



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO EN ACERO DE LA SUPERESTRUCTURA
DEL CENTRO DE CONVENCIONES DE LA CIUDAD
DE URUAPAN, MICHOACÁN.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Joram Nicolás De La Cruz Calderón.

Asesor: I.C. Sandra Natalia Parra Macías.

Uruapan, Michoacán, a 13 de Septiembre del 2018



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.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
Antecedentes.....	1
Planteamiento del problema.....	2
Objetivo general.....	2
Objetivos particulares.....	3
Pregunta de investigación.....	3
Justificación.....	3
Marco de referencia.....	4
CAPÍTULO 1.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	6
1.1. Definición.....	6
1.2. Tipos de estructuras.....	7
1.3. Fuerzas externas en miembros estructurales.....	8
1.4. Fuerzas internas en miembros estructurales.....	9
1.5. Grado de indeterminación o hiperestaticidad de una estructura.....	13
1.6. Estructuras isostáticas.....	14
1.7. Cálculo de las deformaciones.....	21
1.8. Estructuras hiperestáticas.....	24
CAPÍTULO 2.- DISEÑO ESTRUCTURAL.....	31

2.1. Definición de estructura.	31
2.2. Tipos de estructuras.	31
2.3. Diseño estructural.	34
2.4. Acciones de diseño.	36
2.5. Diseño sismo resistente.	45
2.6. Acero estructural.	50
2.7. Diseño de esfuerzos permisible del Reglamento de construcción del Estado de Michoacán.	61
CAPÍTULO 3.- MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN.....	69
3.1. Generalidades.	69
3.2. Resumen ejecutivo.	71
3.3. Entorno geográfico.....	73
CAPÍTULO 4.- METODOLOGÍA.....	87
4.1. Método empleado.	87
4.2. Enfoque de la investigación.	88
4.3. Diseño de la investigación.	90
4.4. Instrumentos de recopilación de datos.	90
4.5. Descripción del proceso de investigación.	91
CAPÍTULO 5.- ANÁLISIS, DISEÑO E INTERPRETACIÓN DE DATOS.....	92
5.1. Proyecto arquitectónico.....	92

5.2. Estructuración de los edificios norte y sur.	96
5.3. Análisis de cargas.	98
5.4. Diseño de la losacero.	106
5.5. Análisis estructural.	112
5.6. Diseño de los miembros estructurales.	122
5.7. Diseño de conexiones para las trabes principales.	146
5.8. Diseño de conexiones para las trabes secundarias.	159
5.9. Diseño de las placas bases.	164
5.10. Resumen del diseño estructural.	175
CONCLUSIONES	177
BIBLOGRAFÍA.	181
OTRAS FUENTES	184
ANEXOS	185

INTRODUCCIÓN.

Antecedentes.

A lo largo de la historia de la humanidad, se han realizado construcciones de acuerdo con sus necesidades. Fueron en un principio para la protección de animales salvajes y la inclemencia del clima. Se piensa que la evolución de las construcciones se fue a la par con sus inventos y descubrimientos; por ejemplo, antes de descubrir el fuego, el ser humano era nómada, al descubrirlo, se empezaron a formar pequeños grupos de seres humanos, que se convirtieron poco después en sedentarios y se dio a la necesidad de refugios para sus tribus, por lo cual comenzaron a realizar construcciones como chozas y murallas; para la protección contra otras tribus.

Cuando el ser humano descubrió la agricultura, necesitó crear edificaciones para almacenar sus cosechas o procesarlas; y se creó la industria. Al paso del tiempo tuvo la necesidad de economizar, optimizar y garantizar las edificaciones, y dio lugar al descubrimiento de nuevos materiales y métodos para la construcción, que hasta la actualidad no se ha dejado de innovar.

Hoy en día existen dos materiales fundamentales para la construcción; los cuales son el concreto y el acero, en cambio es necesario conocer las ventajas y desventajas de los materiales; dependiendo de lo económico, la capacidad de carga y la facilidad de adquirir el material en la ubicación de la construcción.

Algunos proyectos anteriores, se encuentra el “Diseño Estructural de un Teatro en la ciudad de Uruapan, Michoacán.” de Vargas (2012), que garantizó el

comportamiento de la estructura durante su vida útil, realizando el cálculo estructural. Otros de los proyectos anteriores, fue el “Diseño de una Nave Industrial”, de León (2015), y su objetivo principal fue realizar el cálculo estructural para evitar pérdidas materiales y humanas. Por último, el “Diseño Estructural de un Edificio de tres Niveles para Aulas”, de Joaquín (2012), y su objetivo fue el análisis y diseño de la superestructura, que se diseñó satisfactoriamente.

Planteamiento del problema.

Unas de las incertidumbres que se plantea al ejecutar una edificación, es el valor monetario y la seguridad estructural, que ejerza sobre la vida útil. Mediante el cálculo estructural, se obtiene la certeza de saber cuál será la función y el comportamiento de cada elemento de la estructura, siguiendo un proceso complejo para llegar a una solución razonable, se piensa además que lo económico va de la mano con la seguridad estructural, para dimensionar adecuadamente los elementos de la estructura, y para ello se tiene que estudiar las acciones que se someterá la estructura en el medio donde se ejecute.

Objetivo general.

Realizar el diseño de la superestructura de un Centro de Convenciones para la Ciudad de Uruapan, Michoacán, para cubrir las necesidades del proyecto arquitectónico, y asegurar mediante el cálculo estructural un buen comportamiento de la edificación bajo las condiciones de servicios de la estructura.

Objetivos particulares.

1. Realizar la estructuración de los edificio norte y sur del centro de convenciones.
2. Realizar el análisis de cargas a partir del diseño arquitectónico para los edificios norte y sur del centro de convenciones.
3. Diseñar la losacero de los edificios norte y sur.
4. Realizar el análisis estructural de los edificios norte y sur del centro de convenciones.
5. Diseñar las trabes principales y secundarias de acuerdo con el RCEM para los edificios norte y sur.
6. Diseñar las columnas de acuerdo con el RCEM para los edificios norte y sur.
7. Realizar los planos estructurales para los edificios norte y sur.

Pregunta de investigación.

De lo expuesto anteriormente, se pretende responder a la siguiente pregunta:
¿Cuáles serán las dimensiones de los miembros estructurales para absorber las acciones sometidas del medio donde la superestructura se desplantará durante su vida útil?

Justificación.

En la actualidad se han presentado diferentes actividades en la ciudad de Uruapan, Michoacán, de las que destaca las conferencias y las capacitaciones, como es el caso de la Semana Cultural Labora de Uruapan y se lleva acabo cada año, en la Universidad Don Vasco. En el caso de las conferencias, se recure en auditorios de algunas escuelas, o incluso se ha observado que se realizan en salones de fiestas, no aptos para estos eventos, en conclusión, en la ciudad no se cuenta con instalaciones

para llevar a cabo estas actividades.

La importancia de esta edificación es que albergará a un gran número de personas, por lo que deberá resistir la edificación las acciones más probables que puedan ocasionar un percance, para evitar situaciones como la anterior, es necesario dimensionar los elementos de la estructura para absorber las cargas permanentes y accidentales más probables.

Marco de referencia.

El proyecto se llevará a cabo la ciudad de Uruapan, Michoacán de la República Mexicana, se ubicará en el Noroeste de la ciudad, cuyas coordenadas son en latitud $19^{\circ}26'55.86''N$ y longitud $102^{\circ} 4'42.81''O$, cuya dirección es la carretera Carapan-Uruapan kilómetro 69, en frente de la gasolinera Charanguearan. La Imagen 1, muestra la ubicación del predio en donde se planea la construcción de la edificación.



Imagen 1. Ubicación del predio en la ciudad de Uruapan.

Fuente: Google Earth (2018)

Las principales actividades económicas en la localidad, es el comercio, la exportación del aguacate, el turismo y un porcentaje pequeño de industria; en las que destaca de acuerdo con el artículo web es.wikipedia.org/wiki/Uruapan (2018), la elaboración de plásticos, papel, emparadoras y distintos productos derivados del chocolate. En el sector de servicio, hoteles y restaurante que ejercen esta actividad.

Con referente en el turismo, Uruapan posee el museo de artesanías de la Huatapera, el cual fue el primer hospital en América; el mercado de artesanías ubicado en frente del parque nacional; el Parque Nacional Barranca del Cupatitzio; La casa más angosta del mundo; La Tzaráracua; Paracho y el Volcán Paricutín que se localiza en pocos kilómetros de la ciudad, de acuerdo con el sitio web www.zonaturistica.com (2018).

CAPÍTULO 1

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se define el concepto de análisis estructural, el momento cortante, el momento flexionante, y las deformaciones; así también se abordará los diferentes métodos para obtener las reacciones de las estructuras isostáticas e hiperestáticas, sus cortantes, sus momentos flexionantes, las deformaciones y rotaciones a respuestas de éstas.

1.1. Definición.

Se piensa que el objetivo general del análisis estructural es determinar las fuerzas internas que actúan en una estructura bajo las acciones permanentes y variables; estas acciones pueden ser el peso propio (cargas muertas), las cargas variables (cargas vivas) y carga accidental que perjudique el buen funcionamiento de la estructura; como es el caso de un sismo, o la acción del viento.

Un análisis estructural consiste en “asegurar el comportamiento adecuado y confiable de una estructura” (Beautait; 1977: 2) y el objetivo del ingeniero estructurista es “ser capaz de predecir con exactitud la respuesta de un sistema estructural a perturbaciones probables (fuerzas, desplazamientos, etc.)” (Beautait; 1977: 2); y para lograr estos objetivos se plantea un modelo matemático para obtener las acciones y fuerzas internas en la estructura.

1.2. Tipos de estructuras.

Existen distintos tipos de estructuras, de las cuales destacan los marcos rígidos, las vigas, y las armaduras; estas últimas son las más simples del diseño estructural de acuerdo con González (2011). Para el análisis de un edificio se considera una serie de marcos plano, con el fin de sintetizar el análisis estructural, o un marco en tres dimensiones; en el caso de las vigas continuas, por lo regular se usan para las casas-habitación; y para las naves industriales, se utilizan un sistema de armaduras, las armaduras tienen la ventaja de poder cubrir claros muy grandes.

Las estructuras también se dividen en dos isostáticas e hiperestáticas dependiendo del grado de indeterminación. Las isostáticas “se pueden analizarse utilizando únicamente las ecuaciones de equilibrio de la estática” (González; 2011: 19), y “para analizar estructuras hiperestáticas, es necesario plantear además de las ecuaciones de equilibrio, ecuaciones de compatibilidad de deformaciones entre los miembros de la estructura o entre los miembros y los apoyos” (González; 2011: 19).

1.2.3. Apoyos.

Las estructuras se deben de idealizar con sus respectivos apoyos que soportará las acciones actuantes sobre ella, los diferentes apoyos que con frecuencia se utiliza, es el apoyo simple, el apoyo articulado y el apoyo empotrado (ver figura 1.1).

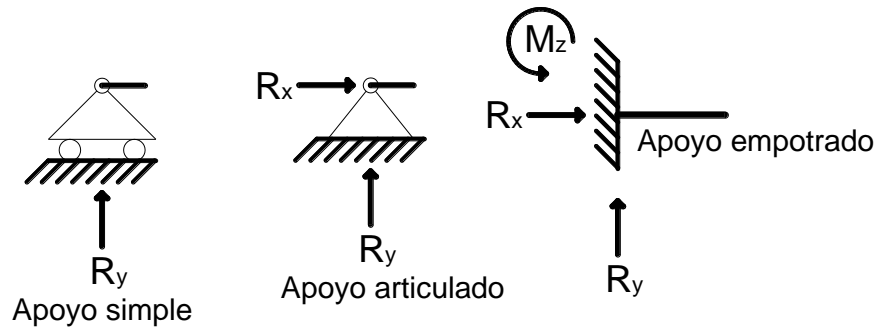


Figura 1.1. Tipos de apoyos básicos.

Fuente: González Cuevas, 2011, 19.

El apoyo simple, tienen una reacción vertical; los apoyos articulados, son aquellos tienen sus reacciones tanto horizontales y como verticales; y los apoyos empotrados, sus reacciones soporta fuerzas laterales, horizontales y giros (conocidos como momentos).

1.3. Fuerzas externas en miembros estructurales.

Las cargas sobre una estructura se pueden nombrar las fuerzas externas que es “la acción que ejerce otros cuerpos sobre el cuerpo rígido en consideración” (Beer y Johnston; 2010: 74), más aún esta definición es de acuerdo con los conceptos de estática aún que a su vez se consideraría como el cuerpo rígido a un miembro de una estructura.

En el análisis estructural “el Ingeniero debe tener mucho cuidado en prever las cargas probables que una estructura tendrá que soportar” (Leet y Uang; 2006: 28). La mayoría de los países, cuentan con Normas que especifican las cargas que actúan para diferentes estructuras, pero existen estructuras que no son usuales y estas se

someten mediante modelaciones experimentales que intentan describir las cargas que actúan sobre ellas, una de estas modelaciones se le conoce como túnel de viento.

1.4. Fuerzas internas en miembros estructurales.

Las fuerzas internas que actúan después de la aplicación de las cargas sobre los elementos estructurales; en su definición de estática “son aquellas que mantienen unidas las partículas que conforman al cuerpo rígido”. (Beer y Johnston; 2010: 75)

Al interactuar una carga sobre un sistema estructural, cada miembro de la estructura reaccionará para soportar la carga ejercida, esta interacción se explica en tercera ley de Newton que dice “siempre que dos cuerpos interactúan, la fuerza ejercida por el segundo sobre el primero (la fuerza de reacción) es igual en magnitud pero en sentido contrario a la dirección de la fuerza ejercida por el primer cuerpo sobre el segundo (fuerza de acción)” (Tippens; 2007: 70); las reacciones ocasionadas por las fuerzas externas o cargas sobre los miembros estructurales, son las fuerzas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes, estas fuerzas se utilizan para el diseño estructural.

1.4.1. Fuerzas axiales.

Considere dos fuerzas externas (compresión o tensión) actuando a lo largo de las barras verticales de acero como muestran las figuras 1.2 y 1.3, la barra ejercerá una fuerza opuesta a la ejercida por la fuerza externa, por lo que “las fuerzas internas que ejercen entre sí las dos partes del elemento son equivalentes a fuerzas axiales” (Beer y Johnston; 2010: 354).

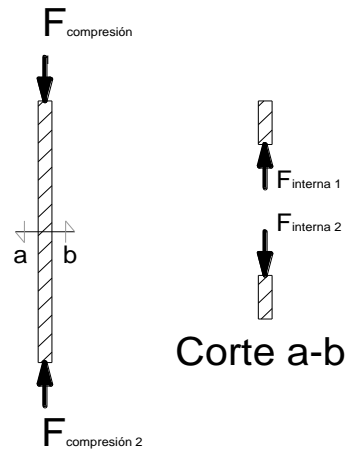


Figura 1.2. Fuerza de compresión actuando sobre una barra de acero.

Fuente: Propia.

Por ejemplo, en la figura 1.2 se le aplicó a la barra dos fuerzas externas a compresión (fuerzas negativas), estas fuerzas están actuando sobre el eje de la barra y al hacerle un corte a-b, se muestra que las fuerzas internas del elemento son de la misma magnitud en sentido opuesto que las fuerzas externas con el fin de resistir la fuerza de compresión que a su vez la longitud de la barra disminuiría.

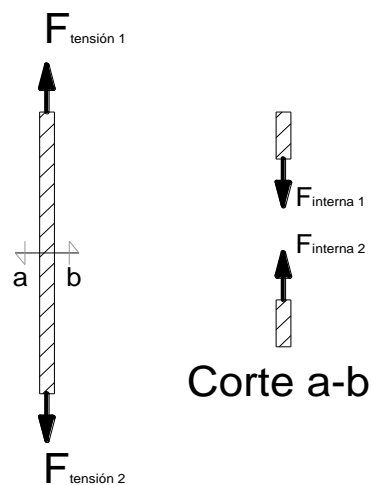


Figura 1.3. Fuerza de tensión actuando sobre una barra de acero.

Fuente: Propia.

Sin embargo, la figura 1.3 las fuerzas externas actúan a tensión (fuerzas positivas) sobre el eje de la barra, por consiguiente, al corte a-b hecho transversalmente se muestra las fuerzas internas que actúan para no separar las partículas de la barra, mientras tanto las fuerzas externas también actúan para alargar a la barra.

1.4.2. Esfuerzos cortantes.

De acuerdo con Beer y Johnston (2010) las fuerzas cortantes a diferencia de las fuerzas axiales son aquellos esfuerzos internos que actúan cuando dos fuerzas están localizadas transversalmente sobre un cuerpo causando un corte. Por ejemplo, considere una carga “P” aplicada en un tornillo empotrado en una pared, tal como se muestra la figura 1.4, si se descompone en un diagrama de fuerzas como se muestra en la figura 1.5, se observa que la pared reacciona con una fuerza “R” igual a la magnitud de la carga aplicada “P” sobre el tornillo actuando como un corte transversal, sin embargo la carga aplicada “P” está sobre el área transversal del tornillo que causa un esfuerzo , este se le denomina “esfuerzo cortante” y se representa con el símbolo τ .

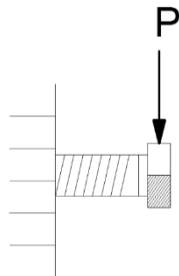


Figura 1.4. Tornillo empotrado en una pared.

Fuente: Propia.

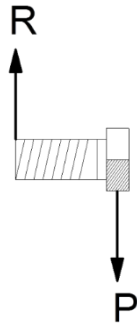


Figura 1.5. Diagrama de fuerzas cortantes.

Fuente: Propia.

1.4.3. Momento flexionante.

El momento flexionante es una fuerza interna, analógicamente como un brazo de palanca, provocada por una fuerza externa perpendicularmente sobre de una barra. “El brazo de palanca de una fuerza es la distancia perpendicular que hay de la línea de acción de la fuerza al eje de rotación” (Tippens; 2007: 95)

Por ejemplo, tornillo de la figura 1.4 con la misma carga “P” actuando en la misma dirección, se observa en la figura 1.6 que la carga está provocando un giro “M” en dirección a las manecillas del reloj, y la pared reacciona con un giro opuesto “-M”, en consecuencia, el tornillo tiende a flexionarse en dirección de la carga “P”, por lo que la fuerza interna generada se le conoce como “momento flexionante” o momento de flector de acuerdo con Beer y Johnston (2010).

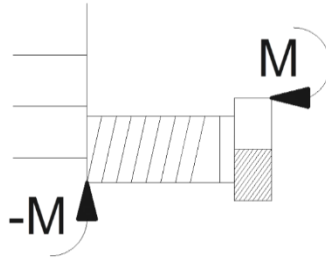


Figura 1.6. Momento flexionante o de flector.

Fuente: Propia

1.5. Grado de indeterminación o hiperestaticidad de una estructura.

El grado de indeterminación o hiperestaticidad determina si una estructura es isostática o hiperestática, las estructuras isostáticas, son aquellas que se pueden analizar mediante métodos estáticos, y de acuerdo con González (2011), su grados de indeterminación es igual a cero; mientras que las hiperestáticas el análisis se toman en cuenta otros factores (como los desplazamientos) para la obtención de sus reacciones y se realiza con métodos más elaborados, por ello las estructuras hiperestáticas su grado de indeterminación son mayores a uno. En cambio, cuando una estructura su grado de indeterminación es menor que cero, la estructura es inestable y, no existe método para analizar.

El grado de hiperestaticidad o indeterminación se obtiene mediante la Ecuación 1.0:

$$GH = I - E \quad \text{Ecuación 1.0.}$$

En donde I son las incógnitas y E es el número de ecuaciones, en caso del cálculo de las incógnitas se realiza de la siguiente manera (ecuación 1.1):

$$I = NB * NEM + NR \quad \text{Ecuación 1.1.}$$

En donde NB es el número de barras, NEM es el número de elementos mecánicos por barra que se obtiene mediante la tabla 1.1, y NR es el número de reacciones. Para la obtención de E , es la ecuación 1.2:

$$E = NN * NEE \quad \text{Ecuación 1.2.}$$

Tipo de estructura	NEM	NEE
Armaduras	1	2
Vigas	2	2
Marco plano	3	3
Marco en tres dimensiones	6	6

Tabla 1.1. Determinación de NEM y NEE

Fuente: Propia

En donde NN es el número de nodos y NEE es el número de ecuaciones disponibles que se muestra en la tabla 1.1.

1.6. Estructuras isostáticas.

Como se ha mencionado anteriormente las estructuras isostáticas son aquellas que se pueden analizar por métodos estáticos “es decir que pueden encontrarse las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas normales y momentos torsionantes, a partir de condiciones de equilibrio solamente” (González; 2011:19).

Como las estructuras isostáticas dependen muchas veces de los apoyos en que se idea para su análisis ya que estos determinan el número de reacciones en que la estructura valla a soportar, por ejemplo si se toma en cuenta los apoyos de la figura 1.1 para idealizar una viga con dos apoyos (figura 1.7), uno articulado y el otro de

apoyo simple y una carga concentrada en medio "P" existirán tres reacciones, uno en "x" dado por el apoyo articulado, y dos en "y", dados por los dos apoyos, por lo tanto si se realiza la ecuación 1.0 se obtendría que será de grado 0.

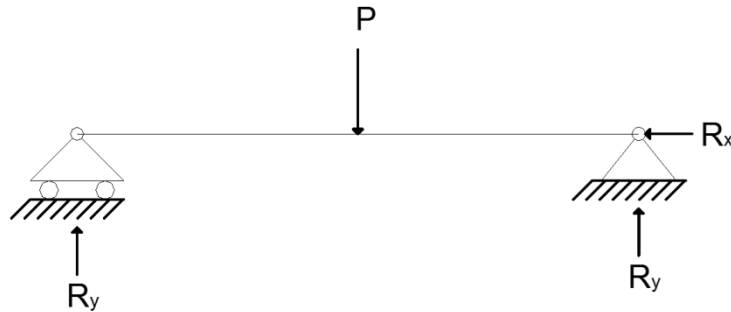


Figura 1.7. Viga sujeta a una carga concentrada con dos apoyos, simple y articulado

Fuente: Propia

Obteniendo el grado de hiperestaticidad:

$$GH = I - E$$

El número de barras es 1, mientras que el número de elementos mecánicos son las fuerzas normales "x" y "y" de la viga, o sea 2, y el número de reacciones son 2, porque el apoyo simple restringe las fuerzas horizontal y vertical, y el de apoyo articulado restringe la fuerza vertical. Resolviendo la ecuación, se obtiene que el número de incógnitas son 4.

$$I = NB * NEM + NR = 1(2) + 2 = 4$$

El número de ecuaciones son 4, ya que existen 2 nodos y el número de ecuaciones disponibles son 2, de los cuales son las ecuaciones para las fuerzas verticales y horizontales.

$$E = NN * NEE = 2(2) = 4$$

Sustituyendo a la ecuación 1.0.

$$GH = 4 - 4 = 0$$

Por lo tanto, se resume a que la viga es una estructura isostática, y se puede realizar el análisis mediante ecuaciones de estática. Se concluye que para saber si una estructura es isostática solamente se tiene que tener en cuenta los tipos de apoyos, el número y la cantidad de barras de la estructura.

1.6.1. Ecuaciones de equilibrio.

En una estructura ya sea isostática o hiperestática para la obtención de sus fuerzas internas esta deberá de estar en equilibrio por lo tanto “un sistema de fuerzas se encuentra en equilibrio estático cuando su resultante es nula” (González; 2011: 21). En cambio, para que el sistema pueda estar en equilibrio deberá de cumplir con las siguientes condiciones de acuerdo con las fuerzas externas y los tipos de apoyos en que se idealice la estructura.

a) Sistema de fuerzas paralelas en un plano:

Son aquellas fuerzas y reacciones que actúan en una dirección vertical y debe de cumplir la condición de la ecuación 1.3 y 1.4, que se interpretan que la suma de las

fuerzas en “y” deberá de dar cero y mientras que la suma de momentos de deberá resultar cero para que el sistema esté en equilibrio.

$$\sum F_y = 0 \quad \text{Ecuación 1.3}$$

$$\sum M_o = 0 \quad \text{Ecuación 1.4}$$

b) Sistema de fuerzas no paralelas en un plano.

Son aquellos sistemas en que las fuerzas están actuando en ambas direcciones como en “x” y en “y”, que crean momentos en dos puntos distintos que a su vez estos tienen que estar en equilibrio tanto las fuerzas y los momentos cuya suma de estas fuerzas tiene que resultar cero (ecuación 1.3, 1.4 y 1.5).

$$\sum F_y = 0 \quad \text{Ecuación 1.3}$$

$$\sum M_o = 0 \quad \text{Ecuación 1.4}$$

$$\sum F_x = 0 \quad \text{Ecuación 1.5}$$

c) Fuerzas en el espacio.

Para un sistema en el espacio las fuerzas se presentan en las tres direcciones “x”, “y” y “z” junto con sus respectivos momentos, por consiguiente, es necesario que se cumpla las siguientes seis ecuaciones 1.3, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8 y 1.9.

$$\sum F_y = 0 \quad \text{Ecuación 1.3}$$

$$\sum F_x = 0 \quad \text{Ecuación 1.5}$$

$$\sum F_z = 0 \quad \text{Ecuación 1.6}$$

$$\sum M_x = 0 \quad \text{Ecuación 1.7}$$

$$\sum M_y = 0 \quad \text{Ecuación 1.8}$$

$$\sum M_z = 0 \quad \text{Ecuación 1.9}$$

1.6.2. Análisis de vigas isostáticas por el método de integración.

Las vigas son “elementos generalmente usados en posición horizontal y sujetos a cargar por gravedad o verticales” (McCormac y Elling; 1994: 3). Y para la resolución de las vigas isostáticas se realiza a partir de cuatros pasos esenciales propuesto por González (2011), y consisten en:

- a) Determinación de las reacciones en los apoyos.

