ kg/cm}^2.$$

Usando DOBLE ANGULO para estandarizar materiales igual que la cuerda inferior:

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2 \quad F_t = 0.66 \cdot f_y = 2112 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = T/F_t = 6.893 \text{ cm}^2$$

Se propone DOBLE ANGULO en T de 2 1/2 x 5/16"

$$\text{Area} = 18.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 7.44 \text{ kg/m}$$

$$r_x = 1.93 \text{ cm}^3 \quad r_y = 2.92 \text{ cm}^3$$

Revisión de relación de esbeltez

$$kL/r_x = \mathbf{70.47} < \mathbf{200} \quad \text{Se acepta}$$

$$kL/r_y = 46.58 < \mathbf{200} \quad \text{Se acepta}$$

$$kL/r_c = 6340/(f_y^{1/2}) = 112.08 > \mathbf{70.47} \quad \text{Se tiene} \quad \mathbf{Caso 2}$$

$$F_a = \frac{12}{23} \times \left[1 - \frac{\left(\left(\frac{kL}{r} \right)^2 \right)}{\left(\frac{2kL}{r} \right)_c^2} \right] \times f_y$$

$$F_a = 1339.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{\text{ADMISIBLE}} = A \cdot F_a = 25398.06 \text{ kg} > \mathbf{14558.45} \quad \text{Se acepta}$$

Diagonal en compresión – Elemento 122 Long = 178 cm

De la misma forma que el elemento anterior a compresión, la relación b/t no debe ser mayor que $2000 / \sqrt{f_y}$

$$\text{Relación } b/t = (50.8/6.3) = \underline{8.06} < \mathbf{35.36} \quad \text{Se tiene} \quad \text{Caso 1}$$

$$C = 4130.64 \text{ kg}$$

Usando ángulo APS

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2 \quad F_t = 0.66 \cdot f_y = 2112 \text{ kg/cm}^2 \quad A = \underline{1.956 \text{ cm}^2}$$

Se propone APS de 2" x 1/4"

$$\text{Área} = 6.06 \text{ cm}^2 \quad E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso} = 4.75 \text{ kg/m}$$

$$r_x = 1.55 \text{ cm}^3 \quad r_y = 1.55 \text{ cm}^3$$

Revisión de relación de esbeltez

$$kL/r_x = 114.84 < \mathbf{200} \quad \text{Se acepta}$$

$$kL/r_y = 114.84 < 200 \quad \text{Se acepta}$$

$$kL/r_c = 112.08 < 114.84 \quad \text{Caso 1}$$

Como en esta situación la relación de esbeltez crítico es menor que la relación de esbeltez, se requiere usar una formula diferente para determinar la fuerza admisible como se muestra a continuación:

$$F_a = \frac{12\pi^2 \times \varepsilon}{23 \times kL/r^2}$$

$$F_a = 819.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{\text{ADMISIBLE}} = A \cdot F_a = 4968.90 \text{ kg} > 4130.64 \quad \text{Se acepta}$$

Se revisa la deformación máxima que sufre la estructura y se compara posteriormente con la deformación permisible de acuerdo al reglamento de construcción.

$$\text{Deformación permisible} = \text{Long}/240 = 43.40 / 240 = 18.08 \text{ cm}$$

$$\text{Deformación máxima} = \underline{14.86 \text{ cm}} < 18.08 \text{ cm} \quad \text{Se acepta}$$

Por lo tanto se acepta como resultado final para el armado de la trabe de acero, ANGULO 2" x 1/4" para diagonales y montantes; mientras que para las Cuerdas Superior e Inferior es recomendable utilizar Doble ángulo en T de 2 1/2" x 5/16". Ahora solo se requiere diseñar las placas de base y la longitud de las anclas para soportar esta estructura, y se revisan en base a las siguientes reacciones:

Reacciones:

Nodo	Fuerza en X	Fuerza en Y
CUBIERTA ORIENTE		
1	0.000	683.760
23	0.000	683.760
CUBIERTA PONIENTE		
1	0.000	447.350
19	0.000	448.520
TRABE		
1	0.000	5716.970
41	0.000	5728.690

Se diseña primero las dimensiones de la placa base con una reacción $R_y = 5728.69$ kg y con una trabe de cerramiento de 20 cm de ancho y un $f'_c = 200$ kg/cm². Como el diseño de la placa base, las anclas y la soldadura requieren el mismo procedimiento que las cubiertas, únicamente se mostrarán los resultados.