La determinación de las reacciones de los apoyos se obtiene mediante la suma de las ecuaciones 1.3 y 1.4.

- b) Determinación del diagrama de fuerzas cortante.

La determinación de las fuerzas cortantes es a partir de la ecuación 1.10 que no es más que nada la integral definida de la carga distribuida con respecto a “x” el cual es la distancia de la sección de la viga, la constante C es la fuerza cortante anterior, dando como resultado un área conocida como diagrama de fuerza cortante.

$$V = \int w dx + C \quad \text{Ecuación 1.10.}$$

- c) Determinación del diagrama de momento flexionante.

La determinación de los diagramas de momento es a partir de la ecuación 1.11 que es la integral de V , o sea la doble integral de la carga distribuida, en donde C es el momento que está antes del tramo analizado.

$$M = \int V dx + C \quad \text{Ecuación 1.11.}$$

d) Determinación de las deformaciones.

En la determinación de las deformaciones son importante considerarlas en el análisis estructural ya que “los elementos que forman una estructura están hechos de materiales que se deforman al cargarlos” (McCorman; 1994: 207) y los reglamentos de construcción marcan límites para evitarlos. El RCDF por ejemplo señala que la estructura no debe de exceder los límites de servicio, el límite de servicio son las deformaciones y agrietamientos, y se define como “la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas” (Arnal y Betancourt; 2011: 127). El análisis de deformaciones se abordará posteriormente.

1.6.3. Análisis de marcos planos isostáticos.

Un marco plano isostático es aquel que se puede analizar mediante ecuaciones de equilibrio, o como anteriormente se planteó que su grado de indeterminación es igual a cero. “Los marcos son estructuras constituidas por columnas y vigas cuyas uniones son nudos rígidos, es decir, que no permiten la rotación relativa entre los miembros que concurren en el nudo”. (González; 2011: 57)

En este tipo de estructura actúan cuatro tipos de acciones, las fuerzas axiales (que por lo regular se localizan en las columnas), las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y las deformaciones en vigas y columnas. Los pasos a seguir, para el análisis estructural establecido por González (2011) son:

a) Determinación de las reacciones.

Para marcos planos, se determina si la estructura es isostática, y posteriormente se obtiene las reacciones de acuerdo con las fórmulas 1.3, 1.4 y 1.5.

b) Determinación de las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes.

La obtención de las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes es a partir con el mismo método que una viga isostática.

c) Determinación de las fuerzas normales.

Las fuerzas normales o axiales por lo regular son a partir de las reacciones y “se pueden calcularse aislando cada miembro del marco” (González; 2011: 59).

1.6.4. Análisis de armaduras isostáticas.

Una armadura “consta de un grupo de tirantes y puntales diseñados y conectados de tal manera que forman una estructura que actúan como una viga de gran tamaño” (McCormac y Elling; 1994: 3), su forma comúnmente esta constituidos por un triángulo o un sistema de triángulos unidos por nudos, sus elementos trabajan por tensión o compresión axiales según González (2011).

“La resolución de una armadura consiste en determinar las reacciones en los apoyos y las fuerzas axiales en cada uno de los miembros” (González; 2011: 51), y se analizan, realizando el siguiente procedimiento:

- a) Determinación de las reacciones.

Para la resolución de armaduras isostáticas se plantea ecuaciones de equilibrio usando las fórmulas 1.3, 1.4 y 1.5.

- b) Determinación de las fuerzas axiales.

Por lo regular la obtención de las fuerzas axiales se realiza por el método de nodos, y consiste “en plantear un diagrama de cuerpo libre de cada nudo cuidando que sólo aparezcan dos incógnitas” (González; 2011: 51), la solución es a partir de la ecuación 1.3 y 1.5, y la suma de las fuerzas externas, apoyos y las fuerzas internas de todos los miembros de la armadura tiene que ser cero.

$$\sum F_y = 0 \quad \text{Ecuación 1.3.}$$

$$\sum F_x = 0 \quad \text{Ecuación 1.5.}$$

1.7. Cálculo de las deformaciones.

Como se hizo mención en el tema 1.6.2, las deformaciones son aquellas que sufren los elementos estructurales o una estructura bajo una cierta carga, existen dos motivos de los cuales es importante conocer las deformaciones; “una es que existen límites permisibles a las deformaciones tanto por motivo de seguridad como estéticos” (González; 2011: 97), que puede ocasionar al usuario inseguridad hacia la estructura, e incluso por los efectos de la estabilidad puede amplificar los efectos de cargas accidentales y llevarlas a la falla; el otro motivo es para el análisis de estructuras hiperestáticas por lo que “se requiere obtener ecuaciones adicionales hasta lograr establecer un sistema en el que el número de incógnitas sea igual al de ecuaciones” (González; 2011: 97).

Existen dos incógnitas a conocer para la obtención de las deformaciones, las rotaciones o giros que se representa con la letra θ , y las deflexiones o flechas que se representa con la letra Δ de acuerdo con González (2011). Las θ se podría decir que es el ángulo formado por la tangente que pasa por la curva de la deformación del elemento, mientras que las Δ son las distancia que hay entre la viga antes de deformarse y la curva de la deformación.

1.7.1. Método del principio del Trabajo Virtual.

El método del principio del trabajo virtual es uno de los más utilizados en la práctica de acuerdo con McCormac y Elling (1994), y es utilizado para calcular las deflexiones o flechas de las armaduras, vigas y marcos planos en cualquier punto, y como su nombre lo indica es aquel que se supone una carga imaginaria unitaria en el lugar en donde se desea calcular la deflexión.

Este método se basa en la ley de la conservación de la energía, que consiste, “el trabajo hecho por un grupo de cargas externas aplicadas gradualmente en una estructura es igual a la energía elástica interna almacenada en la estructura” (McCormac y Elling; 1994: 246).

Cálculo de las deflexiones en armaduras por el método del trabajo virtual.

El cálculo de las deflexiones se obtiene al aplicar la ecuación 1.12 citado de González (2011) la cual es la siguiente:

$$\Delta = \sum \frac{\mu S l}{AE} \quad \text{Ecuación 1.12}$$

En donde:

Δ = Deflexión en el punto de aplicación de la carga virtual unitaria, en la dirección de la carga.

μ = Fuerzas producidas por la carga virtual en los miembros de la armadura.

S = Fuerzas producidas por las cargas reales en los miembros de la armadura.

l = Longitud de cada miembro.

A = Área de la sección transversal de cada miembro.

E = Módulo de elasticidad del material de cada elemento.

El cálculo de las deflexiones se puede realizar con el siguiente proceso:

- a) Se obtiene las fuerzas axiales de cada miembro de la armadura con el método de nudos.
- b) Se obtiene las fuerzas axiales de la armadura con la carga unitaria en el lugar en donde se desea encontrar la deflexión.
- c) Se realiza una tabla con el número de filas de acuerdo con el número de los miembros de las armaduras y con 5 columnas de las cuales la primera columna es l , la segunda A , la tercera S , la cuarta μ y la quinta columna se realiza la siguiente operación $\frac{\mu S l}{A}$.
- d) Se suma toda la columna 5 y se divide por el módulo de elasticidad obteniendo la deflexión del punto donde se deseó obtener la deflexión.

Cálculo de las deflexiones en vigas y marcos por el método del trabajo virtual.

En el cálculo de las deflexiones en vigas y marcos es un poco diferente, ya que para las obtenciones de las deflexiones es a partir de las ecuaciones de momentos

reales y de la carga virtual del lugar donde se desea obtener. La deflexión se obtiene a partir de la resolución de la ecuación 1.13:

$$\Delta = \int_0^l \frac{Mm(dx)}{EI} \quad \text{Ecuación 1.13.}$$

Donde:

$\Delta =$ La deflexión o flecha.

$M =$ Ecuación del momento de las cargas reales.

$m =$ Ecuación del momento de la carga virtual en el punto donde se desea obtener la deflexión.

$I =$ El momento de inercia de la sección transversal el elemento (viga o columna).

$E =$ El módulo de elasticidad del material de la sección transversal.

Para la obtención de las ecuaciones de momentos, es necesario realizar a partir de tramos a lo largo de una viga o un marco. Por último, existen otras acciones internas que aumentan las deflexiones, como es el caso de las fuerzas cortantes y axiales, pero para fines prácticos de acuerdo con González (2011) se puede utilizar la ecuación 1.13.

1.8. Estructuras hiperestáticas.

Una estructura hiperestática o indeterminada es aquella que ocurren es “cuando la cantidad de reacciones o fuerzas internas desconocidas exceden a la de las ecuaciones de equilibrio disponible para su análisis” (Hibbeler; 2012; 395), en otras palabras, la cantidad de incógnitas de la estructura son mayores al número de ecuaciones, por lo tanto, se recurre a la resolución por otros métodos diferentes a los métodos estáticos.

En el análisis de las estructuras hiperestáticas por métodos matriciales se utiliza generalmente dos enfoques o métodos, los cuales son el método de las fuerzas (flexibilidades) y de las deformaciones (rigideces), estos métodos según McCormac y Elling (1994) se han desarrollado en la actualidad para aplicarse a partir de diferentes tipos de estructuras como son las armaduras, las vigas, los marcos, las placas, los cascarones, entre otro. El método más aplicable en la actualidad es el método de las deformaciones (rigideces) ya que es más fácil en programarse en sistemas computacionales, y también dicho Hibbeler (2012) puede aplicarse para estructuras isostáticas e hiperestáticas.

a) **Método de las fuerzas o de las flexibilidades:** El enfoque consiste primeramente que una estructura hiperestática “se convierte en una estructura isostática en que se satisfacen las condiciones de equilibrio, pero no satisfacen las condiciones de deformación o de continuidad geométrica de la estructura original” (González; 2011: 211), por consiguiente, el segundo paso de este enfoque es de corregir los errores o incompatibilidades de geometría conservando las condiciones de equilibrio.

b) **Método de las deformaciones o de las rigideces:** Por otra parte, el segundo enfoque de una estructura hiperestática por analizar (primer paso) “se transforma en otra estructura en la que se satisfacen las condiciones de deformación o de continuidad geométrica, pero no las condiciones de equilibrio estático” (González; 2011: 211), para después se corrigen las condiciones de equilibrio pero sin alterar las condiciones de continuidad geométrica, este enfoque se le conoce como *el método de las deformaciones* o de las *rigideces*.

1.8.1. Método de las rigideces.

McCormac y Elling (1994) mencionan que al analizar una estructura por medio del método de las rigideces se consideran los desplazamientos (traslación y rotación) en los nodos como incógnitas eminentes, y se obtienen ecuaciones de equilibrio donde se considera; las cargas que se aplica a la estructura, las propiedades de los elementos que conectan al nodo, y los desplazamientos desconocidos en los nodos. Después de considerar lo anterior se obtiene un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales que al resolverse se obtiene los desplazamientos, y se determinan las reacciones en los apoyos de la estructura.

“La rigidez en un nodo se define generalmente como la fuerza (momento) necesaria para producir un desplazamiento unitario (o rotacional) en el nodo, si en todos los nodos resultantes de la estructura no se permite ningún desplazamiento”. (McCormac y Elling; 1994: 469 y 470)

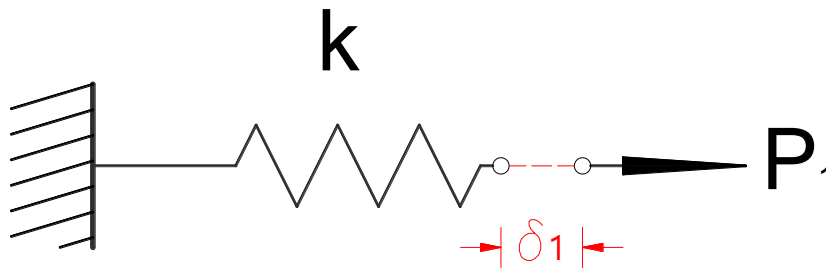


Figura 1.8. Resorte.

Fuente: McCormac y Elling; 1994: 470.

Si se considera el resorte de la figura 1.8, se puede expresar con la ecuación 1.14, en que es la relación de la fuerza aplicada P_1 y el desplazamiento δ_1 .

$$P_1 = k\delta_1$$

Ecuación 1.14

“En esta expresión k es la constante del resorte o la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario” (McCormac y Elling; 1994: 470):

$$kP_1 \quad \text{Si} \quad \delta_1 = 1$$

Entonces al conocer la constante del resorte el desplazamiento puede determinarse a partir de cualquier carga P_1 .

Análisis de vigas con el método de las rigideces.

En el análisis de una viga por el método de las rigideces consiste en un proceso del cual contiene tres pasos son según Hibbeler (2012) son la identificación del elemento y el nodo, las coordenadas globales y del elemento, y por último la indeterminación cinemática. *La identificación del elemento y el nodo* consiste en subdividir la viga en secciones en donde cada frontera de las secciones sean los nodos, ya que la viga esté subdividida se colocará empotramientos y se resolverán las subdivisiones como vigas independientes encontrando sus reacciones. *Las coordenadas globales y del elemento* es en englobar la ecuación 1.15 de cada subdivisión de la viga, en otras palabras, sumarlas. Determinación cinemática consiste en identificar los desplazamientos dy (Δ) y las rotaciones dz (θ) en la ecuación global de la viga, cuando se haya identificado los desplazamientos y rotaciones dependiendo el tipo de apoyo se eliminan aquellos donde no ocurren tales respuestas, por último, se sustituyen en cada una de las ecuaciones 1.15 los desplazamientos y las rotaciones (cabe señalar que las rotaciones se dan en unidades de rad).

$$\begin{bmatrix} V_1 \\ M_1 \\ V_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dy_1 \\ dz_1 \\ dy_2 \\ dz_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} Ry_1 \\ Rm_1 \\ Ry_2 \\ Rm_2 \end{bmatrix}$$

Ecuación 1.15

En donde E es el módulo de elasticidad del material de la viga, I es el momento de inercia de la viga, L es la longitud de la viga, Ry_1 y Ry_2 son las reacciones de los apoyos de la subdivisión de la viga, Rm_1 y Rm_2 son los momentos en los apoyos de la subdivisión de la viga y V_1 , M_1 , V_2 y M_2 son los cortantes y momentos en los apoyos de la viga completa.

$$\begin{bmatrix} V_1 \\ M_1 \\ V_2 \\ M_2 \end{bmatrix}$$

Término 1.0

$$\begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Término 1.1

$$\begin{Bmatrix} dy_1 \\ dz_1 \\ dy_2 \\ dz_2 \end{Bmatrix}$$

Término 1.2

$$\begin{Bmatrix} Ry_1 \\ Rm_1 \\ Ry_2 \\ Rm_2 \end{Bmatrix}$$

Término 1.3

De la ecuación 1.15 se puede decir que el término 1.0 sería P_1 de la ecuación 1.14; de igual forma el término 1.1 es sería k de la ecuación 1.4; y δ_1 es el término 1.2; el término 1.3 es la sumatoria de las reacciones de la viga.

Análisis de marcos con el método de las rigideces.

Para el análisis de marcos con el método de las rigideces se considera el mismo proceso, pero la ecuación 1.15 cambia por la ecuación 1.16, en donde A) es la ecuación 1.17; B) es la ecuación 1.18; C) es la ecuación 1.19; D) es la ecuación 1.20; E) la ecuación 1.21 y; F) la ecuación 1.22.

$$\begin{Bmatrix} x_i \\ y_i \\ m_i \\ x_f \\ y_f \\ m_f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B & D & -A & -B & -D \\ B & C & E & -B & -C & E \\ D & E & F & -D & -E & F \\ -A & -B & -D & A & B & -D \\ -B & -C & -E & B & C & -E \\ D & E & -\frac{F}{2} & -D & -E & -F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dx_i \\ dy_i \\ dz_i \\ dx_f \\ dy_f \\ dz_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} Rx_i \\ Ry_i \\ Rm_i \\ Rx_f \\ Ry_f \\ Rm_f \end{Bmatrix}$$

Ecuación 1.16.

$$A = \frac{EA}{L} \cos^2 \theta + \frac{12EI}{L^3} \sin^2 \theta \quad \text{Ecuación 1.17}$$

$$B = \left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right) \sin \theta \cos \theta \quad \text{Ecuación 1.18}$$

$$C = \frac{EA}{L} \sin^2 \theta + \frac{12EI}{L^3} \cos^2 \theta \quad \text{Ecuación 1.19}$$

$$D = -\frac{6EI}{L^2} \sin \theta \quad \text{Ecuación 1.20}$$

$$E = \frac{6EI}{L^2} \cos \theta \quad \text{Ecuación 1.21}$$

$$F = \frac{4EI}{L} \quad \text{Ecuación 1.22}$$

En donde E es el módulo de elasticidad de la barra del marco, A es el área transversal de la barra, L es la longitud de la barra, θ es el ángulo con respecto a la horizontal de la barra, R_x y R_y son las reacciones de la barra y depende de la dirección de la carga que somete a la barra, dx y dy son los desplazamientos con respecto a "x" y "y"; x y y son los cortantes con respecto a "x" y "y"; y m es el momento del comienzo de la barra.

CAPÍTULO 2

DISEÑO ESTRUCTURAL

A continuación, se presenta la definición del diseño estructural y el proceso a seguir para la elaboración, se definirá los tipos de estructuras, cargas muertas y cargas muertas, así como el diseño sísmo resistente y la elaboración del espectro de respuesta, también se tratará el tema del acero estructural, la clasificación, los perfiles de acero más usados, y el diseño por el método de permisibles del Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán.

2.1. Definición de estructura.

“Una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada” (González: 2011; 11). Las funciones dadas destinadas para las estructuras pueden ser un puente, un edificio, una nave industrial, un muro de contención o una presa, por los cuales tienen como objetivo en salvar un claro, cubrir un espacio y contener un empuje.

2.2. Tipos de estructuras.

Se piensa que cuando se realiza un diseño estructural, es importante saber el uso que se le dará a la estructura, ya sea para una nave industrial o un edificio y sobre todo que tipo de carga va a soportar la estructura. De acuerdo con González 2011, existen una variedad de tipos de estructuras, como puentes, bóvedas, cascarones, estructuras a base de tirantes, muros de cargas, vigas con un solo claro o vigas continuas, entre otros. Pero los tipos de estructuras más usados para los edificios es el sistema de marcos rígidos, y para las naves industriales son los sistemas de

armaduras.

Las estructuras a su vez se dividen en dos partes, en Superestructura y subestructura. La Superestructura es aquella que se encuentra en la superficie del suelo; en el caso de un edificio, las columnas, las trabes y las losas. La subestructura se compone únicamente de la cimentación de la estructura, que tiene por objetivo en transmitir las cargas de la superestructura al suelo y evitar hundimientos diferenciales y empujes horizontales que ocasionen el volteo de la edificación, de acuerdo Espino, Gallo y Olvera (2011).

2.2.1 Clasificación de las edificaciones.

El Manual De Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad de diseño por sismo (2008) clasifica las construcciones en tres grupos, de acuerdo con sus usos destinados, esta clasificación tiene como propósito obtener un parámetro de la seguridad requerida en las obras civiles. La tabla 2.1 muestra la clasificación de las estructuras de acuerdo con su destino.

Grupo	Descripción
A+	Son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisible porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país.
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un elevado número de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A.

Tabla 2.1. clasificación es estructuras según su destino.

Fuente: Manual de obras civiles de CFE diseño por sismo; 2008: 28

Unos ejemplos de estructuras del grupo A+ son las presas y plantas nucleares. Para el grupo A entran estructuras de puentes, estaciones de bomberos, construcciones con uso para albergar archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, terminales de transporte, salas de espectáculos, y hoteles que tengan áreas de reuniones y que puedan alojar un elevado número de personas. En el grupo B son las naves industriales, locales comerciales, estructuras destinadas a viviendas u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas.

Grupo	Descripción
B1	Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6000 m ² de área total construida. Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas.
B2	Todas las demás del grupo B

Tabla 2.2. Clasificación es estructuras según su destino.

Fuente: Arnal y Betancourt; 2011: pág. 118.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2011) el artículo 139, se divide en el grupo B dos subgrupos (B1 y B2) que se describen en la tabla 2.2.

2.3. Diseño estructural.

El diseño estructural se podría decir que es un eslabón de la elaboración de una obra de construcción, que tiene como fin en idealizar el tipo de estructura, la elección de los materiales que se utilizaran en la estructura, en la dimensión de los elementos estructurales y el detallado de los mismos, de acuerdo con Gonzales (2012), el diseño estructural de una obra debe de cubrir con ciertos límites, los cuales son la seguridad, el costo y la estética, que afecte la funcionalidad del proyecto arquitectónico.

En la elaboración del diseño estructural, primeramente, se idealiza el sistema estructural de la edificación, así como la elección de los materiales; en esta elección es importante resaltar que a partir de este proceso puede influir significativamente el costo de la obra en general. El proyectista debe de tomar en cuenta también la disponibilidad de los materiales y otros factores ajenos a la obra. Este también debe de tomar en cuenta los estudios previos a la obra, como es el estudio de mecánica de

suelos; el cual define el tipo de cimentación y sus dimensiones.

De lo anterior, se deberá analizar los factores que afecten la funcionalidad estructural, como es el análisis de cargas, y las acciones accidentales. Ya realizando esto, se prosigue a la obtención de las fuerzas internas y la determinación de las dimensiones de los miembros estructurales. El diseño estructural es de forma cíclica y se afinan las dimensiones de los miembros estructurales mediante aproximaciones.

2.3.1. Proceso del diseño estructural.

El proceso del diseño estructural de una obra, de acuerdo con Meli (2014), consiste en la estructuración, el análisis y el dimensionamiento de los elementos principales. En el caso de la estructuración, es el proceso en donde se definen los materiales de la estructura y la forma, que a su vez definen los resultados. El análisis estructural, es el que determina las respuestas de la estructura mediante métodos numéricos; el análisis se lleva a cabo mediante tres pasos principales; la modelación de la estructura; la determinación de las acciones diseño que estará sometida la edificación; y por último la determinación de los efectos sobre la estructura, o sea la obtención de momentos, cortantes y fuerzas axiales. El último proceso que se lleva a cabo, es el dimensionamiento, el cual consiste en la obtención de las secciones de los elementos estructurales (que está regido por códigos de construcción), y la elaboración de los planos.

En esencia el proceso del diseño estructural es el anterior, pero en la práctica es más complejo, ya que se tiene que estar en contacto con los especialistas de cada ramo de la edificación, por ejemplo, en el caso de la estructuración, se tiene que está

en constante comunicación con el arquitecto para adoptar la forma ideal de la estructura. Después se realiza un diseño estructural superficial en el cual se dimensionan los elementos estructurales para realizar un presupuesto del costo estimado de la obra. Ya que la obra fue aceptada, se realiza el diseño estructural con más cuidado. De lo anterior se realiza los planos con gran detalle para la ejecución de la obra, y por último se recurre en la supervisión; ya que se requiere en muchas ocasiones modificaciones que a su vez deberán ser revisadas y analizarlas para que no afecten el funcionamiento y la seguridad de estructural.

2.4. Acciones de diseño.

En el Reglamento de Construcción de la Ciudad de México (2017), considera 3 tipos de acciones que se someterá la estructura durante la vida útil de la edificación. Las acciones permanentes o cargas muertas, las cuales son todas aquellas que no varían durante el transcurso del tiempo, como el peso propio de la estructura. Las acciones variables o cargas vivas, que son aquellas que varían en el transcurso del tiempo, como son las cargas por maquinarias y equipo, cargas dinámicas o vibraciones, o de impacto. Y las acciones accidentales, que son todas aquellas cargas en las que se somete una estructura durante un lapso muy corto de tiempo, estas acciones son las cargas por sismo, viento, explosiones u otro tipo de acciones que, si no se toman en cuenta, podrían ocasionar catástrofes para el bienestar de los usuarios.

En el criterio del análisis estructural, se debe de tomar en cuentas todas las combinaciones de acciones posibles para el dimensionamiento de la estructura y que esta a su vez pueda soportar las cargas favorablemente sin rebasar los estados

límites. Los estados límites reglamentariamente son dos, estados límites de falla y de servicio. Los primeros son aquellas solicitaciones que afectan la capacidad de soportar las cargas a los miembros de la estructura. Y los estados límites de servicio son aquellas solicitaciones que afecten el correcto funcionamiento de los miembros estructurales, como son agrietamientos, desplazamientos, hundimientos, etc.

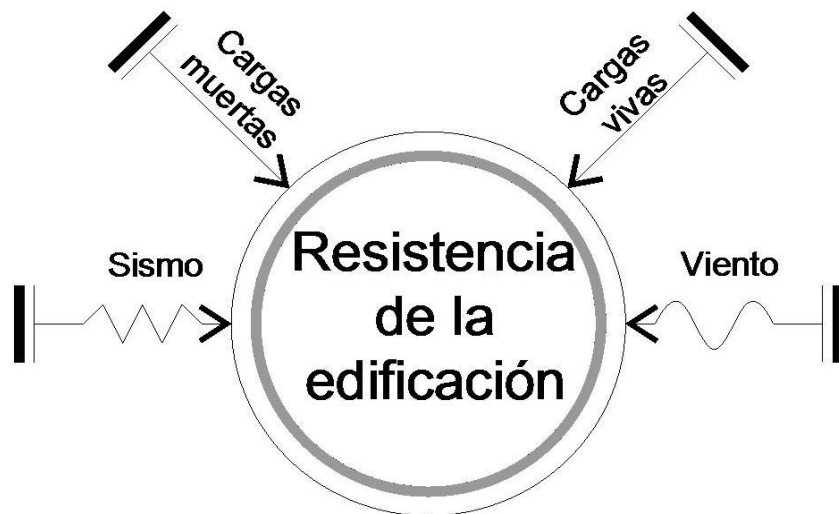


Figura 2.1. Representación de la combinación de acciones en una estructura.

Fuente: Propia.