ESFUERZO PERMISIBLE EN LA BASE

$$F_p = 0.375 \cdot f'_c = 75 \text{ kg/cm}^2$$

AREA DE PLACA

$$A = R_y / F_p = 76.38 \text{ cm}^2$$

El área de contacto de la cuerda inferior de la armadura con la trabe es:

$$50 \times 20 \text{ cm} = 1000.00 \text{ cm}^2 > 76.38 \text{ cm}^2$$

En este caso se propondrá una placa con sección de 70 x 15 cm.

Ancho = 15 cm Long = 70 cm

ESFUERZO EN LA BASE

$$f_p = 5.46 \text{ kg/cm}^2 < 0,25f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Espesor de la placa con $m = 10 \text{ cm}$

$$g = 0.99 \text{ cm} \quad g = \underline{3/8" (1.00 \text{ cm})} \quad \text{SE ACEPTA}$$

Se diseña la longitud de las anclas del mismo modo que la cubierta oriente y poniente, primeramente determinando un esfuerzo cortante por carga permanente y otra por carga accidental:

$$V = 0.025 * P = 143.22 \text{ kg} \quad \text{Carga Permanente}$$

$$V = 0,10 * P = 572.87 \text{ kg} \quad \text{Carga Accidental, Sismo}$$

Carga permanente + Accidental = 716.09 kg

$$F_v = 0.40 * f_y = \underline{1012 \text{ kg/cm}^2} \quad A_{\text{ANCLAS}} = V / 1.33 * F_v = \underline{0.53 \text{ cm}^2}$$

Como el área requerida es demasiado pequeña, se proponen unas anclas de 3/8" ya que es la medida más chica de varilla con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y cuenta con un área de $1,42 \text{ cm}^2$.

La longitud que se requiere para las anclas se obtiene de la forma siguiente:

$$\text{Longitud del ancla:} \quad L_a = \phi f_y / 4\mu = \underline{35.35 \text{ cm}} \approx 40 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.95$$

Donde $\mu = 6.4(f'c^{0.5})/2\phi = 45.25 \text{ kg/cm}^2$

$$45.25 \text{ kg/cm}^2 > 17 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto $\mu = 17 \text{ kg/cm}^2$

Entonces se tiene que: $L_a = 40 \text{ cm}$ $\phi = 3/8"$ $\phi \text{ agujero} = 1/2"$

Para finalizar se determina el diseño de la soldadura, y para estandarizar se diseña de acuerdo al elemento 122 (diagonal) que es el más desfavorable pues tiene una fuerza de: 4130.64 kg y una longitud de 178 cm. También se diseña la soldadura de la cuerda superior pues debido a que es la de mayor longitud y la más desfavorable se debe analizar su unión, se diseña el elemento 32 y cuenta con una fuerza de 14,558.45 kg y una longitud de 136 cm.

DIAGONAL

$$T = 4130.64 \text{ kg}$$

Usando un ancho de filete de 1/4" con un valor de $C = 560 \text{ kg/cm}$

$$\text{Long de soldadura} = T / C = 7.38 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Longitud disponible para alojar soldadura = Ancho del ángulo

$$L = 17.95 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \quad \text{Se acepta}$$

CUERDA SUPERIOR

$$T = 14,558.45 \text{ kg}$$

Usando un ancho de filete de 1/4" con un valor de $C = 560 \text{ kg/cm}$

Long de soldadura = $T / C = 26.00 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$

Longitud disponible para alojar soldadura = Ancho del doble ángulo

$L = 12.76 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ No se acepta

Por lo tanto se utilizara para casos de unión entre las cuerdas superior e inferior, placas de fijación para mayor conectividad entre los elementos.

Se propone placa de 1/4" de espesor por 20 cm de longitud para sujeción de filete. $L = 52.70 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Se acepta

Así pues queda finalizado que para la trabe que servirá de apoyo a las cubiertas oriente y poniente, será armada con ángulo APS de 2" x 1/4" para las diagonales y montantes, mientras que para las cuerdas superior e inferior se usará doble ángulo en T de 2 1/2" x 5/16", unidas estas últimas con placas de unión de 1/4" de espesor y 20 cm de longitud para mayor longitud disponible de soldadura. Además la trabe será apoyada sobre una placa de 3/8" de espesor con una longitud de 70 cm y un ancho de 15 cm., misma placa que será sujeta por medio de anclas con una longitud de 40 cm y un diámetro de 3/8".

Solo como dato especial se define que para la sujeción de las láminas galvanizadas en las cubiertas, se utilizarán tornillería de punta de broca de 1 1/2" x 1/4" en toda el área de cubierta. Con este último resumen queda concluido el análisis e interpretación de resultados quedando satisfechos con las respuestas obtenidas en esta investigación.

CONCLUSIÓN.

De acuerdo a lo analizado anteriormente, y en base al objetivo general que se planteó al inicio de la investigación que era determinar el tipo de estructura adecuado para cubrir un área de 1922.97 m² en una bodega en el ejido de “La Cofradía” en la ciudad de Uruapan, Mich., se logró obtener como resultado factible, que la mejor opción es colocar armaduras a base de tubo de acero ced. 40 de 1 1/2” de diámetro (observar dimensiones en anexos), para una cubierta con lámina galvanizada cal. 26 y largueros a base de CPL 2 de 5” cal. 16; además llevarán una separación entre armaduras de 5.50 m c.a.c. Todas estas especificaciones se tomarán en cuenta para la cubierta oriente y poniente. Además se analizó una trabe intermedia para la sujeción de ambas armaduras, obteniendo como resultado para las cuerdas superior e inferior, doble ángulo APS en “T” de 2 1/2” x 5/16”; mientras que para las diagonales y montantes se empleará ángulo APS de 2” x 1/4”.

Por otra parte, el objetivo particular número uno decía que se necesitaba conocer el proceso de un análisis estructural para una cubierta, lo cual se pudo apreciar en el capítulo dos que existen diferentes métodos de análisis como es el método de los nodos, o el método de las rigideces que es el más usado en programas de computadora.

La respuesta del objetivo dos, pretendía determinar el material adecuado para una construcción del tipo presentada, por lo tanto, se pudo concluir que el tipo de material necesario para una armadura no debe ser limitado sólo a uno, sino que la elección de los materiales depende del criterio de diseño de cada ingeniero.

Además se logró conocer que para construir armaduras en cubiertas se debe realizar un buen diseño estructural, pues de esto depende tanto la cantidad de material que se va a utilizar para que el peso propio de la armadura sea menor y soporte las solicitaciones aplicadas, así como cuidar no sólo su estética, sino también el costo que esta obra puede llegar a generar.

Respecto al objetivo particular número tres, que era determinar si el programa PAEM es adecuado para un análisis estructural, se logró obtener como resultado que para armaduras sencillas puede ser empleado, o en caso de estar practicando con calidad de estudiante. Por otro lado para realizar un análisis más detallado y extenso, no es muy recomendable el programa, debido a que los procedimientos a utilizar deben repetirse con cada análisis. En este caso se utilizó el programa de computadora SAP para un mayor ahorro de tiempo en el diseño y mayor seguridad respecto al análisis.

Por otra parte, el objetivo particular número cuatro señalaba que se determinara la seguridad adecuada para la cubierta de una bodega, y de acuerdo con los análisis realizados se pudo concluir que se deben considerar varios aspectos que garanticen la seguridad de la estructura, como es la velocidad del viento, la zona en la cual estará la construcción, el tipo de estructura que se empleará, etc., y en base a estos datos realizar el análisis y diseño de la estructura.

Finalmente se puede decir que se cumplieron los objetivos a identificar y que los resultados arrojados del análisis son de gran importancia no solo para la construcción de dicha cubierta, sino para estudios posteriores de problema similar.

BIBLIOGRAFÍA.

Bowles, Joseph E. (1993).

Diseño de acero estructural.

Ed. Limusa, México.

Brockenbrough, Roger L. (2008).

Manual del Ingeniero Civil.

Ed. Mc-Graw Hill/ Interamericana S.A. de C.V. México.

De Buen López de Heredia, Oscar (1990).

Estructuras de acero, comportamiento y diseño.

Ed. Limusa, México.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols (2004),

Metodología de la investigación.

Ed. McGRAW-HILL. México.

Hibbeler, Russell C. (1997).

Análisis Estructural.

Ed. Prentice Hall, Hispanoamericana S.A. México.

Mendieta Alatorre, Ángeles. (2005)

Metodología de la investigación.

Ed. Porrúa. México.

Merrit, Frederick S. (2008).

Manual del Ingeniero Civil.

Ed. Mc-Graw Hill/ Interamericana S.A. de C.V. México.

Roberts, James E. y Mellon, Steven L. (2008).

Manual del Ingeniero Civil.

Ed. Mc-Graw Hill/ Interamericana S.A. de C.V. México.

Tavera M., Fernando, Moreno G., Jorge (1987),

Manual de diseño.

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Wolford, Din S. (2008).

Manual del Ingeniero Civil.

Ed. Mc-Graw Hill/ Interamericana S.A. de C.V. México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN.

Datos característicos de la Ciudad de Uruapan Michoacán.

Recuperado el 24/oct./2011 de:

www.uruapan.gob.mx

Localización de la ciudad de Uruapan Michoacán.

Recuperado el 24/oct./2011 de:

www.uruapan.gob.mx