En la combinación de acciones, el reglamento propone dos tipos; cuando se tenga una combinación de acciones permanentes y variables, estas deberán de tomarse en cuenta los valores máximos de las cargas vivas y un su factor de seguridad. En el caso que se realice la combinación de acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán las cargas vivas y muertas con valores instantáneos y multiplicadas con los factores de cargas correspondientes.

2.4.1. Cargas muertas.

Las cargas muertas, como se comentó anteriormente, son todas aquellas cargas que actúan durante la vida útil de una edificación y no varía al paso del tiempo, estas cargas pueden las que se generan para los acabados, el peso propio de la estructura, ventanas, tanques elevados, rellenos, muros divisorios, aplanados, etc. Las tablas 2.3 a la 2.7 muestran los pesos por unidad de algunos materiales más usados en la construcción.

Material	Peso en t/m ³	
	Mínimo	Máximo
Arena de mina (seca)	1.40	1.75
Arena de mina (saturada)	1.85	2.10
Grava	1.40	1.60
Arcilla típica del Valle de México	1.20	1.50
Cemento	1.50	1.60
Mortero	1.00	1.00

Tabla 2.3. Suelos.

Fuente: Arnal y Betancourt: 2012; 135.

Material	Peso en t/m ³	
	Mínimo	Máximo
Chilucas y canteras (secas)	1.75	2.45
Chilucas y canteras (saturadas)	2.00	2.50
Basaltos	2.35	2.60
Granito	2.40	3.20
Mármol	2.55	2.60
Pizarras	2.30	2.80
Tepetate (seco)	0.75	1.60
Tepetate (saturado)	1.30	1.95
Tezontle (seco)	0.65	1.25
Tezontle (saturado)	1.15	1.55

Tabla 2.4. Pesos de piedras naturales.

Fuente: Arnal y Betancourt; 2012: 135.

Material	Peso en t/m ³	
	Mínimo	Máximo
Concreto simple y agregado normal	2.00	2.20
Concreto reforzado	2.20	2.40
Mortero, cal y arena	1.40	1.50
Mortero, cemento y arena	1.90	2.10
Yeso	1.10	1.50
Tabique de barro macizo recocido	1.30	1.50
Tabique de barro prensado	1.60	2.20
Bloque hueco de concreto (ligero)	0.90	1.30
Bloque hueco de concreto (intermedio)	1.30	1.70
Bloque hueco de concreto (pesado)	2.00	2.20

Tabla 2.5. Piedras artificiales y concretos.

Fuente: Arnal y Betancourt; 2012: 136

Material	Peso en t/m ³	
	Mínimo	Máximo
Caoba (seca)	0.55	0.65
Caoba (saturada)	0.70	1.00
Cedro (seco)	0.40	0.55
Cedro (saturado)	0.50	0.70
Oyamel (seco)	0.30	0.40
Oyamel (saturado)	0.55	0.65
Pino (seco)	0.45	0.65
Pino (saturado)	0.80	1.00
Encino (seco)	0.80	0.90
Encino (saturado)	0.80	1.00
Vidrio plano	0.80	3.10

Tabla 2.6. Varios.

Fuente: Arnal y Betancourt; 2012: 136

Material	Peso en kg/m ²	
	Mínimo	Máximo
Azulejo	10.00	15.00
Mosaico de pasta	25.00	35.00
Mosaico de terrazo (20 X 20)	35.00	45.00
Mosaico de terrazo (30 X 30)	45.00	55.00
Granito de terrazo (40 X 40)	55.00	65.00
Loseta asfáltica o vinílica	5.00	10.00
Falso plafón de aplanado (incluye malla)	40.00	
Mármol de 2.5 cm espesor	52.50	
Cancelería metálica para oficina	35.00	
Tablaroca de 1.25 cm	8.50	

Tabla 2.7. Varios

Fuente: Arnal y Betancourt; 2012: 136

En las tablas anteriores, se observa que se tienen pesos mínimos en cada material, esto es porque en caso del diseño de los muros de contención se requiere los mínimos pesos para la revisión por volteo.

2.4.2. Cargas vivas.

Las cargas vivas, son todas aquellas cargas que varían en el transcurso de la vida útil de la estructura, como son las cargas del peso generadas por las personas, maquinaria, muebles, entre otros. El RCDF en el artículo 6 de las NTC (hoy “Reglamento de Construcción de la Ciudad de México”) en el apartado de Edificaciones, propone las cargas de pisos de la tabla 2.8, la cual contiene tres tipos de cargas para cada uso, carga unitaria media, carga unitaria instantánea y carga unitaria máxima.

Destino de piso o cubierta	kg/m ²		
	W	W _a	W _m
a) Habitación (casa- habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cárceles, correccionales, hospitales y similares). ¹	70	90	170
b) Oficinas, despachos y laboratorios. ²	100	180	250
c) Aulas.	100	180	250
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público). ^{3 y 4}	40	150	350
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales. ⁵	40	350	450
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juegos y similares). ⁵	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas. ⁶	0.8 W _m	0.9 W _m	W _m
h) Comercios, fábricas y bodegas. ^{4 y 7}	15	70	100
i) Azoteas con pendiente mayor a 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente. ^{4, 7, 8 y 9}	5	20	40
j) Volados en vías pública (marquesinas, balcones y similares).	15	70	300
K Garajes y estacionamientos (exclusivamente para) automóviles). ¹⁰	40	100	250

Tabla 2.8. Cargas vivas unitarias.

Fuente: Reglamento de construcción del Distrito Federal; 2012: 934

Donde;

W	Carga unitaria media.
W_a	Carga unitaria instantánea.
W_m	Carga viva unitaria máxima.

En la columna de los distintos tipos de pisos (tabla 2.7), al final tiene subíndices que son anotaciones que el RCDF describe para algunos casos, los cuales a

continuación se mencionan.

1. Para elementos con área tributarias (A) mayor a 36 m², W_m puede reducirse por la ecuación 2.0;

$$100 + \frac{420}{\sqrt{A}} \quad \text{Ecuación 2.0.}$$

Cuando sea el área más desfavorable en lugar W_m, se considera una carga de 500 kg en un área de 500 X 500 mm en la posición más crítica. Para un sistema de piso ligero con cubierta de rigidez, se considera en lugar de W_m cuando sea más desfavorable con una carga concentrada de 100 kg.

2. Para elementos con A > 36 m², W_m se puede reducir con la ecuación 2.1;

$$110 + \frac{850}{\sqrt{A}} \quad \text{Ecuación 2.1.}$$

Cuando sea el área más desfavorable en lugar W_m, se considera una carga de 1000 kg en un área de 500 X 500 mm en la posición más crítica. Para un sistema de piso ligero con cubierta de rigidez, se considera en lugar de W_m cuando sea más desfavorable con una carga concentrada de 150 kg.

3. Para el diseño de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará las mismas cargas del inciso a) de la tabla 1.6.
4. Se fijará una carga lineal no menor a 100 kg/m.
5. Se prestará atención a los estados límites de servicio en el caso de vibraciones.
6. Para los distintos pisos se tomará las intensidades máximas, instantáneas, media y mínima y no deberá ser menor de 350 kg/m².

7. No incluye cargas de tinacos, maquinaria, anuncios, u otros objetos, estos deberán de ser especificado independientemente.
8. Además, se considera en los techos inclinados el peso de granizo a 30 kg por cada metro cuadrado.
9. Se toma el efecto del granizo a 100 kg/m².
10. Más de una concentración de 1500, en el lugar más desfavorable del miembro estructural.

2.4.3. Factores de seguridad.

De acuerdo con Arnal y Betancourt (2012), cuando se trate de una combinación de carga viva más carga muerta, el resultado se multiplicará por 1.4, en caso de ser una edificación de tipo A, el resultado se multiplicará por el factor de seguridad de 1.5. Cuando se tenga una combinación de carga viva, más carga muerta más una carga accidental, el resultado se multiplicará por 1.1.

2.4.2. Cargas lineales.

En muchas ocasiones se tiene muros divisorios a lo largo de las losas, por lo que se debe de presta atención cuando se realiza la bajada de cargas. Al analizar los pesos de los muros sobre la losa, estos deberán incrementarse por un factor que se interpola de la tabla 2.9. el cual expone por el Reglamento de Construcción de la Ciudad de México (2017), que equivale una carga lineal en el área de la losa.

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Tabla 2.9. Factores de cargas lineales.

Fuente: Reglamento de construcción de la Ciudad de México; 2017: 400

De lo anterior, a_1 es el claro libre corto de la losa y a_2 es el claro libre contrario. Estas cargas se usarán para cargas lineales o totales no mayores a 0.5.

2.4.3. Análisis de cargas promedio de relleno para desniveles de bajantes.

Para el análisis de cargas de las azoteas, se requiere la obtención del espesor y el área de la losa, pero el problema se complica por tener desniveles para los bajantes de aguas pluviales, por lo que “Se calcula el espesor medio tomando en cuenta que el espesor mínimo es de 5 cm” (Gallo, Espino y Olvera; 2011:136), en otras palabras, lo anterior se define mediante la ecuación 2.0.

$$h_{prom.} = \frac{L \times \text{pend}\%/100}{2} + 5 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 2.0}$$

En donde “L” es la distancia máxima en centímetros del desnivel de la losa, y la pendiente está dado al 100%.

2.5. Diseño sismo resistente.

“Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones” (Bazán y Meli; 2013:15). Los sismos que más daño han provocado son aquellos que se originan en las placas tectónicas.

La razón por las que se originan estos movimientos es cuando la presión entre placa y placa rebasan la fuerza de fricción en los bordes, la placa tiende a moverse y a propagarse en forma de onda hacia varios miles de kilómetros. Existen varios tipos de ondas, pero estas dependen del tipo de terreno en donde se propaga, por ejemplo, una onda sísmica no va a ser la misma en un suelo rocoso que en uno suelo blando. Para el diseño estructural de una edificación, no se toma en cuenta los tipos de ondas generadas en el lugar, si no la aceleración que se produce en el suelo en donde se plantará la construcción.

2.5.1. Regiones sísmicas de la República Mexicana.

Las regiones sísmicas de la República Mexicana, de acuerdo con Meli (2014), se dividieron a partir de los sismos más significativo durante en los últimos años, las regiones sísmicas son 4, la A, B, C y D de las cuales las zonas con gran peligrosidad sísmica es la D, y la que menos peligrosidad es la A, que se encuentra en el noroeste de la República Mexicana.



Figura 2.2. Regiones sísmicas del territorio mexicano.

Fuente: www2.ssn.unam.mx:8080/website/jsp/region_sismica_mx.jsp

Se observa que en donde se localiza la zona D de la figura 2.2. es en donde se localiza el borde de la placa de cocos y la placa de Norteamérica y cubre una parte de los estados de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca. Cabe señalar que México se localiza en la zona donde se da los sismos más severos, esta zona es llamado cinturón Circumpacífico.

2.5.2. Criterio del diseño sísmico.

Cuando un sismo interactúa con el suelo, produce aceleraciones y al entrar en contacto con una construcción produce fuerzas de inercias al contrario de la dirección del sismo. Por lo que se deberá de diseñar las estructuras para que puedan resistir las fuerzas de inercia producidas por el sismo.

Para la obtención de las fuerzas de inercia, se sabe que las construcciones poseen características dinámicas, como son la masa de la estructura, los periodos y

el amortiguamiento. El periodo de la estructura entra en contacto con el periodo del suelo, ocasionada por la onda sísmica y actúa el amortiguamiento para disipar los esfuerzos ejercidos por el sismo, el amortiguamiento se genera en los elementos estructurales y sobre todo en las conexiones. La estructura debe de diseñarse para que tenga un comportamiento dúctil y lineal ante los sismos, pero también debe de resistir favorablemente sin que tenga que rebasar los estados límites.

Las estructuras poseen distintos periodos, ya que tienen varios grados de libertad. La forma en la que se mueve una estructura, se le llama modos, y existen una infinidad de modos con sus respectivos periodos; para una sola estructura. Cuando se realiza un diseño sísmico, se recurre a la elaboración de una gráfica que relaciona los periodos de tiempo del terreno con las aceleraciones sísmica de la región, esta gráfica es nombrada espectro de diseño sísmico, la cual se elabora mediante los métodos propuestos por los reglamentos de construcción.

De acuerdo con Bazán y Meli (2013), el diseño sísmico consiste en las siguientes etapas; a) la selección de un sistema estructural adecuado, b) el análisis sísmico, c) El dimensionamiento de las secciones, y d) el detallado de la estructura. Muchas veces el éxito en la obtención de un buen diseño estructural está en la elección de un buen sistema estructural que sea capaz de absorber las fuerzas sísmicas, y esto se logra tanto evitando esfuerzos excesivos a pocos elementos estructurales, como son los esfuerzos de torsión. Los métodos que se utilizan para el análisis sísmico son dados por los reglamentos que rigen en la localidad donde se desplantará la estructura, y consiste en la obtención de las fuerzas sísmicas provocadas en la estructura, como es el cortante basal. Ya obtenidas las respuestas del comportamiento sísmico se

recurre a la elección de los perfiles de cada miembro estructural y el diseño de los tipos de conexiones para cada uno.

2.5.3. Espectro de diseño sísmico.

Un espectro sísmico, o espectro de respuesta es “un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta” (Wikipedia.org, 2015). La construcción del espectro de diseño sísmico se obtiene mediante las siguientes ecuaciones (Meli; 2014: 445):

$$a = \begin{cases} a_o + (C - a_o) \frac{T}{T_a} & \text{Ecuación 2.1} & \text{Si: } T < T_a \\ C & \text{Ecuación 2.2} & \text{Si: } T_a \leq T \leq T_b \\ \left(\frac{T}{T_a}\right)^r & \text{Ecuación 2.3} & \text{Si } T > T_b \end{cases}$$

Donde:

- a = Ordenada espectral (grupo B, en caso del grupo A se multiplica por 1.5).
- a_o = Ordenada espectral para $T=0$.
- C = Coeficiente sísmico básico.
- r = Exponente adimensional.
- T = Periodo natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos.
- T_a, T_b = Periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos.

En la tabla 2.10 muestra los valores que se requiere para el espectro sísmico, de los cuales dependen la zona sísmica de la República Mexicana y el tipo de suelo del sitio. Los tipos de suelos son los siguientes:

- Tipo 1 • Terreno firme que a profundidad de menos de 3 m existe estratos rocosos, o está muy compactado (suelo firme o rocoso).
- Tipo 2 • Terreno de transición, son suelos compactados a una profundidad entre 3 a 20 m (suelo intermedio).
- Tipo 3 • Terreno comprensible, son aquellos que el suelo firme se encuentra a más de 20 m de profundidad (suelo blando o suave).

Zona sísmica de la República.	Tipo de suelo	a_o	C	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.20	0.60	1/2
	II	0.04	0.16	0.30	1.50	2/3
	III	0.05	0.20	0.60	2.50	1
B	I	0.04	0.14	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.30	0.30	1.50	2/3
	III	0.10	0.36	0.60	2.90	1
C	I	0.36	0.36	0.00	0.60	1/2
	II	0.64	0.64	0.00	1.40	2/3
	III	0.64	0.64	0.00	1.90	1
D	I	0.50	0.50	0.00	0.60	1/2
	II	0.86	0.86	0.00	1.20	2/3
	III	0.86	0.86	0.00	1.70	1

Tabla 2.10. Valores requeridos para el espectro de sísmico.

Fuente: Meli; 2014: 445.

Como se observa en las ecuaciones 2.1 y 2.2, están en función del coeficiente sísmico de la zona, este coeficiente sísmico se reduce por medio de factores de comportamientos sísmicos Q y el periodo de la estructura, que varían del 1 al 4 dependiendo del tipo de estructuras.

Cuando

$$T_1 < T < T_2 \quad \text{ó} \quad T = 0;$$

Usar:

$$C_s = \frac{c}{Q} \quad \text{Ecuación 2.4.}$$

Si no cumple con lo anterior;

$$T < T_1$$

Usar:

$$C_s = 1 + \frac{T}{T_1}(Q - 1) \quad \text{Ecuación 2.5.}$$

En donde “T” es el periodo de la estructura, el periodo se puede calcular en forma aproximada mediante las ecuaciones 2.6 y 2.7.

En dirección x $T = C_T H^{0.75}$ Ecuación 2.6.

En dirección y $T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}}$ Ecuación 2.7.

En donde “H” es la altura en metros de la edificación, “L” el largo en metros de la edificación en sentido “y”, y C_T es una constante que vale 0.08 para estructuras de concreto y 0.6. El coeficiente sísmico entre la gravedad es usado en el factor escala del programa SAP2000, en el análisis sísmico.

2.6. Acero estructural.

De acuerdo con McCormac y Csernak (2013), el uso del hierro no se ha descubierto aun cuando se empezó a fabricar, ya que se ha encontrado una daga y brazaletes de este material en las pirámides de Egipto y afirman que datan por lo menos

de 5000 años. La primera producción de hierro según de una teoría clásica, se cree que fue a partir de un incendio en el Monte Ida en Troya, en donde existía un depósito rico en hierro, y al golpearlo obtenían diferentes formas. Otros historiadores creen que el hierro de los meteoritos fue usado para la producción de armas y herramientas.

Algunos piensan que el descubrimiento del acero fue al calentar el hierro accidentalmente al contacto con carbono vegetal, ya que “el acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos del 1%” (McCormac y Csernak; 2013: 5). La producción del acero era muy escasa, hasta el siglo XIX fue que se desarrolló un proceso de producción en masa llamado el proceso de Bessemer.

La primera estructura grande de metal se realizó en Shropshire, Inglaterra, realizado para un puente que fue hecho con hierro colado, este tipo de compuesto contiene más del 2% de carbono. A partir de allí el hierro se empleó como material de construcción en la revolución industrial. Aun que es algo incierto cuando se empezó a utilizar los metales, han sido parte muy importantes en el desarrollo de la humanidad.

2.6.1. Ventajas y desventajas del acero estructural.

En la actualidad existen numerosas construcciones hechas de acero estructural, ya que contienen grandes ventajas como material de construcción, pero existen también desventajas de las cuales se pueden evitar mediante la aplicación de otros materiales. A continuación, se expondrá las ventajas y desventajas más importantes del acero estructural McCormac y Csernak (2013).

Ventajas

a) Alta resistencia.

El acero posee una gran resistencia con poca área, y por ello al utilizar este material reduce el peso propio de la estructura y reduce las dimensiones de las cimentaciones.

b) Uniformidad.

Las propiedades del acero no cambian con el paso del tiempo.

c) Elasticidad.

El acero se acerca al comportamiento de la hipótesis del diseño, gracias a que cumple con la ley de Hooke, y los momentos de inercia del acero son calculados exactamente.

d) Durabilidad.

Si el acero tiene un mantenimiento apropiado, la estructura podrá estar de pie indefinidamente.

e) Ductilidad.

Los aceros son dúctiles a esfuerzos a tensión, ya que soporta grandes deformaciones antes de llegar a la falla.

f) Tenacidad.

Esta propiedad de los aceros es la combinación de la resistencia y la ductilidad, esto quiere decir que el acero soporta grandes esfuerzos y se deforma de la misma manera antes de llegar a la falla.

Desventajas.

a) Corrosión.

El acero es un material corrosivo, y si está expuesto a un ambiente químico agresivo, el material presenta este problema, y en estructuras con cargas cíclicas puede hacer fallar, por lo que se recurre a recubrir los miembros de capas y capas de pintura, o se emplea uso de aceros inoxidables para ciertos casos.

b) Costo de protección contra fuego.

El acero no es un material inflamable, pero es un gran conductor de calor, por lo al estar en contacto con el fuego tiende a bajar su resistencia, por ello se utiliza aislantes contra el fuego o aspersores en los edificios de acero para reducir la peligrosidad ante esta acción.

c) Susceptibilidad al pandeo.

Los elementos de acero que están a compresión, y son largos y esbeltos, pueden pandearse, por lo que en veces se recurre a rigidizar la sección con aceros adicionales y pueden reducir su economía.

d) Fatiga.

Si un acero se presenta esfuerzos a tensión de forma cíclica, el acero puede llegar a la falla.

e) Fractura frágil.

La falla fractura frágil, se da en los lugares donde el acero tenga una concentración de esfuerzos, o por cargas que provocan fatigas en lugares donde la temperatura es muy baja.

2.6.2. Propiedades del acero.

Existe una relación el cual describe las propiedades del acero, y es utilizada para explicar el comportamiento del material y ayuda a predecir las posibles fallas que pudiese tener, esta relación es llamada **grafica de esfuerzo-deformación** (figura 2.2), antes de abordar a la descripción de la gráfica, es necesario definir el concepto de esfuerzo y deformación.

Un *esfuerzo* se define como “la fuerza por unidad de área, o la intensidad de las fuerzas distribuidas a través de una sección dada” (Beer, Johnston, DeWolf y Mazurek; 2010: 5) el cual se expresa en la ecuación 2.8. La deformación se puede definir como el alargamiento de un cierto material que se somete a una carga dividida entre la longitud antes de la deformación del material (ecuación 2.9).

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

σ = Esfuerzo

Donde: P = Fuerza o carga.

A = Area donde se aplica la fuerza.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

ε = Deformación.

Donde: δ = Alargamiento.

L = Largo del elemento antes de deformarse.

Cuando se somete una pieza de acero a un esfuerzo inicial de tensión, ocurre la **deformación elástica**, posee la capacidad de regresar a su estado original si se le retira la fuerza de tensión. El esfuerzo en el que actúa al inicio de la barra y en el que aun cumple con la ley de Hooke, es llamado **límite de proporcionalidad**. Al aumentar el esfuerzo constantemente sobre la pieza de acero ante de la deformación permanente, es llamado **límite elástico**. Cuando la carga es constante después del límite elástico, la pieza de acero se deforma bruscamente con poco esfuerzo y se le denomina **esfuerzo de fluencia**. La deformación después del esfuerzo de fluencia es llamada **deformación plástica**. Por último, la pieza se endurece y es necesario un incremento adicional de esfuerzos para que pueda deformarse, esta propiedad se le conoce como **endurecimiento por deformación**. De los límites descritos, el esfuerzo de fluencia es un valor fundamental para los criterios de diseño estructural.

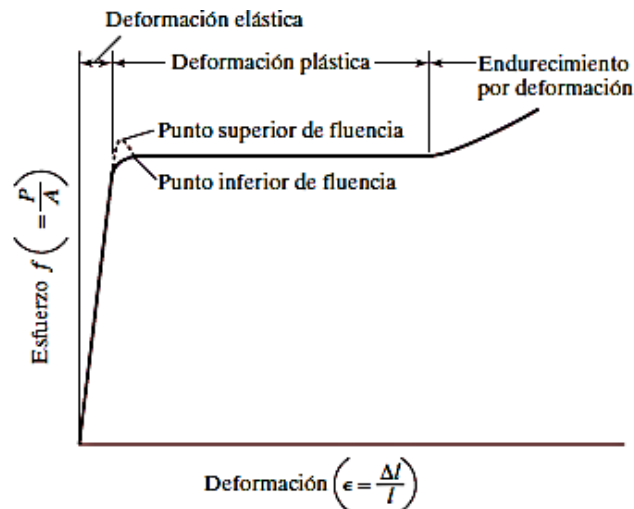


Figura 2.3. Grafica de esfuerzo-deformación de un acero con bajo contenido de carbón.

Fuente: McCormac y Csernak; 2013: 15.

En la figura 2.3 muestra la gráfica de esfuerzo-deformación en donde se describen las diferentes etapas del comportamiento del acero al aplicar una carga constante. Unas de las características del acero son cuando se somete a ciertas condiciones ambientales, cambian sus propiedades físicas, como es la temperatura. Esta gráfica es de gran utilidad, ya que describe el comportamiento de acero.

2.6.3. Perfiles de acero.

En la actualidad existen un listado de perfiles de acero, estos se clasifican por la forma que tienen transversalmente y se usan para diferentes fines. En la actualidad se ha estandarizado tanto las dimensiones y las designaciones de los perfiles de acero, pero el nombre de los perfiles varía en México como en los Estados Unidos. Algunos de los perfiles laminados en caliente más usados son de sección W (IPR o IR), S (IS) c (canales), WT (TR) y L (LI o ángulos), ver en la figura 2.4. Comúnmente las vigas o traves de los edificios se realizan con perfiles IPR, ya que poseen grandes momentos de inercia.

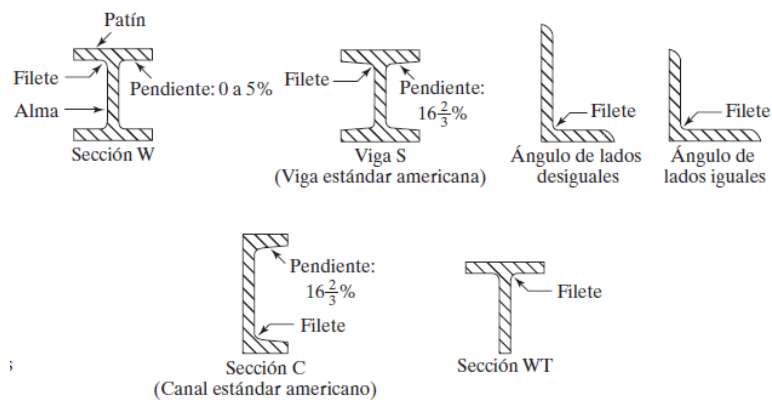


Figura 2.4. Perfiles laminados de acero.

Fuente: McCormac y Csernak; 2013: 9.

La designación que se usa para las especificaciones de los perfiles IPR, es por ejemplo 356 x 216.3, que significa un perfil que tiene aproximadamente 365 mm de peralte y 216.3 kg/m. La designación para los perfiles en canal e IE, se designan de la misma forma que los IPR. En caso de los perfiles en ángulo, se designa por ejemplo 19 x 3, el cual significa que es un ángulo de lados iguales de 19 mm con espesor de 3 mm, cuando es necesario designar un perfil de ángulo de lados desiguales se coloca las dos dimensiones y el grosor, por ejemplo ángulo de 102 x 76 x 6, que significa que es un ángulo con dimensiones de uno de sus lados de 102 mm por otro lado de 76 mm y un grosor de 6 mm; este tipo de designación también es utilizado para perfiles en cajón y circulares, como son el caso de los perfiles HSS, OC y PTR.

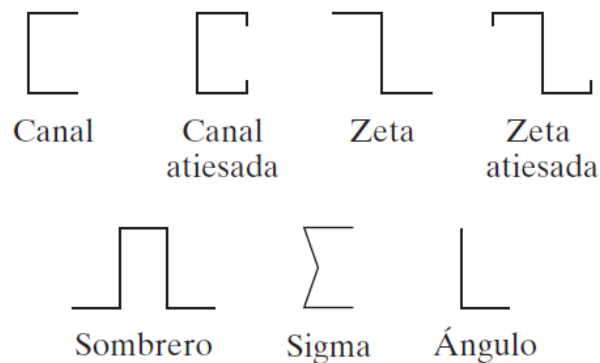


Figura 2.5. Perfiles laminados en frío de acero.

Fuente: McCormac y Csernak; 2013: 12.

Los perfiles rolados en frío de acero, son aquellos que se realizan al doblar láminas de acero y darles las formas necesarias para cada uso, este acero es de baja aleación, quiere decir con poco contenido de carbono, “el trabajado en frío reduce algo la ductilidad, también incrementa algunas medidas la resistencia” (McCormac y

Csernak; 2013: 12). Algunos ejemplos de los perfiles laminados en frío son los polines monten, las losaceros, laminas, entre otros; y sus usos constantemente son para los largueros de las naves industriales y bastidores para paneles.

2.6.4. Clasificación de aceros estructurales.

Existen tres tipos de acero estructurales que se utilizan para distintos fines como son en el uso de puentes, para el uso de estructuras sometidas a factores ambientales, y para perfiles estructurales sometidos a grandes esfuerzos. La clasificación de aceros de acuerdo McCormac y Csernak (2013) son: aceros al carbón, de los cuales se destacan el A36, A53 A500, A501 y A529; los aceros de baja aleación y de alta resistencia, como el A572, A618, A913 y A992; y los aceros resistentes a la corrosión, como son los A242, A588 y A847.

Los aceros al carbono poseen dosificaciones estrictamente cuidadosas de cantidades de carbono y manganeso; los aceros de alta resistencia y baja aleación son aquellos que contienen aparte del carbono y el manganeso un agente de aleación como es el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre y níquel; y por último los aceros resistentes a la corrosión se le alean con porciones pequeñas de cobre, y son usados para ser expuestos a la atmosfera y a ambientes químicamente no muy violentos.

Norma			Propiedades Mecánicas			
			F _y ⁽³⁾		F _u ⁽⁴⁾	
Aceros al Carbono						
NMX ⁽¹⁾	ASTM ⁽²⁾	Grado (Gr.)	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
B-254	A36		250	2,530	400	4,080
B-177	A53	B	240	2,460	415	4,220
B-199	A500	B	290	2,955	400	4,080
			315	3,235	400	4,080
		C	315	3,235	425	4,360
			345	3,515	425	4,360
B-200	A501	A	250	2,530	400	4,080
		B	345	3,515	485	4,920
B-099 ⁽⁷⁾	A529	50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación						
B-284	A572	42	290	2,955	415	4,220
		50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
	A913	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
		70	485	4,920	620	6,330
	A992		345	3,515	450	4,570
B-248 B-248	A1008 ⁽⁸⁾ A1011 ⁽⁸⁾ A1018 ⁽⁸⁾	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	485	4,920
		70	485	4,920	550	5,625
		80	550	5,625	620	6,330
Aceros de Alta Resistencia Resistentes a la Corrosión						
	A618	I y II	345	3,515	485	4,920
		III	345	3,515	450	4,570
B-282	A242		290	2,955	435	4,430
			315	3,235	460	4,710
			345	3,515	485	4,920
	A588 ⁽⁵⁾		345	3,515	485	4,920
B-277	A606 ⁽⁶⁾		345	3,515	485	4,920
	A847		345	3,515	485	4,920
Aceros con Templado y Revenido						
	A514		620	6,330	690	7,030
			690	7,030	760	7,735
	A678 ⁽⁸⁾		345	3,515	485	4,920
	A852 ⁽⁸⁾		485	4,920	620	6,330

Notas:

⁽¹⁾ Norma Mexicana

⁽²⁾ American Society for Testing and Materials

⁽³⁾ Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia

⁽⁴⁾ Valor mínimo garantizado del esfuerzo último

⁽⁵⁾ Para perfiles estructurales, placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material

⁽⁶⁾ Estos aceros generalmente se ocupan para fabricar perfiles laminados en frío.

⁽⁷⁾ La NMX no ha actualizado recientemente esta norma

⁽⁸⁾ La ASTM ha discontinuado recientemente esta norma

Tabla 2.11. Esfuerzos de F_y y F_u de aceros estructurales.

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño Y Construcción de

Estructuras de Acero: 2017; 128

Para cada tipo de acero estructural como la composición química y las propiedades físicas; como son los límites de fluencia y el comportamiento lineal. La NTCDCEA 1.4.1, expone la tabla 2.11, la cual posee los distintos tipos de aceros comerciales en México y la nomenclatura mexicana y estadounidense y sus valores de F_y y F_u . Cabe señalar que es necesario la revisión de la disponibilidad del tipo de acero que se utilizará con el proveedor.

2.6.5. Propiedades geométricas de los perfiles de acero.

En la mayoría de los catálogos de perfiles estructurales es común encontrar las propiedades geométricas, como es el caso del momento de inercia (I), el radio de giro (r), el módulo de sección (S), entre otros. Las propiedades geométricas más utilizadas en el diseño estructural del método permisible del RCEM son el radio de giro y el módulo de sección, los cuales se calcula con las ecuaciones 2.10, 2.11 y 2.12 para el momento de inercia para varias figuras.

$$S = \frac{I}{C} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$I = \sum I_1 + I_2 + \dots + I_n + A_1 d_1^2 + A_2 d_2^2 + \dots + A_n d_n^2 \quad \text{Ecuación 2.12}$$

De acuerdo con Beer, Jhonston, DeWolf y Mazurek (2010), en donde I es la inercia de la secciones, C es la distancia máxima del perfil al centro de gravedad, A el área transversal del perfil y d la distancia del centro de gravedad del perfil al centro de

gravedad de unas de las figuras.

2.7. Diseño de esfuerzos permisible del Reglamento de construcción del Estado de Michoacán.

Esté método consiste en la obtención de los esfuerzos de los miembros más desfavorables de una estructura y la obtención de los esfuerzos permisibles de la sección. Los esfuerzos permisibles obtenidos son una fracción del límite de fluencia del acero del miembro estructural, y para que su diseño sea factible, se compara con los esfuerzos obtenidos en el análisis estructural. El RCEM estipula el presente método en sus normas para el diseño de estructuras metálicas. A continuación, se presentarán las fórmulas principales y condiciones para el diseño a flexión y flexo-compresión para miembros de acero.

Las fórmulas usadas en el RCEM para el diseño a flexión se describen en los artículos 327-1 (caso “a” y “b”) y 327-2, por lo que las ecuaciones descritas son 2.13, 2.14 y 2.15 en donde se obtienen los esfuerzos permisibles en flexión.

$$F_b = 0.66F_y \quad \text{Ecuación 2.13}$$

$$F_b = 0.60F_y \quad \text{Ecuación 2.14}$$

$$F_b = 0.5F_{cr} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Cuando se utiliza la ecuación 2.13, es necesario que la sección de acero sea compacta, de perfiles IPR o IS y que cumpla las condiciones de sujeción lateral. La ecuación 2.14 se utiliza cuando los perfiles son en cajón y que sea una sección no compacta pero que cumpla con las condiciones de la sujeción lateral. En el caso que

la trabe no cumpla por sujeción lateral, se realiza el diseño mediante la ecuación 2.15.

Por lo regular, las columnas trabajan por flexo-compresión, o sea que actúa una fuerza en compresión y momentos, en el diseño se trabajan los dos momentos (arriba y abajo) en “x” y “y”, el RCEM propone las siguientes condiciones de los artículos 328-1 y 328-2 para el diseño a flexo-compresión:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{M_x/S_x}{F_{bx}} + \frac{M_y/S_y}{F_{by}} \leq 1 \quad \text{Ecuación 2.16}$$

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{c_{mx} M_x/S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ex}}\right] F_{bx}} + \frac{c_{my} M_y/S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ey}}\right] F_{by}} \leq 1 \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Para que la ecuación 2.16 se pueda utilizar es necesario que cumpla con la condición $\frac{P/A}{F_a} \leq 0.15$, en donde P es la fuerza en compresión, “A” el área de la sección y “Fa” el esfuerzo permisible de compresión de la sección. En caso de que $\frac{P/A}{F_a} > 0.15$ se utilizará la ecuación 2.17. Cabe señalar que el porcentaje de tolerancia para las trabes y las columnas no tiene que rebasar del $\pm 10\%$ con respecto de los esfuerzos permisibles y obtenidos en el análisis.

2.7.1. Conexiones de edificios.

Existen tres tipos de conexiones para los edificios de acero, las conexiones rígidas y conexiones semirrígida de acuerdo con McCormac y Csernak (2013). Las conexiones simples, las semirrígidas y las rígidas. Las conexiones simples son flexibles y permiten a los extremos de las vigas girar libremente, el porcentaje de

rigidez es de 0% (ver figura 2.6), estas son utilizadas cuando no sea necesario la continuación de vigas. Las conexiones semirrígidas, limitan apreciablemente los giros, el porcentaje de la rigidez de estas conexiones varía entre el 50% y el 70% (ver figura 2.7). Las conexiones rígidas no permiten el giro en los extremos de la viga y se usa para darle continuidad a las traves de los edificios, estas conexiones son necesario el uso de atiesadores en las almas de las columnas que le proporciona suficiente resistencia a la rotación (ver figura 2.8).

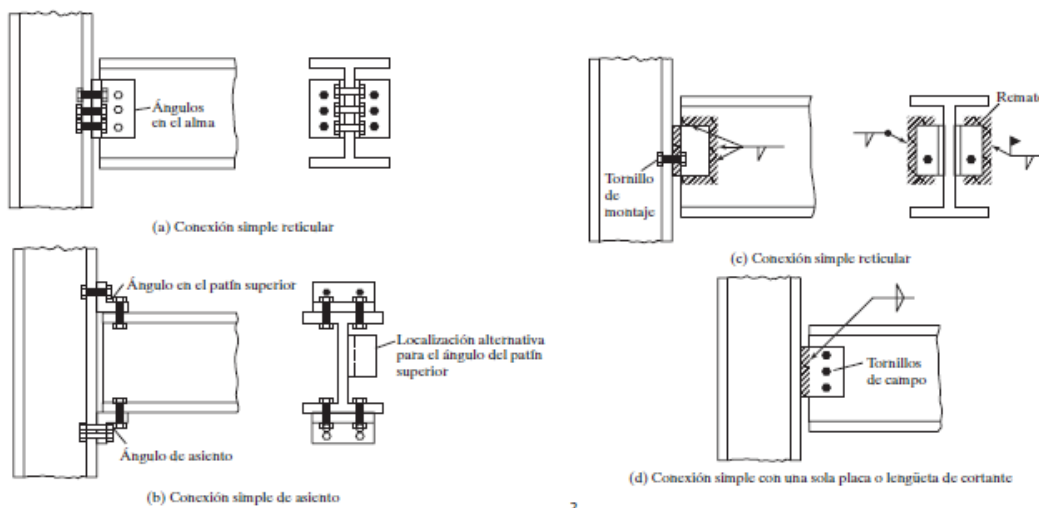


Figura 2.6. Conexiones simples.

Fuente: McCormac y Csernak; 2013; 531.

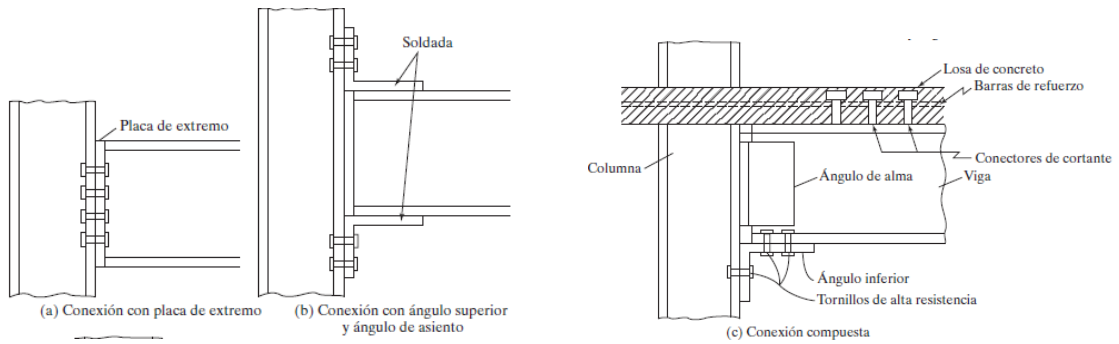


Figura 2.7. Conexiones semirrígidas.

Fuente: McCormac y Csernak; 2013: 533.

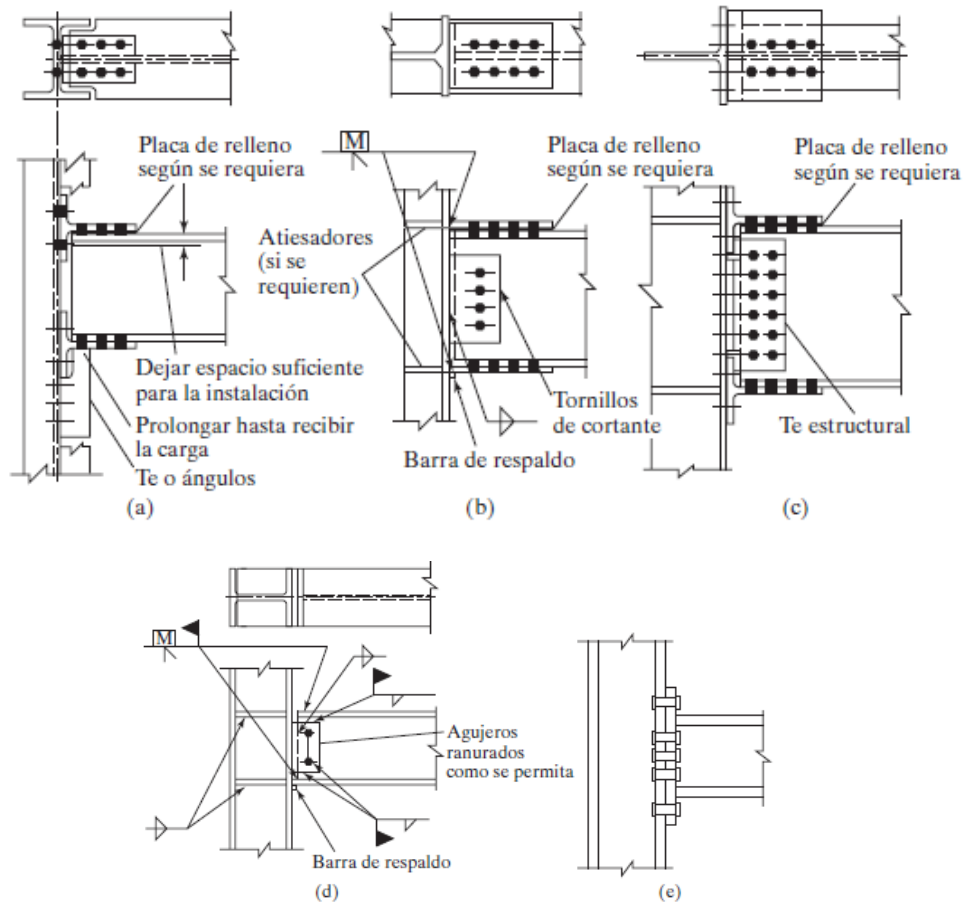


Figura 2.8. Conexiones rígidas.

Fuente: McCormac y Csernak; 2013: pág. 533.

El procedimiento a seguir para el diseño de una conexión rígida consiste en obtener obviamente las dimensiones de la trabe y después en descomponer el momento más desfavorable de la viga, los cuales se toman el criterio si es el permisible o el del análisis estructural, también se obtiene el cortante más desfavorable, una vez realizado lo anterior, se descompone el momento más desfavorable en fuerzas axiales, como se muestra en la figura 2.9.

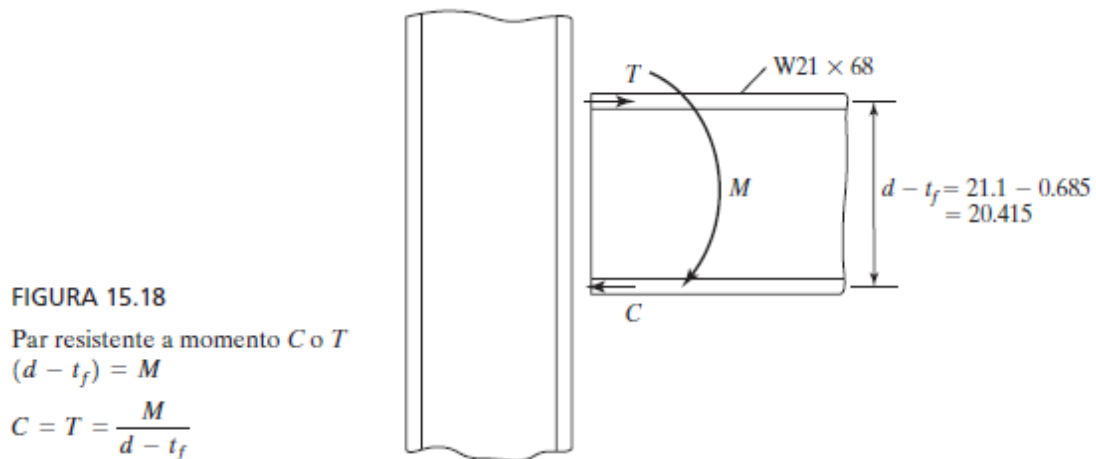


Figura 2.9. Obtención de fuerzas axiales través del momento.

Fuente: McCormac y Csernak; 2013: 552.

Ya que se obtuvo las fuerzas axiales, se diseña a tensión la placa superior y a compresión la placa inferior, en la parte del alma de la trabe, se coloca otra placa o un ángulo que se diseña a cortante o por compresión según sea el caso, y después se diseñan los sujetadores. En el caso de la soldadura de filete, se usa la ecuación 2.18 y para la soldadura de ranura la ecuación 2.19.

$$T_{sol} = 0.3 \times F_{EEX} \times l \times g \times \sin 45$$

Ecuación 2.18.

$$T_{sol} = \frac{0.6}{1.88} F_{EXX} A t$$

Ecuación 2.19.

Para la ecuación 2.18, F_{EXX} es la resistencia mínima a la tensión, l la longitud de la soldadura y g la garganta de la soldadura. Y para la ecuación 2.19, A es el ancho y t el grosor.

Para los sujetadores de las conexiones, se permiten tres tipos, la soldadura, tornillos sin tornear y tornillos. Cada tipo de sujetadores es permitido, pero depende de cada proyectista para la elección. Por ejemplo, para la elección de la soldadura este tipo de sujetados es necesario mano de obra especializada, mientras que en los sujetadores por medio de tornillos no necesariamente debe de tener un especialista para colocarlos; pero el costo de los tornillos es muy caro.

2.7.1. Diseño de las placas base.

Existen dos casos en especial para el cálculo de la placa bases de acuerdo con el RCEM, los que son para las columnas que solamente actúan por fuerza axial, y las que actúan por fuerza axial y momento. Ya que para edificios actúan la compresión y momento en las columnas, se prestará más atención a este caso.

Para el diseño de la placa base por momento, no necesariamente debe de usar anclas, ya que si la excentricidad (e) de la placa es menor que la mitad de la dimensión de la placa no es necesario usarlas por momento, pero si por cortante. Para la obtención del grosor de las placas base, se estudia un centímetro de ancho de la sección, como se muestra en la figura 2.10.

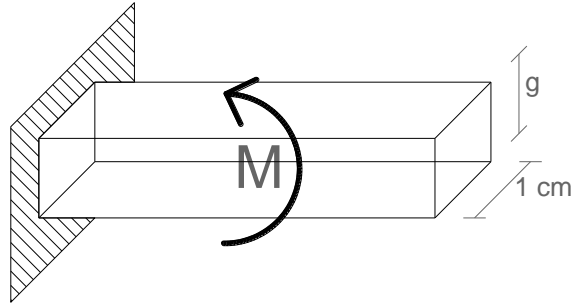


Figura 2.10. Obtención del grosor de la placa base.

Fuente: Propia.

Obteniendo el momento de inercia de la figura 2.9.

$$I_x = \frac{1 \times g^3}{12} = \frac{g^3}{12}$$

Sustituyendo a la ecuación del módulo de sección (ecuación 2.10)

$$S_x = \frac{I_x}{y_{max}} = \frac{\frac{g^3}{12}}{\frac{g}{2}} = \frac{g^2}{6}$$

Se sabe que para la obtención del esfuerzo flexionante es:

$$F_b = \frac{M}{S_x}$$

Sustituyendo el módulo de sección de la placa se tiene:

$$F_b = \frac{6M}{g^2}$$

La condición para que la placa sea aceptada es $F_b \leq 0.75F_y$, por lo que se iguala y se sustituye el esfuerzo de flexión de la placa, por lo tanto, se tiene:

$$\frac{6M}{g^2} = 0.75F_y$$

Despejando la “g”:

$$g = \sqrt{\frac{6M}{0.75F_y}} \quad \text{Ecuación 2.20.}$$

Para la obtención del momento de diseño de la placa, se obtiene mediante la fórmula de esfuerzos de la escuadría, la cual se muestra en la ecuación 2.21.

$$f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BD^2} \quad \text{Ecuación 2.21.}$$

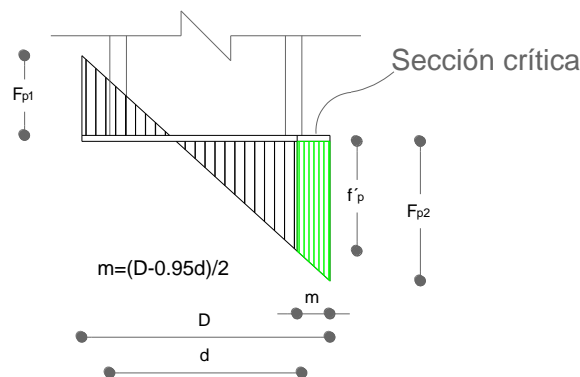


Figura 2.11. Sección crítica de la placa base.

Fuente: Propia.

Una vez obtenidos los esfuerzos F_{p1} y F_{p2} (figura 2.11), se obtiene el momento crítico de la placa, y se sustituye a la ecuación 2.20 para obtener el grosor. La tolerancia del grosor de la placa comercial propuesta con respecto a la necesaria es de $\pm 10\%$. Se ha observado que entre más largo y ancho sea las dimensiones de la placa, mayor será el grosor.

CAPÍTULO 3

MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se muestra la descripción general del proyecto de la presente tesis, lo cual es la ubicación, el resumen ejecutivo, la geográfica del lugar, el alcance del proyecto, el planteamiento de la alternativa y su importancia actual y el proceso del análisis; el cual se describirá las herramientas con las que se utilizará para la elaboración del diseño de la superestructura del Centro de Convenciones de la ciudad de Uruapan Michoacán.

3.1. Generalidades.

El nombre oficial de México es Estados Unidos Mexicanos, el cual se encuentra en Centroamérica, limitando con las fronteras en el norte con Estados Unidos de América, al sur con Belice y Guatemala, al oeste con el Océano Pacífico y al este con el golfo de México, ver figura 3.1. La república mexicana cuenta con una superficie aproximada de 1 964 375 km² de área, el cual se considera como tercer país con más extensión territorial de América Latina y el decimocuarto país del mundo, de acuerdo con el artículo es.wikipedia.org/wiki/México (2018).

México tiene una diversidad de climas, ya que está dividido en dos zonas por el trópico de cáncer, las cuales se divide en zona tropical y templada, pero por la influencia del relieve y la de los océanos afectan significativamente el clima del país. Un ejemplo es el estado de Chihuahua, que en ocasiones puede llegar a temperaturas de -30°C, y en los desiertos de Mexicali y Baja California, puede rebasar los 50 °C. Las áreas con clima helado en presencia de aguanieve y heladas se pueden encontrar

cada año en el norte del país y en zonas montañosas. Otro tipo de clima es el cálido-húmedo y cálido-subhúmedo, el cual llueve durante el verano o todo el año, estas zonas se localizan en las planicies costeras del golfo de México y del océano Pacífico.



Figura 3.1. Estados Unidos Mexicanos.

Fuente: Google Earth (2018).

Las principales actividades económicas del país a grandes rasgos son el petróleo y el turismo. La empresa que se encarga en la explotación, refinación, comercialización y exportación del petróleo es Pemex, la cual es la más grande de Hispanoamérica. El turismo en México es una actividad económica más importante del país, de acuerdo con el artículo es.wikipedia.org/wiki/México (2018), México tiene el decimotercer lugar a nivel internacional y el primer lugar de destino turístico en América Latina.

3.1.1. Objetivo.

El objetivo del diseño de la superestructura del Centro de Convenciones de la Ciudad de Uruapan Michoacán, es la realización de la estructuración y partiendo de esto se pretende realizar el análisis de cargas, el análisis sísmico (la construcción del espectro de respuesta) y el análisis estructural, que determinará las fuerzas internas de cada miembro de la estructura y mediante el criterio obtener los miembros estructurales más desfavorable que tendrá pie el dimensionamiento de ellos y así se obtendrán el diseño de las traveses principales, las traveses secundarias, las columnas, conexiones y placas bases.

3.1.2. Alcance del proyecto.

Como se expuso en el subtema 2.2, una estructura se divide en dos partes; superestructura y subestructura, lo cual, para el propósito de la presente tesis, es el diseño de la superestructura de los edificios norte y sur del centro de Convenciones de la Ciudad de Uruapan (omitiendo también el diseño de las escaleras y el cubo de los elevadores), los cuales únicamente se dimensionarán los miembros estructurales por encima del suelo y no la cimentación.

3.2. Resumen ejecutivo.

Citando al artículo es.wikipedia.org/wiki/Centro_de_convenciones (2018) centro de convenciones es un lugar para realizar distintas actividades, como son; asambleas, congresos, exposiciones, actividades empresariales, religiosas, comerciales, académicas, etc. El proyecto se piensa que beneficiará como al sector empresarial y comercial de Uruapan (ya que no existe en la ciudad espacio para realizar capacitaciones o lugares en donde promocionen los productos), al gobierno municipal,

al sector educativo (ya que puede proporcionar espacios para realizar congresos) y a la sociedad en general (por los espacios disponibles para realizar distintas áreas para el entretenimiento).



Figura 3.2. Proyecto ejecutivo del Centro de Convenciones.

Fuente: Propia.

El proyecto ejecutivo del centro de Convenciones se planeó para tener distintas áreas, como son dos estacionamientos, un teatro, un parque ecoturismo, dos edificios para realizar distintas actividades (norte y sur), cabañas y vialidades que conecten los distintos espacios. En la figura 3.2 se muestra los mencionados espacios. En la imagen muestra en la parte izquierda los edificios norte y sur, por los cuales se hace mención ya que el objetivo general es el diseño de la subestructura de ellos.

Los espacios que se propone para el uso de los edificios norte y sur son, área de recepción, salas de juntas, salones de uso múltiples, baños, auditorios, salas de exhibición, centro de exposiciones, vestíbulos, salones de cómputos y oficinas de logística y administrativas. La estructura en base de marcos rígidos de acero, y se calculará las acciones actuantes sobre la edificación.

3.3. Entorno geográfico.

El proyecto del centro de Convenciones se encuentra dentro del estado de Michoacán, y limita col norte con Colima, Jalisco y Guanajuato, al este con el Estado de México, al sur con Guerrero y al oeste con el Océano Pacífico. Se divide en 113 municipios de los cuales de acuerdo con el artículo [es.wikipedia.org/wiki/Michoacán](https://es.wikipedia.org/wiki/Michoac%C3%A1n) (2018); las localidades más importantes son Zamora de Hidalgo, La ciudad de Lázaro Cárdenas, Uruapan del Progreso, La Piedad de Cabadas, Apatzingán de la Constitución, Pátzcuaro, Sahuayo de Morelos, Heroica Zitácuaro, Arrio de Rosales, Zacapu, Cotija de la Paz, etc. Ver figura 3.3.

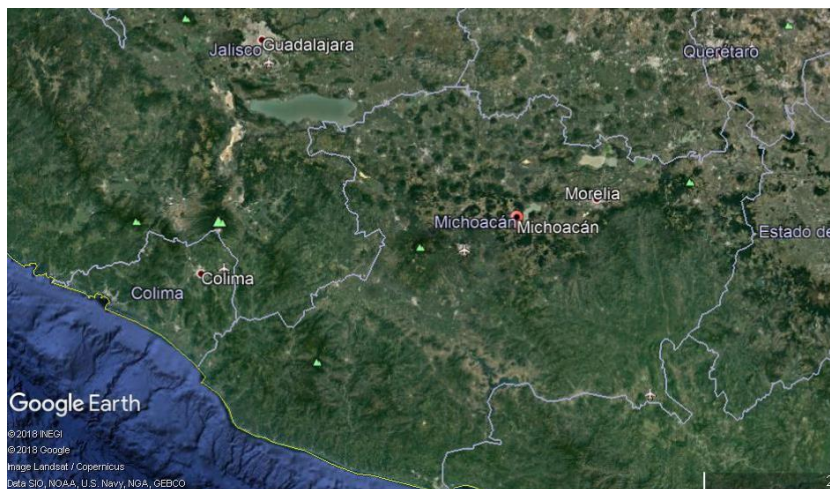


Figura 3.3. Localización del estado de Michoacán de Ocampo.

Fuente: Google Earth (2018).

El relieve del Estado es uno de los más accidentales de la República Mexicana, ya que forma parte de la sierra Madre del Sur y del eje volcánico transversal. Los principales sectores económico es el terciario (comercio y servicios) constituyendo el 62.70 % en el año 2005, y el sector secundario con el 24.56 %.

3.3.1. Macro y micro localización.

La ciudad en donde se localizará el proyecto es Uruapan del progreso, el cual pertenece a los 113 municipios del estado de Michoacán, de acuerdo con es.wikipedia.org/wiki/Uruapan (2018) es la segunda ciudad más importante del estado. La actividad agrícola más importante es el aguacate y se considera la ciudad como la capital Mundial del Aguate. Existe también la actividad industrial, pero no constituye gran importancia a la economía del municipio, los cuales destaca en los plásticos, el chocolate, la fabricación del papel y empaques de aguacates. En el sector del comercio y servicios se encuentran hoteles, restaurantes y cadenas de comercio nacionales e internacionales.

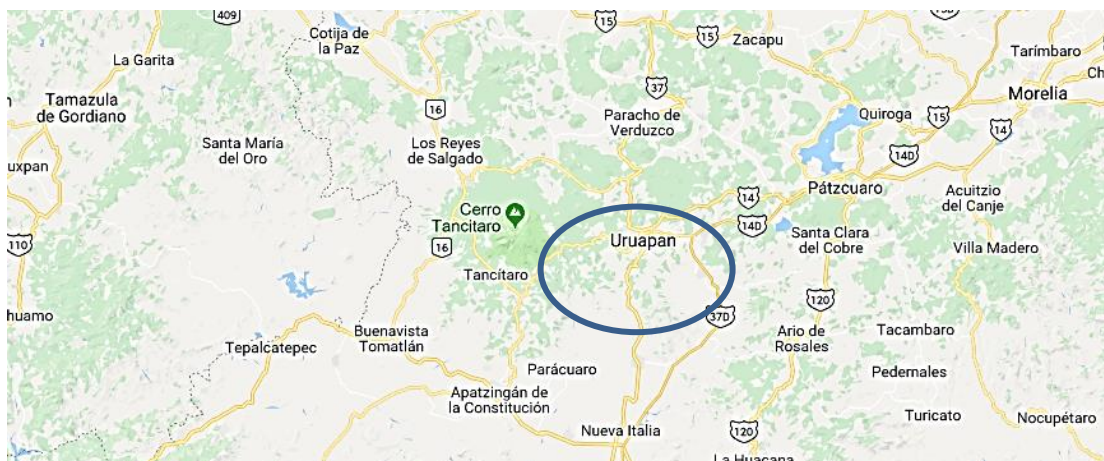


Figura 3.4. Localización de Uruapan del Progreso.

Fuente: Google Earth (2018).

La extensión territorial del municipio de Uruapan es de 954. 17 km², y limita con los municipios de Los Reyes, Charapan, Nahuatzen, Tingambato, Ziracuaretiro, Taretan, Nuevo Urecho, Gabriel Zamora, Parácuaro, Nuevo Parangaricutiro, Tancítaro y Peribán, la figura 3.4 muestra la localización de Uruapan.

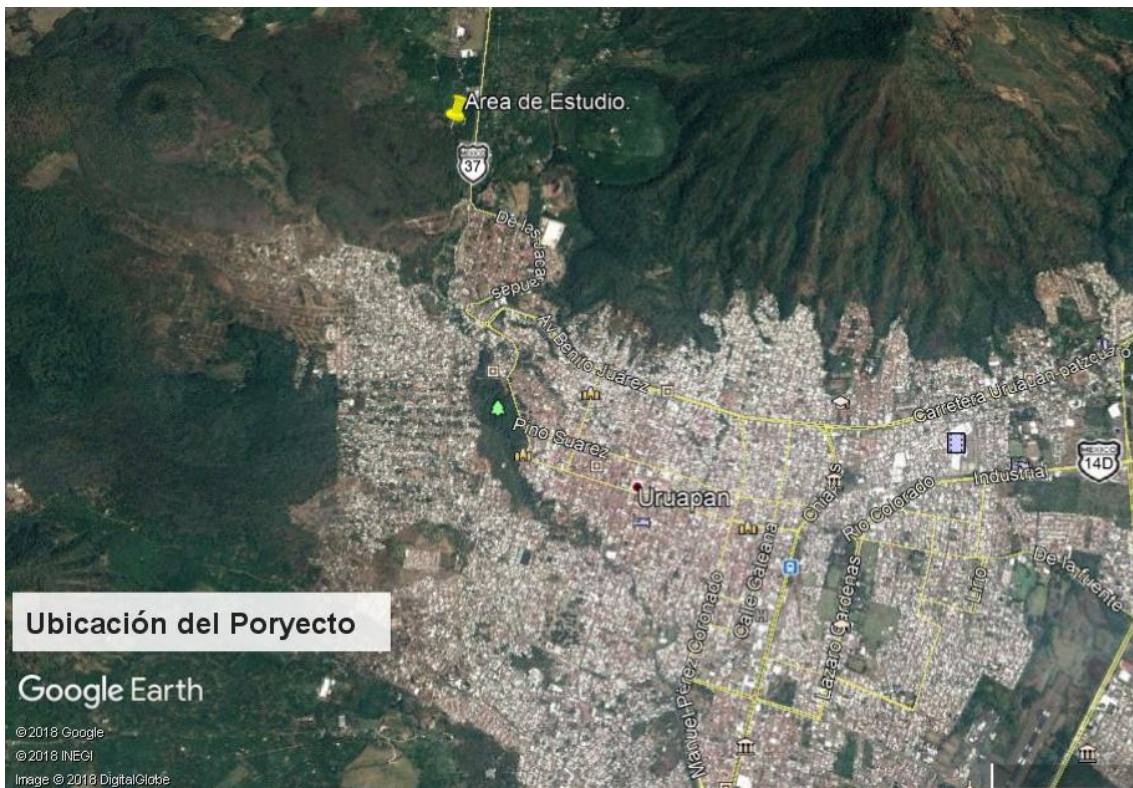


Figura 3.5. Macro localización del área de estudio.

Fuente: Google Earth (2018).

La ubicación del proyecto se encuentra en la periferia de la ciudad de Uruapan Michoacán, la figura 3.5. muestra la localización del área de estudio en donde se localiza una marca amarilla en el noroeste de la ciudad, las coordenadas geográficas proporcionadas por el programa Google Earth (2018) son en latitud 19° 26' 55.86" N y longitud 102° 4' 42.81" O.



Figura 3.6. Área de estudio.

Fuente: Google Earth (2018).

El área de estudio se encuentra en la carretera Carapan – Uruapan en el kilómetro 69, las referencias del lugar son la gasolinera “Cherangueran” y el entronque a Cherangueran. La figura 3.6 muestra la poligonal de estudio del predio, el área que posee es de aproximadamente de 55, 624 m².

3.3.2. Geología regional y de la zona de estudio.

Uruapan, Michoacán, de acuerdo con INEGI (2010), este situado en el eje neovolcánico de la república Mexicana, y está conformado por sierra volcánica, mesetas basálticas con cañadas, mesetas basálticas con sierras y llanuras aluvial. La geología de la región proviene de los periodos Plioceno – Cuaternario con el porcentaje de

67.29%, Neógeno con el 14.33 %, Cuaternario con el 12.67% y el Cretácico con el 0.52%. Uruapan se encuentra en la zona de sismicidad C.

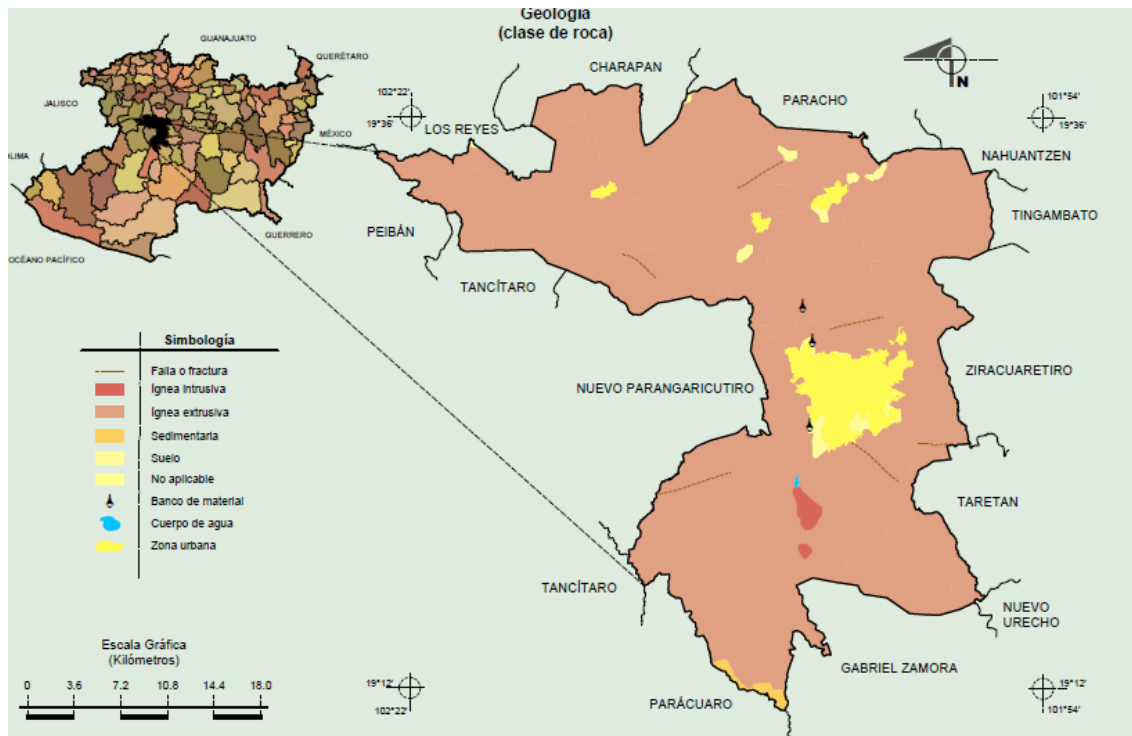


Figura 3.7. Geología del Municipio de Uruapan Michoacán.

Fuente: Compendio de información geográfica municipal 2010 de Uruapan Mich; 2010, 7.

3.3.3. Hidrología.

La región hidrológica de la región en la que está conformado Uruapan es el “Balsas”, de las cuales se conforma de las cuencas de R. Tepalcatepec con el 83.85% y R. Infiernillo con el 16.15%, las subcuencas que lo conforman son; R. Cupatitzio con el 53.72%, R. La Parota con el 18.89%, R. Itzícuaró con el 14.50%, Paracho-

Nahuatzen con el 11.25% y el R. Bajo Tepalcatepec con el 1.64%. Tiene una temperatura en el rango de 12- 26 °C y una precipitación entre 800 a 200 mm.

3.3.4. Uso de suelo.

El uso de suelo está compuesto por la agricultura, con el porcentaje del 30.85%, y la zona urbana con el 5.08%. Está conformado por vegetación de Bosques con el 54.38%, Pastizales con el 3.96% y de selva con el 2.58%. Figura 3.8.

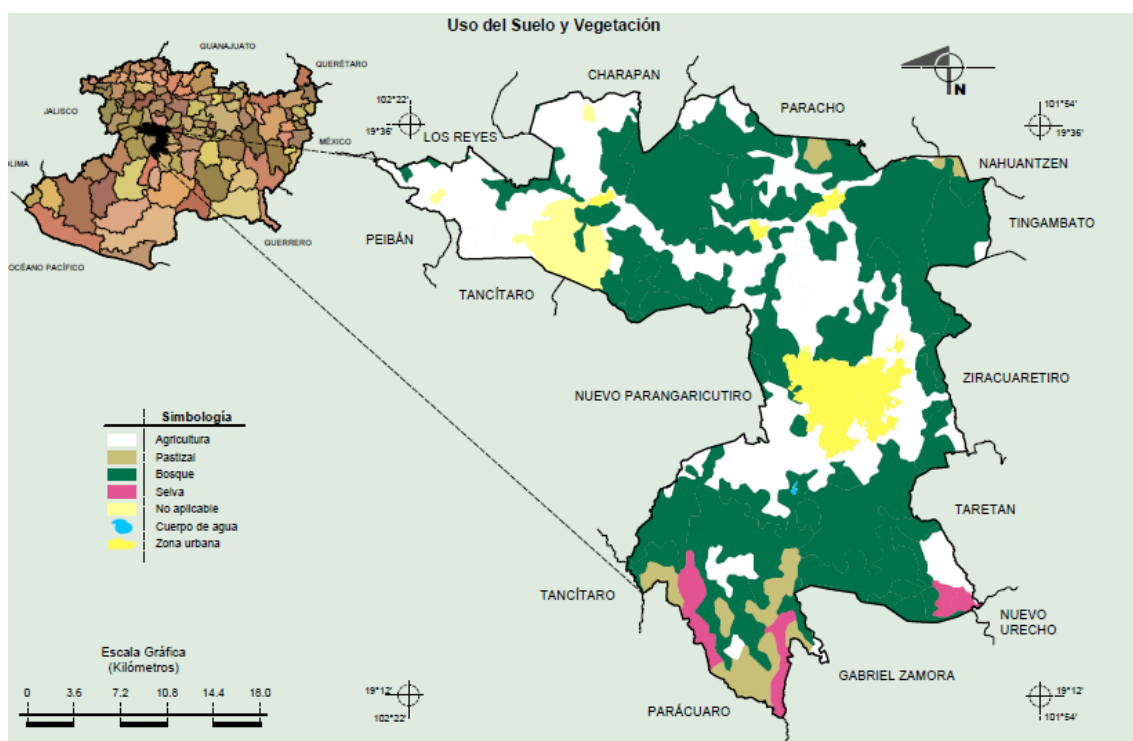


Figura 3.8. Uso de suelo y vegetación del Municipio de Uruapan Michoacán.

Fuente: Compendio de información geográfica municipal 2010 de Uruapan Mich; 2010, 11.

3.4. Informe fotográfico.

El informe fotográfico que se realizó en el predio fue con la intención de obtener la información superficial de la zona, la ubicación, la topografía, el uso del suelo del

predio y el acceso del predio.



Figura 3.9. Referencia de la zona de estudio.

Fuente: Propia.

La figura 3.9 se observa las referencia de la ubicación, las cuales es la carretera de Carapan-Uruapan, la gasolinera Cherangueran y el Motel Dreams.



Figura 3.10. Acceso al predio.

Fuente: Propia.

Lo que se observó con referente al acceso del predio, es que es muy complicado de acceder al predio y peligroso, lo que se deberá realizar un proyecto de reducción y de ampliación en la carretera para facilitar el acceso vehicular al predio, ya que será una obra de gran importancia para la ciudad. La figura 3.10 se muestra lo explicado anteriormente.



Figura 3.11. Uso del suelo del predio.

Fuente: Propia.

Se observó que en un área determinada del predio el uso de suelo es para el cultivo de aguacate, el cual cubre un área aproximadamente de 23 mil metros cuadrados de árboles de aguacate, la figura 3.11 se muestra una parte del área comprendida.



Figura 3.12. Vegetación del predio y topografía.

Fuente: Propia.

La vegetación que se observó, son pinos, pastizales y vástagos, también se observó la topografía del lugar que es muy accidentada, por lo que si se llevará a cabo el proyecto, el diseño de la subestructura deberá implementar el uso de muros de contenciones para estabilizar los taludes y nivelar el terreno. Lo anterior se muestra en la figura 3.12.



Figura 3.13. Río intermitente del predio.

Fuente: Propia.

En la figura 3.13, se muestra un río intermitente, el cual se piensa que descarga agua pluvial en temporadas de lluvias, por lo que se tiene que implementar el uso de un sistema de drenaje pluvial para evitar daños a la construcción.



Figura 3.14. Tipo de suelo.

Fuente: Propia.

El tipo de suelo que se observó es rocoso, ya que a simple vista al terreno se encontraron rocas volcánicas en gran cantidad en la superficie del suelo. La figura 3.14 muestra una porción del suelo del predio y se observa la poca vegetación a causa de la gran cantidad de roca en el lugar.

3.5. Alternativa actual.

El proyecto arquitectónico de los edificios Norte y Sur del centro de Convenciones de la ciudad de Uruapan se mostró en la figura 3.2. Los edificios se idealizan que las columnas de la parte frontal del edificio tengan un recubrimiento a

base de bastidores y fibrocemento con aspecto vertical, y las columnas exteriores también con recubrimiento de fibrocemento en forma vertical, como se muestra la figura 3.15.



Figura 3.15. Edificios Norte y Sur del Centro de Convenciones.

Fuente: Propia.

Los muros tapones exteriores de los edificios se proponen de tabique recocido artesanal, y los interiores de tabique cerámico, los muros divisorios se proponen de bastidores y paneles de yeso, también se propone los plafones con un metro de alto a base de armaduras de acero y recubierto de paneles de yeso. La estructura se propone por un sistema de trabes y columnas de acero.

3.6. Proceso del análisis.

El proceso del análisis para el diseño de los edificios Norte y Sur del centro de Convenciones de la ciudad de Uruapan, se basa en proponer la forma del sistema estructural, los materiales, el análisis de cargas y el diseño de los sistemas de pisos. Para el diseño de pisos se utilizará el manual de losacero del IMSA. Una vez obtenido lo anterior, se modelará a partir del programa SAP2000 V 19.2.1 para colocar las cargas correspondientes. También se realizará el diseño del espectro sísmico y colocarlo en el modelo estructural. Se proseguirá con la obtención de las fuerzas internas de los miembros estructurales más desfavorable y se realizará el dimensionamiento a partir de método de diseño de acero permisible del Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En este capítulo se presenta el método empleado que se utilizó para la elaboración de la presente tesis, el enfoque que posee, el alcance de la investigación y el diseño de la investigación; también se mencionará las herramientas y los programas que se utilizó para realizar la investigación y el proceso que se seguirá para la elaboración.

4.1. Método empleado.

El método científico, ya que de acuerdo con Tamayo y Tamayo (2000), está basado en las fases de observación, hipótesis y la experimentación. La fase de la observación consiste en la percepción minuciosamente de un fenómeno mediante la utilización de herramientas para medirlo. La hipótesis es la fase describen las posibles causas de un fenómeno; y la experimentación es en la provocación del fenómeno y llegar a la conclusión de la causa del fenómeno con exactitud y certidumbre.

4.1.1. Método matemático.

El método que se empleó para la presente tesis es el matemático, ya tiene los aspectos de notación simbólica, abstracción, axiomatización y rigor deductivo de acuerdo con el artículo de matematicalia.net (2005). La notación simbólica, es en describir mediante símbolos y reglas lógicas un objeto. La abstracción en las matemáticas es definitivamente obvia, ya que en ocasiones elementos que no necesariamente se refieren a objetos del mundo real. La axiomatización implica la demostración de teoremas basándose en otros ya demostrados anteriormente. Y el

rigor deductivo es el proceso por el cual se extrae la comprobación o la verdad en las matemáticas.

4.2. Enfoque de la investigación.

La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo, ya que “parte de una idea, que va acotándose y, una vez limitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica”. (Hernández y Colaboradores; 2010: 4)

Las principales características del enfoque cuantitativo son que parte la planeación de un problema delimitado y concreto, se construyen hipótesis y se revisa la literatura para sustentarlas. Una vez realizado el marco teórico se recolecta datos y se comprueban con mediciones, los cuales son analizados minuciosamente y cuya conclusión debe de encajar con los conocimientos ya existentes. La investigación debe ser objetiva y no subjetiva, esto quiere decir que el investigador no debe de involucrarse con los resultados y modificarlos, tampoco otro individuo ajeno debe de modificar los resultados, ya que afecta la validez y la credibilidad de la investigación. El proceso de investigación tiene un patrón predecible y, se debe de encontrar resultados generalizados de un grupo o segmento en específico. Y como resultado los fenómenos estudiados tienen como objetivo principal, explicarlos y predecirlos.

De acuerdo con Hernández y Colaboradores (2010), existen dos realidades, la subjetiva y la objetiva según Grinnell y Creswell (1997), los cuales la subjetiva es aquella en las que el investigador cree, y la objetiva es la que existente. La investigación objetiva es en comprobar las creencias subjetivas del investigador, esto

quiere decir; la comprobación de esta. Por lo que se dice que la investigación con enfoque cuantitativo puede ser subjetivo pero claro, debe de demostrarse mediante el proceso de investigación para que el conocimiento obtenido sea objetivo.

La presente tesis tiene como objetivo en realizar el diseño de la superestructura del centro de convenciones, que sigue un proceso específico para la obtención de los resultados y, basándose en métodos de los reglamentos de construcciones del marco teórico del capítulo 2, se realizará el dimensionamiento de los miembros estructurales, partiendo de las respuestas obtenidas bajo las acciones que se someterá la edificación. Por ese motivo es que la investigación tiene un enfoque cuantitativo, ya que parte de una idea y, la hipótesis; que la estructura resistirá bajo las solicitaciones existentes en el medio, y se analizará para ser comprobado con el dimensionamiento estructural.

4.2.1. Alcance de la investigación.

Uno de los alcances de la investigación es la descriptiva, que “busca especificar propiedades, características y rasgos importantes de cualquier fenómeno que se analice” (Hernández y Colaboradores; 2010: 80). La investigación de la presente tesis es de alcance descriptivo, ya que solamente se medirán las fuerzas internas de los miembros estructurales y se cuantificará las dimensiones, y no se realizará una investigación no conocida, o una comparativa de diseño de los distintos reglamentos de construcciones, simplemente se medirán las fuerzas internas y se realizará el dimensionamiento estructural con un reglamento en específico.

4.3. Diseño de la investigación.

En el diseño de la investigación, existen dos tipos importantes para comprobar los resultados, según Hernández y Colaboradores (2010), los diseños experimentales y los no experimentales. Los primeros tienen como fin manipular las variables intencionalmente de un fenómeno y evaluarlo; y el segundo, no es posible manipular las variables intencionalmente de un fenómeno, por lo que solamente se puede observar. El diseño de la investigación de la presente tesis es de tipo no experimental, ya que la naturaleza de las acciones del medio que se someterá la estructura no se puede manipular físicamente, como por ejemplo estabilidad de la estructura al manipular la gravedad o, medir las respuestas de la edificación imponiendo un sismo de cierta magnitud.

Las investigaciones no experimentales se dividen en dos partes, las transeccionales y las longitudinales. Las transeccionales son aquellas que obtienen datos mediante un momento único, y se dividen en tres, Exploratorios, descriptivo y correlacionales. Y los longitudinales estudian los cambios a partir del tiempo.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

Para la presente tesis, se utilizará los datos proporcionados del peso de los materiales del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. Los factores de cargas para las combinaciones de cargas serán de 1.5 para carga viva y carga muerta, y para cargas accidentales, será de 1.1. Las proporciones de las dimensiones de los elementos estructurales se realizará mediante el Reglamento del Estado de Michoacán.

El análisis sísmico se realizará lo que se expuso en el capítulo 2 del marco teórico de la presente tesis. El análisis estructural se realizará mediante el programa SAP2000 v19.2.1. El diseño del sistema de pisos se realizará mediante el uso del manual de losacero de IMSA. Y el diseño de los elementos estructurales se realizará a partir del programa Excel Office 365. Las especificaciones de las estructuras y las características de los miembros estructurales se realizarán mediante planos y se utilizará el programa de AutoCAD 2017.

4.5. Descripción del proceso de investigación.

El proceso que se siguió para la investigación de la presente tesis fue en el planteamiento de un problema, el planteamiento de la importancia de esta, las revisiones textuales; que fundamenta el diseño estructural, y el desarrollo de las obtenciones de las acciones que se someterá la estructura, así como la obtención de las respuestas, la obtención de los esfuerzos permisibles de los miembros estructurales del reglamento de construcción del Estado de Michoacán, que se refiere a las trabes principales, trabes secundarias, columnas, conexiones, placa bases y conectores de cortante, el cual determina si el diseño es factible de los edificios norte y sur.

De lo que en conclusión es que se garantizará la estabilidad de la estructura para resistir las solicitaciones en las que el medio impone y, se realizará las especificaciones correspondientes para que la elaboración de la edificación cumpla con las características de seguridad y que sea confiable a partir del servicio que dará durante la vida útil de ésta.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS, DISEÑO E INTERPRETACIÓN DE DATOS

En el presente capítulo se muestra la descripción del proyecto arquitectónico, la estructuración, el análisis de cargas y la gráfica del espectro sísmico de diseño para finalizar con la determinación del dimensionamiento de los miembros estructurales, como son; el sistema de pisos, las trabes principales, las columnas, conexiones y placas bases.

5.1. Proyecto arquitectónico.

El proyecto arquitectónico del centro de convenciones consiste en dos edificios, norte y sur, los cuales cuentan con un conjunto de espacios para realizar diferentes actividades, como son salones de usos múltiples, vestíbulos, salones de computó, oficinas de logística, un auditorio, sala de café, cocina y un expo centro. En las figuras 5.1 y 5.2 se muestra las distribuciones de los espacios de ambos edificios.

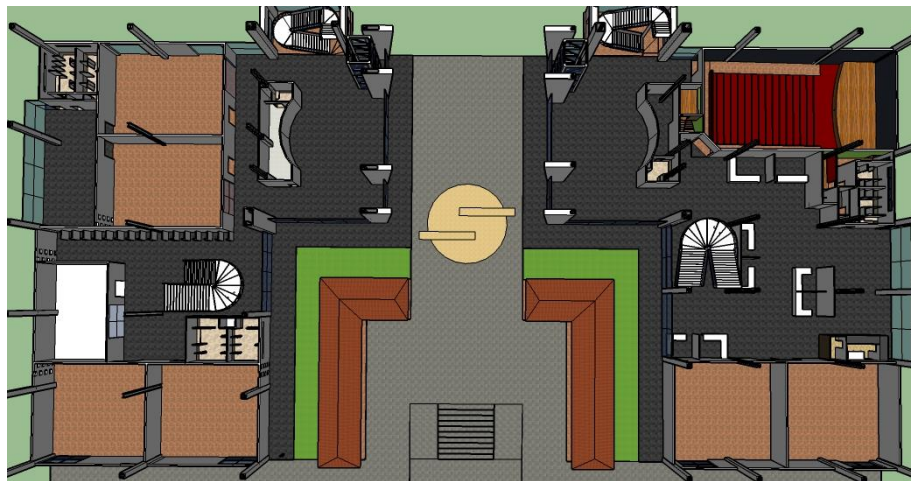


Figura 5.1. Primera planta de los edificios Norte y Sur.

Fuente: Propia

Ambos edificios contarán con fácil acceso para las segundas plantas, como es el uso de dos escaleras, una exterior y otra interior, así mismo los dos edificios poseerán un elevador en los accesos.



Figura 5.2. Segunda planta de los edificios Norte y Sur.

Fuente: Propia

El número de espacios de cada edificio son los siguiente:

Espacios del Edificio Norte	Cantidad
Acceso:	1
Área de recepción:	1
Oficina de logística:	1
Auditorio:	1
Cuarto de control:	1
Salón de usos múltiples:	2
Baños:	5

Terraza de café:	1
Cocina:	1
Elevador:	1
Escalera:	2
Vestíbulo:	1
Centro de exposición:	1

Espacios del Edificio Sur: Cantidad

Acceso:	1
Área de recepción:	1
Oficina de logística:	1
Oficina:	2
Sala de juntas:	2
Salón de usos múltiples:	7
Baños:	9
Terraza de café:	2
Salón de computo:	2
Elevador:	1
Escalera:	2
Vestíbulo:	1

Los materiales de construcción de ambos edificios son:

Muros perimetrales de 20 cm: A base de paneles de cemento y bastidores.

Muros divisorios de 10 cm: A base de bastidores y tableros de cemento y resanado de pasta.

Losas: A base de losacero y de concreto de $F'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Recubrimiento para columnas: A base de bastidores y tableros de fibrocemento.

Falsos plafones: A base de armaduras de PTR y tableros de yeso y resanado de pasta.

Trabes y columnas: A base de perfiles IPR de acero A36

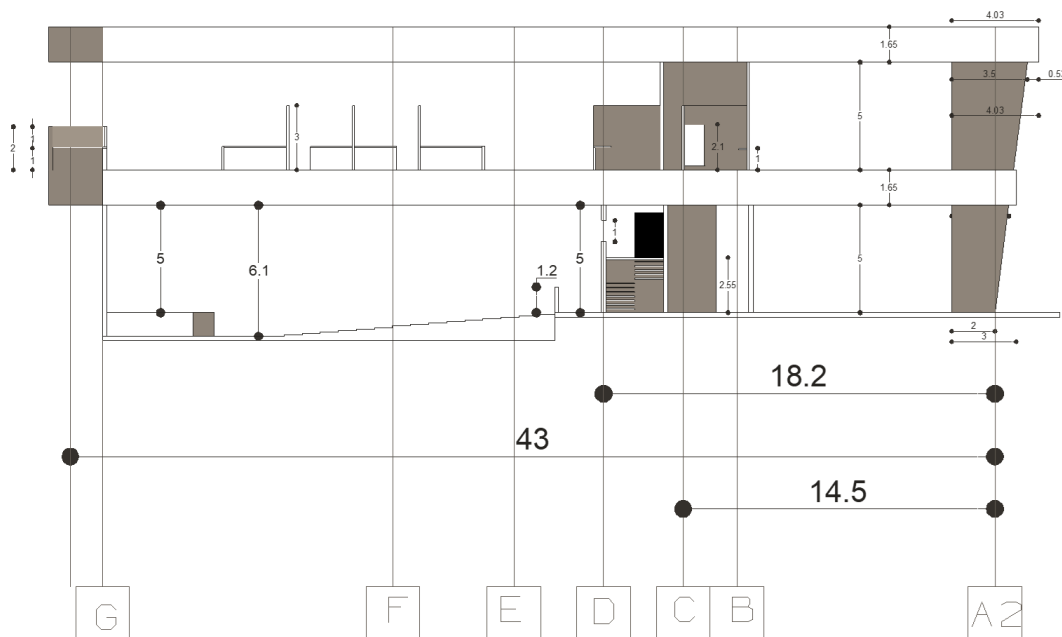


Figura 5.3. Corte a-a' del Edificio Norte.

Fuente: Propia

Las alturas de cada piso son de 5 m libre y un metro para colocar el falso plafón e instalaciones que se requieran en las edificaciones, a eso se le cuenta la altura de los peraltes de las trabes de la estructura, a excepción del edificio norte, ya que éste posee un pequeño auditorio en la planta baja y tiene un desnivel de 1.10 m abajo del nivel cero, en la figura 5.3 se muestra los niveles de la descripción anterior.

5.2. Estructuración de los edificios norte y sur.

La estructuración de los edificios norte y sur del Centro de Convenciones de la Ciudad de Uruapan se realizó con un sistema de vigas y columnas de acero A36 y de un sistema de losa-cero para los diferentes pisos. Ya que los edificios están en forma de “L” estos fueron divididos en dos, para no ocasionar esfuerzos excesivos durante un sismo y evitar que ocasione torsión sobre ellos, también omitir el uso de sistemas de contraventeos en las columnas, pues los claros entre columnas son grandes y el uso de los espacios se requiere estar libre de obstáculos.

Datos generales.

Uso:	Centro de convenciones.
Grupo de la edificación:	Grupo A.
Zona sísmica:	C
Sistema estructural:	Trabes IPR y columnas IPR.
Sistema de piso:	Losacero.
Niveles:	2.
Altura entre niveles:	6 m.
Materiales:	Acero estructural A36.
Método del diseño:	Esfuerzos permisibles del RCEM.

La combinación de cargas de los edificios norte y sur se realizó incluyendo los factores de carga de 1.5 (por ser edificación del grupo A) por la combinación de carga viva más carga muerta, y de 1.1 para la combinación de carga muerta más carga viva más carga sísmica, como se describe a continuación:

$$1.5(CV + CM)$$

Combinaciones de cargas: $1.1(CV + CM + S_x + 0.3S_y)$

$$1.1(CV + CM + S_y + 0.3S_x)$$

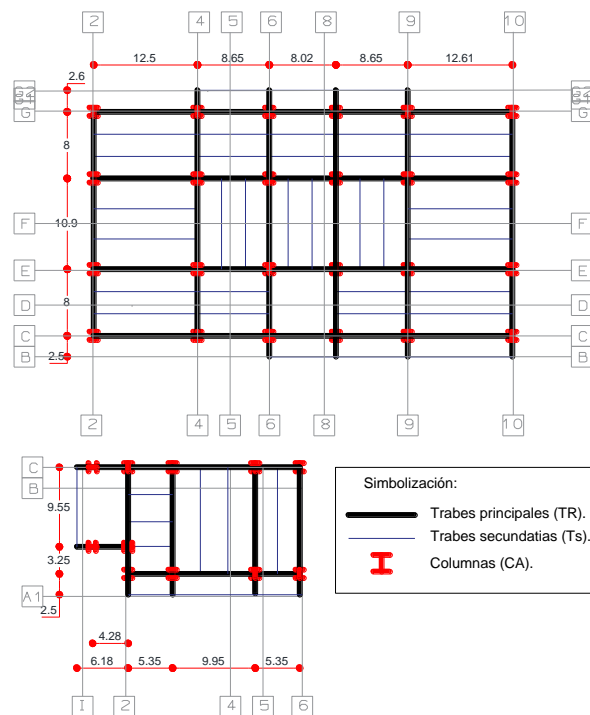


Figura 5.4. Estructuración del edificio Norte.

Fuente: Propia.

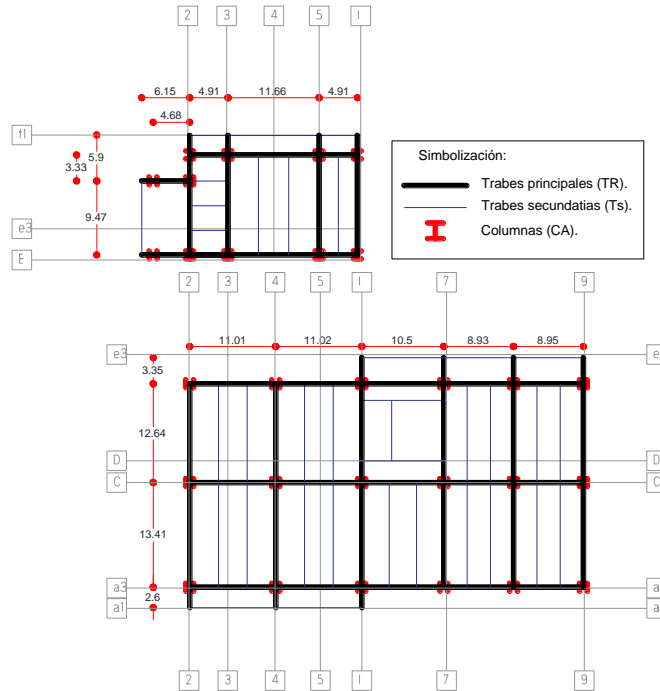


Figura 5.5. Estructuración del edificio Sur.

Fuente: Propia.

La estructuración de los edificios norte y sur se muestran en las figuras 5.4 y 5.5, cabe señalar que esta estructuración solo es del segundo nivel de ambos edificios, la distribución de las traves y columnas del nivel de la azotea se encuentra en los planos EST 1, 2, 3 y 4 de los anexos.

5.3. Análisis de cargas.

El análisis de cargas se realizó teniendo en cuenta los pesos del sistema de losacero, que se obtuvo con las dimensiones de la sección de concreto de la losa, también se tomaron en cuenta los muros divisorios y tapones del edificio sur, tomando como criterio el método de las cargas lineales para considerar la carga repartida en los tableros del edificio sur.

5.3.1. Análisis de cargas unitarias de muros divisorios.

En base a los materiales para la construcción de muros exteriores, se realizó el análisis de cargas muertas para muros exteriores de 20 cm de grosor con materiales de paneles de cemento y bastidores dobles de PTR, se estudió una porción de muro de 11.93 x 5 m² de área, el cual se obtuvo el peso del muro y se dividió entre el área total de muro para obtener el peso unitario.

Muros de 20 cm de grosor a base de paneles de cemento.

• Perfiles PTR de 2" de calibre 12.	3.89 kg/m	X	155.10 m	=	603.35 kg
• Panel de cemento para muro de 1.22 x 2.44 m de 5/8".	63.00 kg/PZA	X	40.4 PZA	=	2,545.99 kg
• Pasta para aplanado para los paneles de 0.5 cm de grosor.	2,100.00 kg/m ³	X	0.60 m ³	=	1,263.15 kg
Total					4,412.49 kg

Dividiendo entre el área del muro (60.15 m²): 73.36 kg/m²

Multiplicando por la altura del muro (5m): 366.79 kg/m

En el análisis de la obtención de los muros interiores de 10 cm de grosor, se realizó con el mismo procedimiento y materiales, solamente que realizó con una estructura de bastidor, y una porción de muro de 3 m x 8.6 m, por lo que se obtuvo el siguiente resultado:

Muros de 10 cm de grosor a base de paneles de cemento

• Perfiles PTR de 3" de calibre 14.	4.37 kg/m	X	55.82 m	=	243.93 kg
• Panel de cemento para muro de 1.22 x 2.44 m de 5/8".	63.00 kg/PZA	X	8.7 PZA	=	546.02 kg
• Pasta para aplanado para los paneles de 0.5 cm de grosor.	2,100.00 kg/m ³	X	0.26 m ³	=	541.80 kg
Total					1,331.76 kg

Dividiendo entre el área del muro (60.15 m²): 51.62 kg/m²

Multiplicando por la altura del muro (3m): 154.86 kg/m

5.3.2. Análisis de cargas de piso.

La estructura de la losa que se basó para el análisis de cargas de pisos intermedias del edificio es; el piso, pegapiso, la malla electrosoldada, el concreto y el peso propio de la losa, la carga viva se obtuvo mediante el RCDF (2004), en la figura 5.6 y 5.7 se muestra la estructura de la losa para los entresijos y las azoteas.

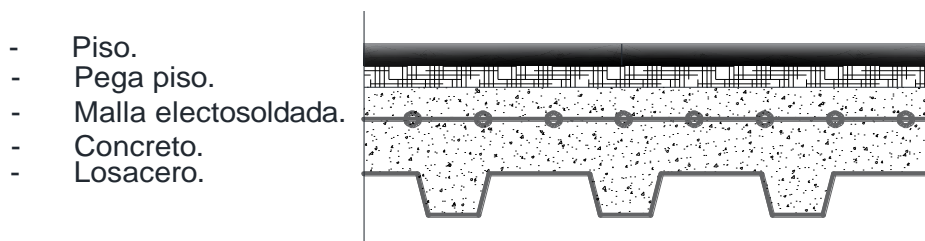


Figura 5.6. Croquis de la losa intermedia.

Fuente: Propia.

Para la obtención de la altura promedio de los desniveles para la captación de agua pluvial, se obtuvo mediante la fórmula; $L(\% \frac{Pendiente}{100})/2 + 0.05 m$, donde “L” es la distancia máxima del desnivel de la azotea.

- Desnivel pendiente del 0.25% para las bajantes.
- Malla electrosoldada.
- Concreto.
- Losacero.

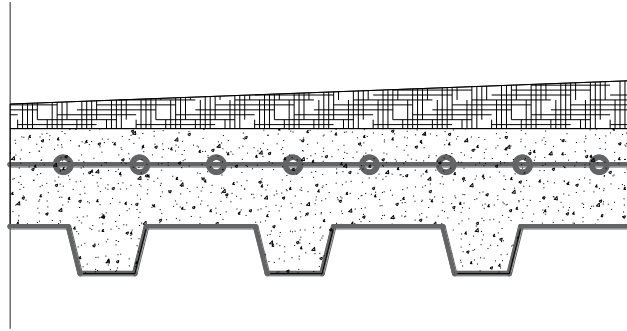


Figura 5.7. Croquis de la losa de azotea.

Fuente: Propia.

➤ **Edificio Norte.**

En el análisis de cargas de las losas intermedias del edificio norte, se calculó de la siguiente manera:

Peso promedio de losa de intermedia a base de losacero.			
Materiales	Peso por unidad	Unidad	Peso kg
Concreto reforzado.	2,400.00 kg/m ³	0.06 m ³	144.00
Losacero de calibre 18.	13.14 kg/m ²	1.00 m	13.14
Piso.	65.00 kg/m ²	1.00 m ²	65.00
Falso plafón.	40.00 kg/m ²	1.00 m ²	40.00
Pegapiso.	1,500.00 kg/m ³	0.03 m ³	45.00

Carga muerta Promedio: 0.307 ton/m²

Carga viva máxima: 0.350 ton/m²

El análisis unitario de la azotea del edificio norte se realizó con un promedio de altura para el desnivel de la losa para las descargas de agua pluvial, el cual se consideró el 0.25% a una distancia de 20.82 m.

$$\bar{h} = 0.0025 \times \frac{20.82}{2} + 0.05 = 0.076 \approx 0.08m$$

Peso promedio de losa de azotea a base de losacero.			
Materiales	Peso por unidad	Unidad	Peso kg
Concreto reforzado.	2,400.00 kg/m ³	0.06 m ³	144.00
Losacero de calibre 18.	13.14 kg/m ³	1.00 m	13.14
Falso plafón.	40.00 kg/m ²	1.00 m ²	40.00
Desniveles de la losa con el 1% de pendiente.	2,200.00 kg/m ³	0.08 m ³	167.26
Loseta asfáltica.	10.00 kg/m ²	0.03 m ³	0.30

Carga muerta Promedio: 0.365 ton/m²

Carga viva máxima: 0.10 ton/m²

Se consideró una carga viva en la azotea de 100 kg/m² y de 70 kg/m² para el análisis sísmico del edificio, y de carga muerta con el análisis anterior, se obtuvo de 365 kg/m².

➤ **Edificio sur.**

En el análisis de cargas para el edificio sur, se consideró una carga viva de 250 kg/m², que corresponde a cargas de escuelas, ya que el uso del presente edificio es para poseer salones de usos múltiples y núcleos de computo.

Peso promedio de losa de entrepiso a base de losacero.			
Materiales	Peso por unidad	Unidad	Peso kg
Concreto reforzado.	2,400.00 kg/m ³	0.06 m ³	144.00
Losacero de calibre 18.	13.14 kg/m ²	1.00 m	13.14
Piso.	65.00 kg/m ²	1.00 m ²	65.00
Falso plafón.	40.00 kg/m ²	1.00 m ²	40.00
Pegapiso.	1,500.00 kg/m ³	0.03 m ³	45.00

Carga muerta Promedio: 0.307 ton/m²

Carga viva máxima: 0.250 ton/m²

Ya que el edificio sur posee sistemas de muros exteriores e interiores, se le sumó las cargas de estos y teniendo en cuenta que son cargas lineales de muro, el peso se incrementó con la multiplicación de la interpolación de la tabla de cargas lineales.

Cargas lineales de muros.								
Tablero	Eje	Tramo	Lado	m a1/a2	Muro	Longitud	Fc. Lineal	Carga
X	e3-c	2-4	Corto	0.87	154.86 kg/m	12.00 m	1.54	2,852.44 kg
			Largo	0.87	154.86 kg/m	8.88 m	1.67	2,289.57 kg
XI	e3-c	4-II	Corto	0.87	154.86 kg/m	22.95 m	1.54	5,455.28 kg
			Largo	0.87	154.86 kg/m	6.68 m	1.67	1,722.33 kg
XVII	a3-c	I-7	Corto	0.78	154.86 kg/m	16.91 m	1.49	3,892.99 kg
			Largo	0.78	154.86 kg/m	12.84 m	1.71	3,393.44 kg

Sumando los pesos de la tabla anterior con las cargas unitarias de la losa, se obtiene el peso total de los tableros, el cual se obtuvo el siguiente resultado:

Análisis de cargas de tableros.				
Tablero	Carga del muro	Carga del tablero	Área m2	Carga total
VII	0.00 ton	0.307 ton/m2	35.28	0.307 ton/m2
VIII	0.00 ton	0.307 ton/m2	26.86	0.307 ton/m2
IX	0.00 ton	0.307 ton/m2	30	0.307 ton/m2
X	5.14 ton	0.307 ton/m2	139.28	0.344 ton/m2
XI	7.18 ton	0.307 ton/m2	139.28	0.359 ton/m2
XII	0.000 ton	0.307 ton/m2	80.92	0.307 ton/m2
XIII	0.000 ton	0.307 ton/m2	112.85	0.307 ton/m2
XIV	0.000 ton	0.307 ton/m2	113.11	0.307 ton/m2
XV	0.000 ton	0.307 ton/m2	147.6	0.307 ton/m2
XVI	0.000 ton	0.307 ton/m2	147.6	0.307 ton/m2
XVII	7.286 ton	0.307 ton/m2	140.26	0.359 ton/m2
XVIII	0.000 ton	0.307 ton/m2	119.6	0.307 ton/m2
XIX	0.000 ton	0.307 ton/m2	119.86	0.307 ton/m2

Los resultados de la tabla se tomaron en cuenta los tableros del peso propio del edificio sur, el cual se dividieron en tableros que se muestra en la figura 5.8.

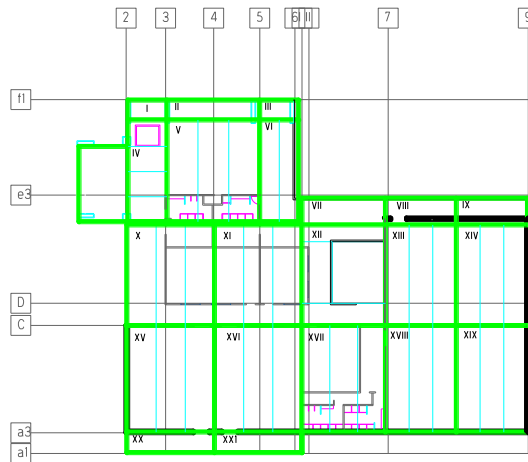


Figura 5.8. Tableros del edificio sur.

Fuente: Propia.

En el análisis de cargas de piso para la azotea del edificio sur, se consideró una altura promedio del desnivel para los bajantes de agua pluvial de 8 cm, que corresponde el 0.25% de pendiente, la distancia mayor en el que se realizó el cálculo es de 21 m.

$$\bar{h} = 0.0025 \times \frac{21}{2} + 0.05 = 0.07625 \approx 0.08m$$

Peso promedio de losa de azotea a base de losacero.			
Materiales	Peso por unidad	Unidad	Peso kg
Concreto reforzado.	2,400.00 kg/m ³	0.06 m ³	144.00
Losacero de calibre 18.	13.14 kg/m ³	1.00 m	13.14
Falso plafón.	40.00 kg/m ²	1.00 m ²	40.00
Desniveles de la losa con el 1% de pendiente.	2,200.00 kg/m ³	0.08 m ³	167.75
Loseta asfáltica.	10.00 kg/m ²	0.03 m ³	0.30

Carga muerta Promedio: 0.365 ton/m²

Carga viva máxima: 0.10 ton/m²

La carga viva de la azotea del edificio sur, al igual que el edificio norte, se consideró de 100 kg/m² y para el análisis de sismo de 70 kg/m², cabe mencionar que el dimensionamiento del grosor de la losa se realizó con un pre-dimensionamiento de las secciones para obtener el peso, y se realizó el diseño de la losacero, para después obtener las secciones anteriores del análisis de cargas.

5.4. Diseño de la losacero.

El diseño del sistema de pisos se diseñó por medio de las especificaciones del manual de losacero de la empresa IMSA, se analizó las cargas actuantes del tablero más desfavorable de cada edificio.

5.4.1. Diseño de la losa-cero del edificio norte.

Para el diseño de la losa-cero, se optó el uso de conectores de cortantes, ya que son losas de sobre cargas, el tablero más desfavorable se optó el que tiene más área y más carga del complejo arquitectónico que es el tablero XIX de la imagen 5.9.

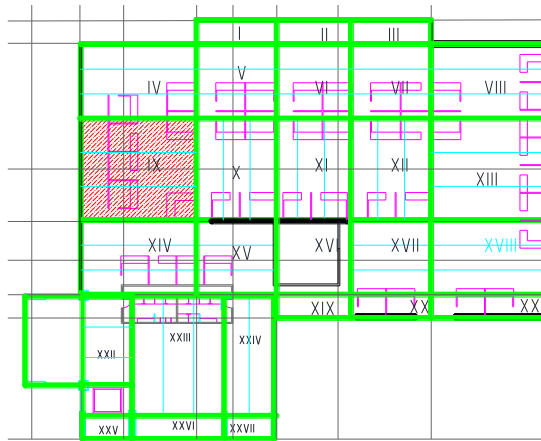


Figura 5.9. Tablero más desfavorable del edificio norte.

Fuente: Propia.

Datos para el diseño:

Número de apoyos:	4
Distancia entre apoyos:	3.63 m
Calibre de losacero:	18
Grosor del concreto:	6.00 cm
Fc:	1.5

1. Análisis de cargas sin incluir el peso propio de la losa.

Peso promedio de losa de entrepiso a base de losacero.			
Materiales	Peso por unidad	Unidad	Peso kg
Piso.	65.00 kg/m ²	1.00 m ²	65.00
Falso plafón.	40.00 kg/m ²	1.00 m ²	40.00
Pegapiso.	1,500.00 kg/m ³	0.03 m ³	45.00

Realizando la suma se obtiene:

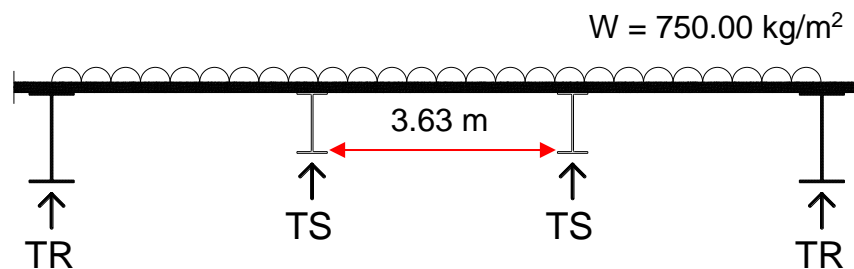
Carga muerta Promedio: 0.15 ton/m²

Carga viva máxima: 0.35 ton/m²

Total: 0.500 ton/m²

Fc*W_T: 750.00 kg/m²

En resumen:



2. Diseño de la losacero.

la losa-cero tiene las características de 4 apoyos y la distancia de centros de cada claro son de 3.63 m, se escoge 6 cm de espesor de la losa, ya que la siguiente tabla lo recomienda:

Losacero Sección 4 Claros Máximos sin Apuntalamiento						
CALIBRE	APOYO	5cm	6cm	8cm	10cm	12cm
24	↑↑	1.77	1.70	1.59	1.50	1.42
	↑↑↑	2.38	2.29	2.15	2.03	1.93
	↑↑↑↑	2.41	2.32	2.17	2.05	1.95
22	↑↑	2.12	2.04	1.90	1.79	1.69
	↑↑↑	2.83	2.73	2.55	2.40	2.28
	↑↑↑↑	2.91	2.80	2.61	2.46	2.33
20	↑↑	2.46	2.36	2.19	2.06	1.95
	↑↑↑	3.20	3.08	2.89	2.72	2.58
	↑↑↑↑	3.31	3.19	2.98	2.81	2.67
18	↑↑	3.00	2.87	2.67	2.50	2.36
	↑↑↑	3.85	3.71	3.48	3.28	3.11
	↑↑↑↑	3.98	3.84	3.59	3.39	3.22

Teniendo el espesor del concreto y el calibre de la losa-cero, se prosigue obteniendo las cargas admisibles de la losa-cero, utilizando los valores de la siguiente tabla:

Losacero Sección 4 Sobrecargas Admisibles (kg/m ²)													
Cal.	espesor de conc. (cm)	Separación entre apoyos (m)											
		1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
24	5	1840	1462	1182	969	804	672	566	479	407	347	296	252
	6	2000	1649	1334	1094	907	759	640	542	461	393	335	286
	8	2000	2000	1638	1344	1115	933	787	667	586	485	414	354
	10	2000	2000	1941	1593	1323	1108	934	793	675	576	493	422
	12	2000	2000	2000	1843	1530	1282	1052	918	782	668	572	490
22	5	2000	1895	1465	1207	1006	846	717	612	525	452	390	337
	6	2000	2000	1656	1356	1138	958	812	693	595	512	442	383
	8	2000	2000	2000	1681	1402	1181	1002	856	735	634	548	474
	10	2000	2000	2000	2000	1666	1404	1192	1019	875	755	653	566
	12	2000	2000	2000	2000	2000	1627	1382	1182	1016	876	759	658
20	5	2000	2000	1772	1464	1225	1035	882	756	652	565	492	429
	6	2000	2000	2000	1660	1389	1174	1001	859	741	643	559	488
	8	2000	2000	2000	2000	1717	1452	1238	1064	919	797	694	607
	10	2000	2000	2000	2000	2000	1730	1476	1269	1096	952	830	725
	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1714	1473	1274	1107	965	844
18	5	2000	2000	2000	1908	1603	1361	1165	1005	873	762	667	587
	6	2000	2000	2000	2000	1826	1551	1328	1146	996	869	763	671
	8	2000	2000	2000	2000	2000	1930	1655	1429	1242	1085	953	840
	10	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1711	1488	1301	1143	1008
	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1735	1517	1334	1177

Realizando la interpolación y comparando con la carga real de la losa, se obtiene:

$$W_{adm} = 847.83 \text{ kg/m}^2 > 750.00 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto: La sobre carga hacia la losa es inferior que la admisible que ejerce la losa-cero, por lo que se acepta el diseño.

5.4.2. Diseño de la losacero del edificio sur.

El tablero más desfavorable del edificio sur es el tablero XVII de la imagen 5.10, ya que se observa es la que tiene mayor carga, a consecuencia de que encima de ese tablero se encuentra los baños del entrepiso.

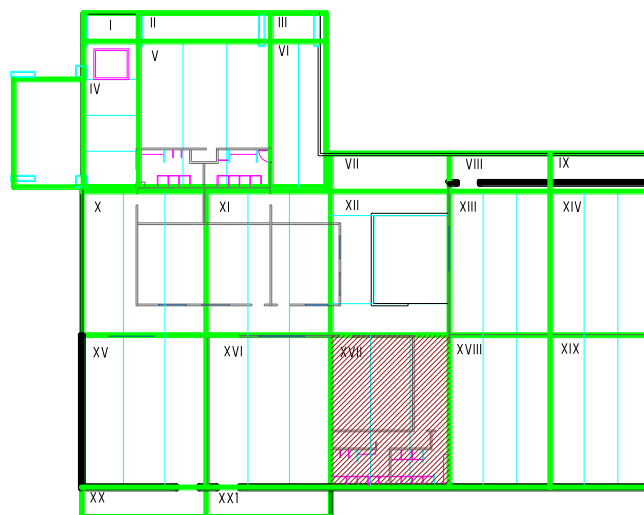


Figura 5.10. Tablero más desfavorable del edificio norte.

Fuente: Propia.

Datos para el diseño:

Número de apoyos:	4
Distancia entre apoyos:	3.50 m
Calibre de losa-cero:	18
Grosor del concreto:	8.00 cm
Fc:	1.5

1. Análisis de cargas sin incluir el peso propio de la losa.

Peso promedio de losa de entrepiso a base de losacero.			
Materiales	Peso por unidad	Unidad	Peso kg
Piso.	65.00 kg/m ²	1.00 m ²	65.00
Falso plafón.	54.74 kg/m ²	1.00 m ²	54.74
Pega-piso.	1,500.00 kg/m ³	0.03 m ³	45.00

Realizando la suma se obtiene:

Carga lineal de muros: 0.052 ton/m²

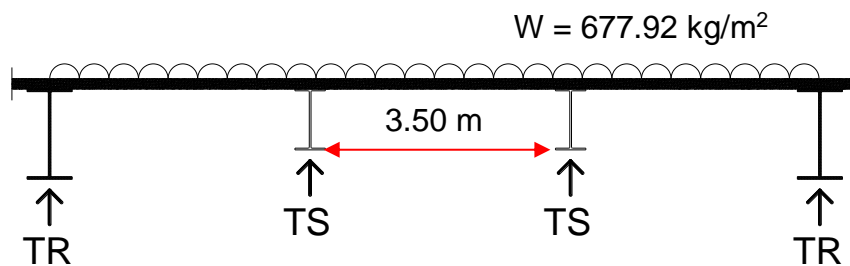
Carga muerta Promedio: 0.15 ton/m²

Carga viva máxima: 0.25 ton/m²

Total: 0.452 ton/m²

Fc*W_T: 677.92 kg/m²

En resumen:



2. Diseño de la losacero.

Por las características de tener 4 apoyos y entre cada claro son de 3.50 m, se escoge 6 cm de espesor de la losa y calibre 18 de la lámina, ya que la siguiente tabla lo recomienda:

Losacero Sección 4 Claros Máximos sin Apuntalamiento						
CALIBRE	APOYO	5cm	6cm	8cm	10cm	12cm
24	↑↑	1.77	1.70	1.59	1.50	1.42
	↑↑↑	2.38	2.29	2.15	2.03	1.93
	↑↑↑↑	2.41	2.32	2.17	2.05	1.95
22	↑↑	2.12	2.04	1.90	1.79	1.69
	↑↑↑	2.83	2.73	2.55	2.40	2.28
	↑↑↑↑	2.91	2.80	2.61	2.46	2.33
20	↑↑	2.46	2.36	2.19	2.06	1.95
	↑↑↑	3.20	3.08	2.89	2.72	2.58
	↑↑↑↑	3.31	3.19	2.98	2.81	2.67
18	↑↑	3.00	2.87	2.67	2.50	2.36
	↑↑↑	3.85	3.71	3.48	3.28	3.11
	↑↑↑↑	3.98	3.84	3.59	3.39	3.22

Teniendo el espesor del concreto y el calibre de la losa-cero, se prosigue obteniendo las cargas admisibles de la losa-cero, utilizando los valores de la siguiente tabla:

Losacero Sección 4 Sobrecargas Admisibles (kg/m ²)													
Cal.	espesor de conc. (cm)	Separación entre apoyos (m)											
		1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
24	5	1840	1462	1182	969	804	672	566	479	407	347	296	252
	6	2000	1649	1334	1094	907	759	640	542	461	393	335	286
	8	2000	2000	1638	1344	1115	933	787	667	586	485	414	354
	10	2000	2000	1941	1593	1323	1108	934	793	675	576	493	422
22	5	2000	1895	1465	1207	1006	846	717	612	525	452	390	337
	6	2000	2000	1656	1356	1138	958	812	693	595	512	442	383
	8	2000	2000	2000	1681	1402	1181	1002	856	735	634	548	474
	10	2000	2000	2000	2000	1666	1404	1192	1019	875	755	653	566
20	5	2000	2000	1772	1464	1225	1035	882	756	652	565	492	429
	6	2000	2000	2000	1660	1389	1174	1001	859	741	643	559	488
	8	2000	2000	2000	2000	1717	1452	1238	1064	919	797	694	607
	10	2000	2000	2000	2000	2000	1730	1476	1269	1096	952	830	725
18	5	2000	2000	2000	1908	1603	1361	1165	1005	873	762	667	587
	6	2000	2000	2000	2000	1826	1551	1328	1146	996	869	763	671
	8	2000	2000	2000	2000	2000	1930	1655	1429	1242	1085	953	840
	10	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1711	1488	1301	1143	1008
18	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1735	1517	1334	1177

Realizando la interpolación y comparando con la carga real de la losa, se obtiene:

$$W_{adm} = 932.50 \text{ kg/m}^2 > 677.92 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto: La sobre carga hacia la losa es inferior que la admisible que ejerce la losa-cero, por lo que se acepta el diseño.

5.5. Análisis estructural.

El análisis estructural se realizó creando un modelo de las estructuras en el programa SAP2000 v19.2.1, en donde se colocaron las cargas de pisos. El espectro de respuesta se incluyó como función en el programa. La masa en la cual se realizó el análisis sísmico fue la carga muerta y la carga viva unitaria instantánea.

Carga viva unitaria instantánea para los entresijos 250 kg/m²
de los entresijos del edificio norte:

Carga viva unitaria instantánea para los entresijos 180 kg/m²
de los entresijos del edificio sur.

Carga viva unitaria instantánea para las azoteas: 70 kg/m²

Las fuerzas internas de que se tomaron en cuenta para todas las trabes principales fueron todas las que tenían la combinación de carga de $1.5(CV + CM)$. Para las columnas, se tomaron en cuenta aquellas que tenían el momento más desfavorable que resultaron de las tres combinaciones de cargas (carga viva, muerta y sismo). El

análisis estructural de las traves secundarias, se idealizaron con apoyos simplemente apoyados y con la combinación de carga $1.5(CV + CM)$.

5.5.1 Diseño del espectro sísmico.

El análisis estructural se realizó a partir del espectro de respuesta sísmico que ejerce el suelo, y se obtuvo mediante la tabla 2.9, las ecuaciones 2.7, 2.8 y 2.9 y el mapa de la zonificación sísmica de la República Mexicana, la tabulación se realizó respecto a los siguientes datos:

Zona sísmica:	C
Tipo de suelo:	I
$a_0 =$	0.36
C =	0.36
T_1 (s) =	0
T_2 (s) =	0.6
r =	1/2
Grupo:	A

Tabulando los periodos de las ecuaciones 2.7, 2.8 y 2.9 hasta los 4 segundos,

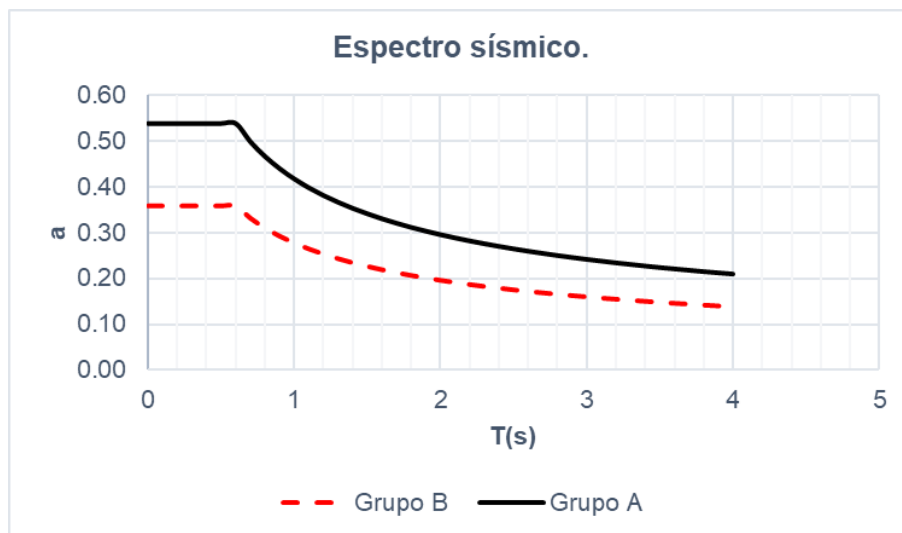
se obtiene la tabla 5.1.

T	Edificación		T	Edificación		T	Edificación	
	B	A		B	A		B	A
	a	a		a	a		a	a
0	0.36	0.54	1.4	0.24	0.35	2.8	0.17	0.25
0.1	0.36	0.54	1.5	0.23	0.34	2.9	0.16	0.25
0.2	0.36	0.54	1.6	0.22	0.33	3	0.16	0.24
0.3	0.36	0.54	1.7	0.21	0.32	3.1	0.16	0.24
0.4	0.36	0.54	1.8	0.21	0.31	3.2	0.16	0.23
0.5	0.36	0.54	1.9	0.20	0.30	3.3	0.15	0.23
0.6	0.36	0.54	2	0.20	0.30	3.4	0.15	0.23
0.7	0.33	0.50	2.1	0.19	0.29	3.5	0.15	0.22
0.8	0.31	0.47	2.2	0.19	0.28	3.6	0.15	0.22
0.9	0.29	0.44	2.3	0.18	0.28	3.7	0.14	0.22
1	0.28	0.42	2.4	0.18	0.27	3.8	0.14	0.21
1.1	0.27	0.40	2.5	0.18	0.26	3.9	0.14	0.21
1.2	0.25	0.38	2.6	0.17	0.26	4	0.14	0.21
1.3	0.24	0.37	2.7	0.17	0.25			

Tabla 5.1. Tabulación del espectro de respuesta.

Fuente: Propia

La tabulación del espectro de respuesta de la tabla 5.1, posee dos columnas de las aceleraciones, para edificación grupo B y A, en las edificaciones grupo A, las aceleraciones se multiplican por 1.5, por lo que los valores de las aceleraciones para los edificios son del tipo A. Al graficar la tabulación de la tabla 5.1 se obtiene el siguiente espectro de respuesta:



5.5.2. Resultados del análisis estructural.

Los resultados obtenidos del análisis estructural de los modelos realizados a través del programa SAP2000 v19.2.1, para las trabes principales, trabes secundarias, y columnas de los edificios norte y sur, fueron.

Trabe principal TR-1.

Combinación de carga: 1.5(CM+Wm)

Claro de la trabe:

L = 10.90 m

Momentos de la trabe:

$$Mu_{x1(-)} = 74.74 \text{ Ton-m}$$

$$Mu_{x2(-)} = 72.94 \text{ Ton-m}$$

$$Mu_{x3(+)} = 39.54 \text{ Ton-m}$$

Cortantes de la trabe:

$$Vu_{y 1(-)} = 41.77 \text{ Ton}$$

$$Vu_{y 2(+)} = 41.44 \text{ Ton}$$

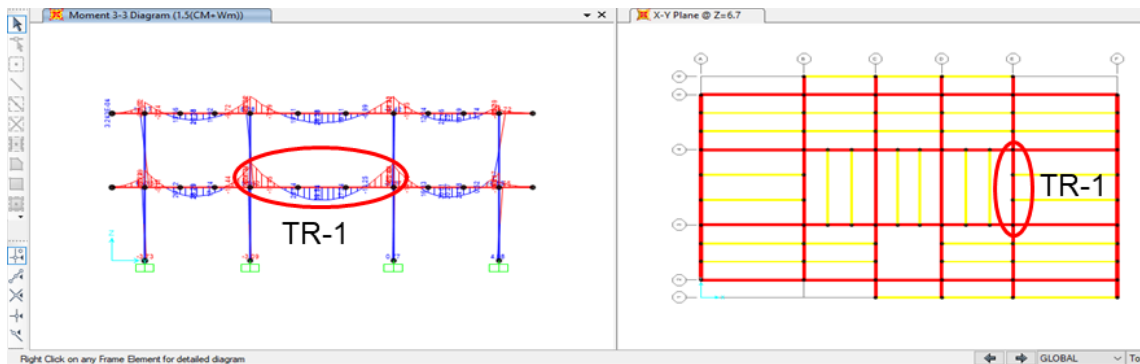


Figura 5.11. Trabe principal para el edificio norte TR-1.

Fuente: Propia.

La ubicación de la trabe más desfavorable de las TR-1 se localizó en la segunda planta del edificio norte, y se muestra en la figura 5.11, la cual se marca con el círculo y el símbolo.

Trabe principal TR-2.

Combinación de carga: 1.5(CM+Wm)

Claro de la trabe:

$$L = 11.01 \text{ m}$$

Momentos de la trabe:

$$M_{u_{x1(-)}} = 100.96 \text{ Ton-m}$$

$$M_{u_{x2(-)}} = 69.84 \text{ Ton-m}$$

$$M_{u_{x3(+)}} = 55.82 \text{ Ton-m}$$

Cortantes de la trabe:

$$V_{u_{y1(-)}} = 40.32 \text{ Ton}$$

$$V_{u_{y2(+)}} = 34.67 \text{ Ton}$$

La trabe TR-2, se obtuvo en la segunda planta del edificio sur, la cual se muestra en la figura 5.12.

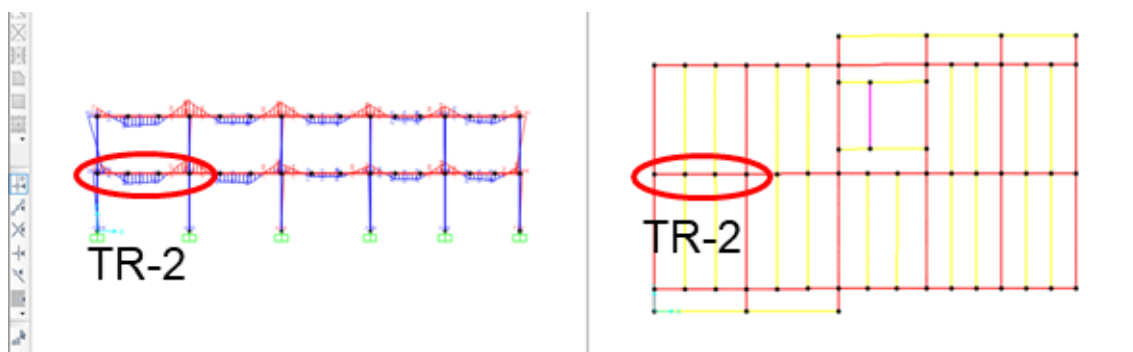


Figura 5.12. Trabe principal para el edificio sur TR-2.

Fuente: Propia.

Trabe secundaria TS-1.

Combinación de carga: $1.5(CM+Wm)$

Claro de la trabe:

$$L = 12.80 \text{ m}$$

Momento máximo de la trabe:

$$M_{u_{x(+)}} = 66.79 \text{ Ton-m}$$

Cortante máximo de la trabe:

$$V_{u_{y1(-)}} = 20.92 \text{ Ton}$$

$$V_{u_{y2(+)}} = 20.92 \text{ Ton}$$

La trabe secundaria TS-1 para los edificio norte y sur, se encontró a lado de las escaleras en el acceso del edificio norte, la cual fue será ambos edificios, ya que en el edificio sur obtuvo fuerzas parecidas a la TS-1 del edificio norte, la figura 5.13 se muestra la localización de la trabe.

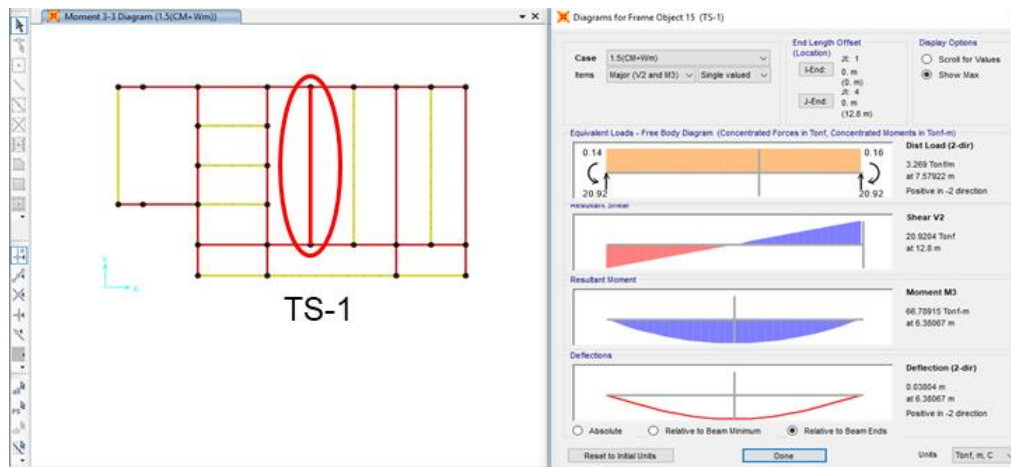


Figura 5.13. Trabe secundaria TS-1.

Fuente: Propia.

Trabe secundaria TS-2.

Combinación de carga: 1.5(CM+Wm)

Claro de la trabe:

$$L = 7.84 \text{ m}$$

Momento máximo de la trabe:

$$M_{ux1(+)} = 10.66 \text{ Ton-m}$$

Cortantes máximos de la trabe:

$$V_{uy1(-)} = 5.44 \text{ Ton}$$

$$V_{uy2(+)} = 5.44 \text{ Ton}$$

La trabe secundaria TS-2, se localizará para el área en donde se localizará las escaleras del edificio sur, ya que esta trabe estará apoyada sobre dos traveses secundarias TS-1, y ya que no tiene grandes esfuerzos internos, se diseñó para solamente esa trabe, la trabe TS-2 se muestra en la figura 5.14.

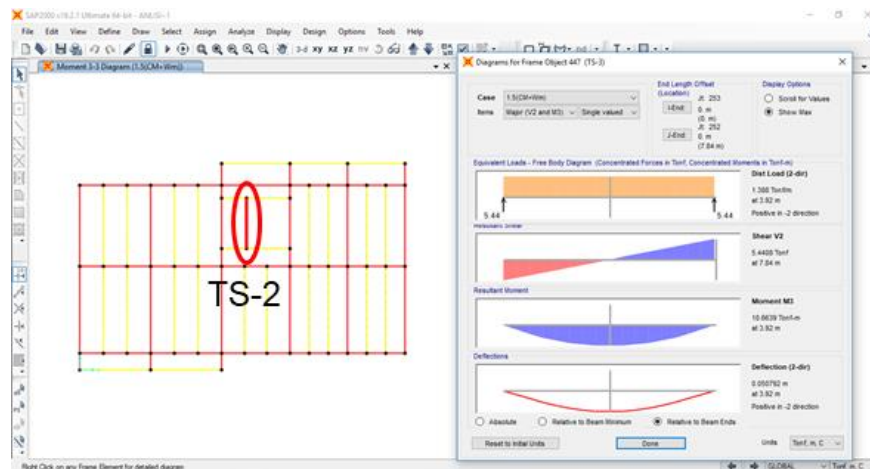


Figura 5.14. Trabe secundaria TS-2.

Fuente: Propia.

Columna CA-1.

Combinación de carga: $1.1(CM+Wm+Sy+0.3Sx)$

Claro de la columna: $L= 6.70$ m

Momentos desfavorables:

$$Mu_{x, 1} = -40.48 \text{ Ton-m}$$

$$Mu_{x, 2} = -25.08 \text{ Ton-m}$$

$$Mu_{y, 1} = -7.67 \text{ Ton-m}$$

$$Mu_{y, 2} = -1.98 \text{ Ton-m}$$

Cortantes desfavorables:

$$Vu_{x, 1} = -10.89 \text{ Ton}$$

$$Vu_{x, 2} = -10.89 \text{ Ton}$$

$$Vu_{y, 1} = -2.46 \text{ Ton}$$

$$Vu_{y, 2} = -2.46 \text{ Ton}$$

Fuerza axial:

$$P_U = -131.54 \text{ Ton}$$

La columna más desfavorable para el edificio norte se localizó en la primera planta del edificio, y se muestra en la figura 5.15.

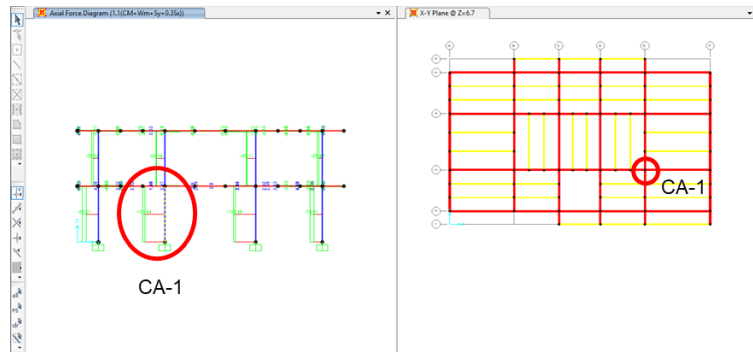


Figura 5.15. Columna desfavorable CA-1

Fuente: Propia.

Columna CA-2.

Combinación de carga: $1.1(CM+Wm+Sx+0.3Sy)$

Altura de la columna:

$$L = 6.70 \text{ m}$$

Momentos desfavorables:

$$M_{ux, 1} = 31.32 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ux, 2} = 11.92 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy, 1} = 4.19 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy, 2} = 3.84 \text{ Ton-m}$$

Cortantes desfavorables:

$$V_{ux, 1} = 8.90 \text{ Ton}$$

$$V_{ux, 2} = 8.90 \text{ Ton}$$

$$V_{uy, 1} = 1.20 \text{ Ton}$$

$$V_{uy, 2} = 1.20 \text{ Ton}$$

Fuerza axial:

$$P = -81.40 \text{ Ton}$$

La columna CA-2, se localizó en el edificio sur, la cual se observa que tiene menos momento que la columna CA-1, por lo que se diseñará para realizar el diseño lo más económico posible, la columna CA-2 se localiza en la figura 5.16.

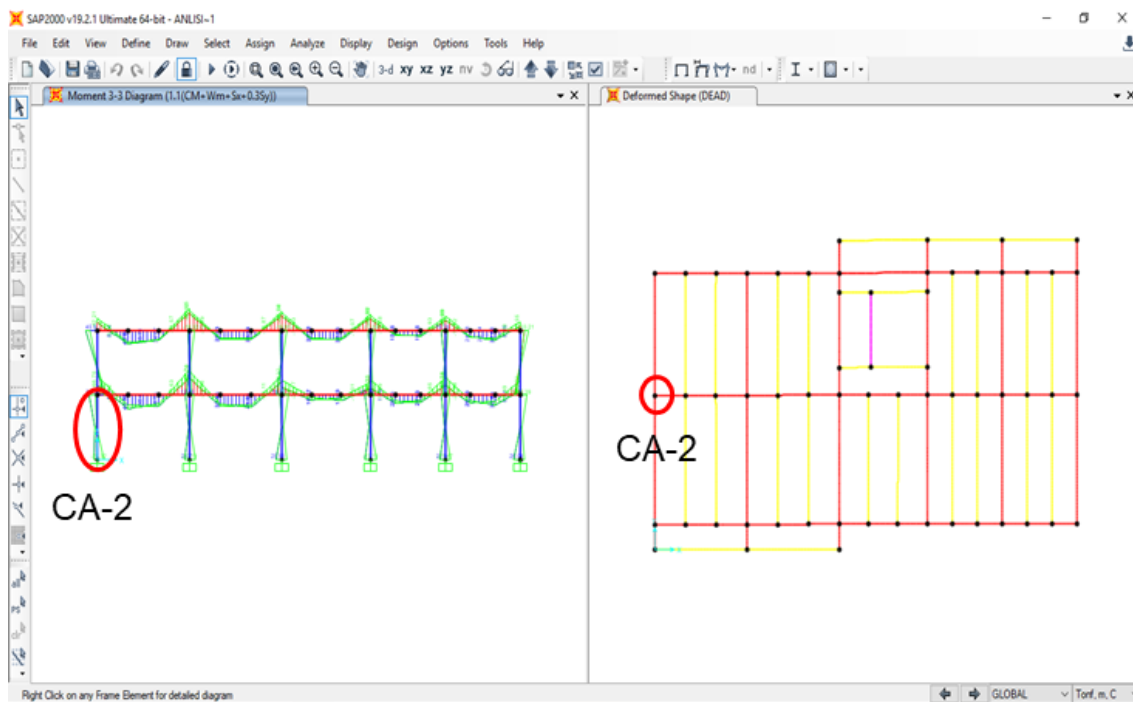


Figura 5.16. Columna desfavorable CA-2.

Fuente: Propia.

Para la obtención de las columnas más desfavorable, se observó que entre más momento se obtuvo de las columnas, la dimensión se incrementaba, por lo que se escogió las columnas más desfavorables las que tenían el momento mayor del sistema estructural.

5.6. Diseño de los miembros estructurales.

El diseño estructural como se mencionó anteriormente, se realizó con el método permisibles del Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán, que consistió en el diseño de las traveses principales, secundarias, y columnas, también se realizó en diseño de las conexiones y placas bases de las columnas.

5.6.1. Diseño de la trabe principal TR-1.

Datos de elementos mecánicos

$$M_{u, 1 (-)} = 74.74 \text{ ton-m} \quad V_{u (+)} = 41.77 \text{ ton}$$

$$M_{u, 2 (-)} = 72.94 \text{ ton-m} \quad V_{u (-)} = 41.44 \text{ ton}$$

$$M_{u, 3 (+)} = 39.54 \text{ ton-m} \quad L = 10.90 \text{ ton}$$

Materiales.

Acero: A36

$$\text{Límite de fluencia} \quad F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

Perfil propuesto:

$$A = 307.70 \text{ cm}^2$$

$$w = 241.60 \text{ kg/ml}$$

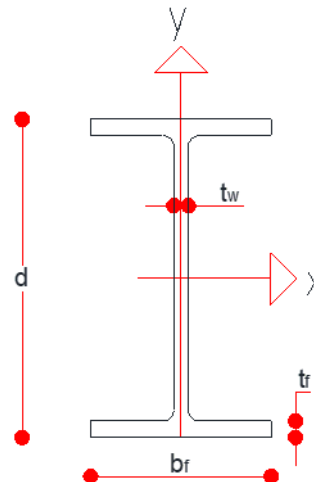
$$d = 63.50 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.79 \text{ cm}$$

$$b_f = 32.90 \text{ cm}$$

$$t_f = 3.11 \text{ cm}$$

$$S_x = 6,784.00 \text{ cm}^3$$



$$r_x = 26.40 \text{ cm}$$

$$r_y = 7.70 \text{ cm}$$

$$I_x = 215,191.00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 18,439.00 \text{ cm}^4$$

1. Revisión del arriostramiento.

- Para el patín:

$$\frac{640b_f}{\sqrt{F_y}} = 503.10 \text{ cm} < 1,090.00 \text{ cm}$$

No existe sujeción lateral en la sección.

- Para el patín:

$$\frac{1.49 \times 10^6 A_f}{dF_y} = 948.96 \text{ cm} < 1,090.00 \text{ cm}$$

No existe sujeción lateral en la sección.

2. Diseño por flexión, sin sujeción lateral.

Para que el esfuerzo a flexión sin sujeción lateral se acepta, se requiere cumplir con

la siguiente condición: $F_b = 0.5F_{cr} < 0.6F_y$

$$F_{cr} = 1550 \times 10^3 \frac{C_b A_b}{dI} = 2,316.56 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma por ser el mayor.

$$F_{cr} = 25200 \times 10^3 \frac{C_b}{(l/r_y)^2} = 1,271.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_b = 1.75 - 1.05(M_1/M_2) + 0.30(M_1/M_2)^2 = 1.011 < 2.3$$

Por lo tanto, F_{cr} es: 2,316.56 kg/cm²

Comparando los esfuerzos permisibles, se tiene:

$$F_b = 0.5F_{cr} = 1,158.28 \text{ kg/cm}^2 < 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el esfuerzo permisible de flexión.

Obtención del momento permisible:

$$M_{perm.} = S_x F_b = 7,857,777.61 \text{ kg} - \text{cm}$$

Comparando el porcentaje de tolerancia de $\pm 10\%$:

$$\left(\frac{M_x}{M_{perm.}} - 1 \right) \times 100\% = -5\%$$

Se acepta el perfil.

3. Diseño por cortante.

Para que el diseño se acepte, no se deberá exceder de la siguiente condición:

$$F_v \leq 0.4F_y$$

Esta condición es aplicable siguiente relación cumpla:

$$\frac{d}{t_w} \leq 3700/\sqrt{F_y}$$

$$35.47 < 73.56 \quad \text{Cumple!!}$$

Cumpliendo lo anterior, se prosigue a obtener el esfuerzo cortante de la sección, el cual es la división la fuerza cortante última entre el área del alma.

$$F_v = V/dt_w = 367.48 \text{ kg/cm}^2 < 1,012.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo permisible a cortante de la sección de acero es mayor al esfuerzo de cortante que ejerce a la trabe, cumple el diseño.

3. Revisión por estado límite de servicio.

Obtención de la deformación real de la viga:

$$d_{\text{real}} = 0.16 \text{ cm}$$

Deformación permisible de la viga:

$$d_{\text{perm}} = l/480 + 0.3 = 2.57 \text{ cm}$$

Se acepta el diseño por ser la deformación permisible mayor que la real.

5.6.2. Diseño de la trabe principal TR-2.

Datos de elementos mecánicos

$$M_{u,1(-)} = 100.96 \text{ ton-m} \quad V_{u(+)} = 40.32 \text{ ton}$$

$$M_{u,2(-)} = 69.84 \text{ ton-m} \quad V_{u(-)} = 34.67 \text{ ton}$$

$$M_{u,3(+)} = 55.82 \text{ ton-m} \quad L = 11.01 \text{ ton}$$

Materiales.

$$\text{Acero: A36}$$

$$\text{Límite de fluencia } F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

Perfil propuesto:

$$A = 337.40 \text{ cm}^2$$

$$w = 264.90 \text{ kg/ml}$$

$$d = 70.60 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.84 \text{ cm}$$

$$b_f = 35.80 \text{ cm}$$

$$t_f = 3.02 \text{ cm}$$

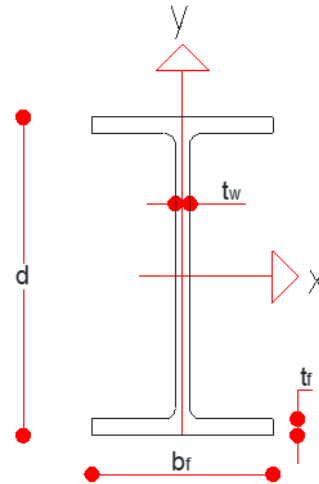
$$S_x = 8,226.00 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 29.50 \text{ cm}$$

$$r_y = 8.30 \text{ cm}$$

$$I_x = 290,945.00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 23,100.00 \text{ cm}^4$$



1. Revisión del arriostramiento.

- Para el patín:

$$\frac{640b_f}{\sqrt{F_y}} = 455.5 \text{ cm} < 1,101.00 \text{ cm}$$

No existe sujeción lateral en la sección.

- Para el patín:

$$\frac{1.49 \times 10^6 A_f}{dF_y} = 901.88 \text{ cm} < 1,101.00 \text{ cm}$$

No existe sujeción lateral en la sección.

2. Diseño por flexión, sin sujeción lateral.

Para que el esfuerzo a flexión sin sujeción lateral se acepta, se requiere cumplir con la siguiente condición: $F_b = 0.5F_{cr} < 0.6F_y$

$$F_{cr} = 1550 \times 10^3 \frac{C_b A_b}{dl} = 2,516.40 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se toma por ser el mayor.}$$

$$F_{cr} = 25200 \times 10^3 \frac{C_b}{(l/r_y)^2} = 1,671.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_b = 1.75 - 1.05(M_1/M_2) + 0.30(M_1/M_2)^2 = 1.167 < 2.3$$

Por lo tanto, F_{cr} es: $2,516.40 \text{ kg/cm}^2$

Comparando los esfuerzos permisibles, se tiene:

$$F_b = 0.5F_{cr} = 1,258.20 \text{ kg/cm}^2 < 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el esfuerzo permisible de flexión.

Obtención del momento permisible:

$$M_{perm.} = S_x F_b = 10,349,947.59 \text{ kg} - \text{cm}$$

Comparando el porcentaje de tolerancia de $\pm 10\%$:

$$\left(\frac{M_x}{M_{perm.}} - 1 \right) \times 100\% = -2\% \quad \text{Se acepta el perfil.}$$

3. Diseño por cortante.

Para que el diseño se acepte, no se deberá exceder de la siguiente condición:

$$F_v \leq 0.4F_y$$

Esta condición es aplicable siguiente relación cumpla: $\frac{d}{t_w} \leq 3700/\sqrt{F_y}$

$$38.37 < 73.56 \quad \text{¡Cumple!!}$$

Cumpliendo lo anterior, se prosigue a obtener el esfuerzo cortante de la sección, el cual es la división la fuerza cortante última entre el área del alma.

$$F_v = V/dt_w = 310.38 \text{ kg/cm}^2 < 1,012.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo permisible a cortante de la sección de acero es mayor al esfuerzo de cortante que ejerce a la trabe, cumple el diseño.

3. Revisión por estado límite de servicio.

Obtención de la deformación real de la viga:

$$d_{real} = 0.15 \text{ cm}$$

Deformación permisible de la viga:

$$d_{perm} = l/480 + 0.3 = 2.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se acepta el diseño por tener una deformación menor a la permisible.

5.6.3. Diseño de la trabe secundaria TS-1.

Elementos mecánicos.

$$\mathbf{Mu} = 66.79 \text{ ton-m}$$

$$\mathbf{Vu (+)} = 20.92 \text{ ton}$$

$V_u (-) = 20.92 \text{ ton}$ $L = 12.80 \text{ m}$

Materiales:

Acero: A36

Límite de fluencia: $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Perfil propuesto:

$A = 278.7$

$w = 218.80 \text{ kg/ml}$

$d = 56.00 \text{ cm}$

$t_w = 1.83 \text{ cm}$

$b_f = 31.80 \text{ cm}$

$t_f = 2.92 \text{ cm}$

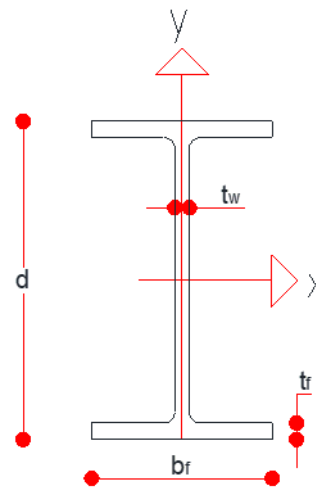
$S_x = 5391.00 \text{ cm}^3$

$r_x = 23.30 \text{ cm}$

$r_y = 7.50 \text{ cm}$

$I_x = 151,091.00 \text{ cm}^4$

$I_y = 15,650.00 \text{ cm}^4$



1. Revisión del arriostramiento.

• Para el patín:

$$\frac{640b_f}{\sqrt{F_y}} = 404.62 \text{ cm} < 1,280.00 \text{ cm}$$

No existe sujeción lateral en la sección.

- Para el patín:

$$\frac{1.49 \times 10^6 A_f}{dF_y} = 976.53 \text{ cm} < 1,280.00 \text{ cm}$$

No existe sujeción lateral en la sección.

2. Diseño por flexión, sin sujeción lateral.

Para que el esfuerzo a flexión sin sujeción lateral se acepta, se requiere cumplir con la siguiente condición: $F_b = 0.5F_{cr} < 0.6F_y$

$$F_{cr} = 1550 \times 10^3 \frac{C_b A_b}{dl} = 2,007.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 25200 \times 10^3 \frac{C_b}{(l/r_y)^2} = 8,651.73 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se toma por ser el mayor.}$$

Donde **Cb = 1**, por ser una viga simplemente apoyada.

Por lo tanto, Fcr es: $8,651.73 \text{ kg/cm}^2$

Comparando los esfuerzos permisibles, se tiene:

$$F_b = 0.5F_{cr} = 4,325.87 \text{ kg/cm}^2 > 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Es necesario realizar el ajuste corregido de Fcr.

$$F_{cr} = 2,345.04 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto

$$0.5 F_{cr} = 1,172.52 \text{ kg/cm}^2 < 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el esfuerzo permisible a flexión.

Obtención del momento permisible:

$$M_{perm.} = S_x F_b = 6,321,055.20 \text{ kg} - \text{cm}$$

Comparando el porcentaje de tolerancia de $\pm 10\%$:

$$\left(\frac{M_x}{M_{perm.}} - 1 \right) \times 100\% = 6\%$$

Se acepta el perfil.

3. Diseño por cortante.

Para que el diseño se acepte, no se deberá exceder de la siguiente condición:

$$F_v \leq 0.4F_y$$

Esta condición es aplicable siguiente relación cumpla: $\frac{d}{t_w} \leq 3700/\sqrt{F_y}$

$$30.60 < 73.56 \quad \text{¡¡Cumple!!}$$

Cumpliendo lo anterior, se prosigue a obtener el esfuerzo cortante de la sección, el cual es la división la fuerza cortante última entre el área del alma.

$$F_v = V/dt_w = 204.14 \text{ kg/cm}^2 < 1,012.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo permisible a cortante de la sección de acero es mayor al esfuerzo de cortante que ejerce a la trabe, cumple el diseño.

4. Revisión por estado límite de servicio.

Obtención de la deformación real de la viga:

$$d_{real} = 3.80 \text{ cm}$$

Deformación permisible de la viga:

$$d_{perm} = l/480 + 0.3 = 2.97 \text{ cm}$$

5.6.4. Diseño de la trabe secundaria TS-2.

Elementos mecánicos.

$$M_u = 10.66 \text{ ton-m}$$

$$V_{u(+)} = 5.44 \text{ ton}$$

$$V_{u(-)} = 5.44 \text{ ton} \quad L = 7.84 \text{ m}$$

Materiales:

Acero: A36

$$\text{Límite de fluencia: } F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

Perfil propuesto:

A = 68.4

w = 53.70 kg/ml

d = 40.28 cm

t_w = 0.75 cm

b_f = 17.74 cm

t_f = 1.09 cm

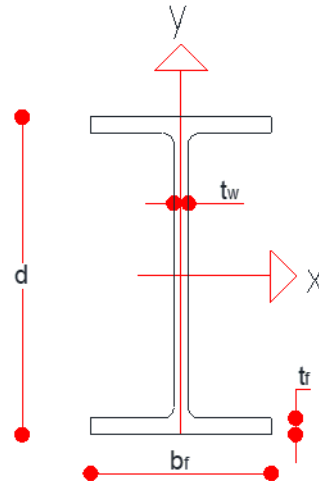
S_x = 926.00 cm³

r_x = 16.50 cm

r_y = 3.90 cm

I_x = 18,647.00 cm⁴

I_y = 1,020.00 cm⁴



1. Revisión del arriostramiento.

• Para el patín:

$$\frac{640b_f}{\sqrt{F_y}} = 225.75 \text{ cm} < 784.00 \text{ cm}$$

No existe sujeción lateral en la sección.

• Para el patín:

$$\frac{1.49 \times 10^6 A_f}{dF_y} = 283.32 \text{ cm} < 784.00 \text{ cm}$$

No existe sujeción lateral en la sección.

2. Diseño por flexión, sin sujeción lateral.

Para que el esfuerzo a flexión sin sujeción lateral se acepta, se requiere cumplir con la siguiente condición: $F_b = 0.5F_{cr} < 0.6F_y$

$$F_{cr} = 1550 \times 10^3 \frac{C_b A_b}{dl} = 951.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 25200 \times 10^3 \frac{C_b}{(l/r_y)^2} = 6,235.88 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se toma por ser el mayor.}$$

Donde $C_b = 1$, por ser una viga simplemente apoyada.

Por lo tanto, F_{cr} es: $6,235.88 \text{ kg/cm}^2$

Comparando los esfuerzos permisibles, se tiene:

$$F_b = 0.5F_{cr} = 3,117.94 \text{ kg/cm}^2 > 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Es necesario realizar el ajuste corregido de F_{cr} .

$$F_{cr} = 2,273.38 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto $0.5 F_{cr} = 1,136.69 \text{ kg/cm}^2 < 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$

Se acepta el esfuerzo permisible a flexión.

Obtención del momento permisible:

$$M_{Perm.} = S_x F_b = 1,052,576.88 \text{ kg} - \text{cm}$$

Comparando el porcentaje de tolerancia de $\pm 10\%$:

$$\left(\frac{M_x}{M_{perm.}} - 1 \right) \times 100\% = 1\%$$

Se acepta el perfil.

3. Diseño por cortante.

Para que el diseño se acepte, no se deberá exceder de la siguiente condición: $F_v \leq 0.4F_y$

Esta condición es aplicable siguiente relación cumpla: $\frac{d}{t_w} \leq 3700/\sqrt{F_y}$

$$53.76 < 73.56 \quad \text{¡¡Cumple!!}$$

Cumpliendo lo anterior, se prosigue a obtener el esfuerzo cortante de la sección, el cual es la división la fuerza cortante última entre el área del alma.

$$F_v = V/dt_w = 180.24 \text{ kg/cm}^2 < 1,012.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo permisible a cortante de la sección de acero es mayor al esfuerzo de cortante que ejerce a la trabe, cumple el diseño.

4. Revisión por estado límite de servicio.

Obtención de la deformación real de la viga:

$$d_{real} = 1.82 \text{ cm}$$

Deformación permisible de la viga:

$$d_{perm} = l/480 + 0.3 = 1.93 \text{ cm}$$

Comparando el porcentaje de tolerancia de $\pm 10\%$:

$$\left(\frac{d_{real}}{d_{perm.}} - 1 \right) \times 100\% = -6\%$$

Se acepta el perfil por tolerancia.

5.6.5. Diseño de conectores de cortante:

Datos del perfil. TS-1

$b_f = 31.80 \text{ cm}$

$\text{Área} = 278.70 \text{ cm}^2$

Datos de la viga.

Claro de la viga: $L = 12.80 \text{ m}$

Distancia libre adyacente entre viga: $L = 3.35 \text{ m}$

Datos de la losa.

Materiales: Concreto $F'_c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$

Grosor de la losa: $t = 9.81 \text{ cm}$

Datos de los conectores:

Largo del canal: 10.00 cm

Conector de cortante: $102 \text{ mm} \times 8.04 \text{ kg/m}$

Fuerza resistente del conector: $q = 15,200.00 \text{ kg}$

1. Obtención del ancho efectivo de la sección compuesta.

$$b \leq L/4 = 320.00 \text{ cm}$$

$$b \leq (l/2 - b_f/2) = 151.60 \text{ cm}$$

$$b \leq 2(l/2 - b_f/2) + b_f = 335.00 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 8t = 78.48 \text{ cm} \quad \text{¡¡Rige!!}$$

Por lo tanto, en ancho efectivo de la sección es:

$$b_{\text{efectivo}} = 2b + b_f = 188.76 \text{ cm}$$

$$b \leq L/4 = 188.76 \text{ cm} < 320.00 \text{ cm}$$

El ancho efectivo se acepta, por lo que se prosigue con el cálculo.

2. Obtención del número de conectores de cortante.

Área efectiva de la sección:

$$A_c = b_{\text{efectivo}} \times t_{\text{concreto}} = 1,851.74 \text{ cm}^2$$

Cortante horizontal:

$$V_h = 0.85F'_c A_c = 314,795.05 \text{ kg}$$

$$V_h = A_s F_y = 705,111.00 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se toma el menor de V_h :

$$V_h = 314,795.05 \text{ kg}$$

Obtención del número de conectores de cortante:

$$N = \frac{V_h}{q} = 20.71 \approx 21$$

Ya que los conectores de cortante son para encontrar el momento máximo de la viga partiendo del momento cero, se colocará el doble de ellos.

$$N = 42$$

Por lo tanto, los conectores se colocarán @ $31.22 \text{ cm} \approx 30.00 \text{ cm}$

3. Diseño de la soldadura:

Longitud efectiva de la soldadura:

$$l = 2l + 2b = 28.03 \text{ cm}$$

Calidad de la soldadura: E -60XX FEXX = $4,217.70 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura: $g = 6.00 \text{ mm}$

• Resistencia soldadura de filete del conector:

$$V_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 15,045.06 \text{ kg} < 15,200.00 \text{ kg}$$

La soldadura de filete se acepta para el conector de cortante por el 1% de tolerancia.

5.6.6. Diseño de columna de acero CA-1.

Datos mecánicos.

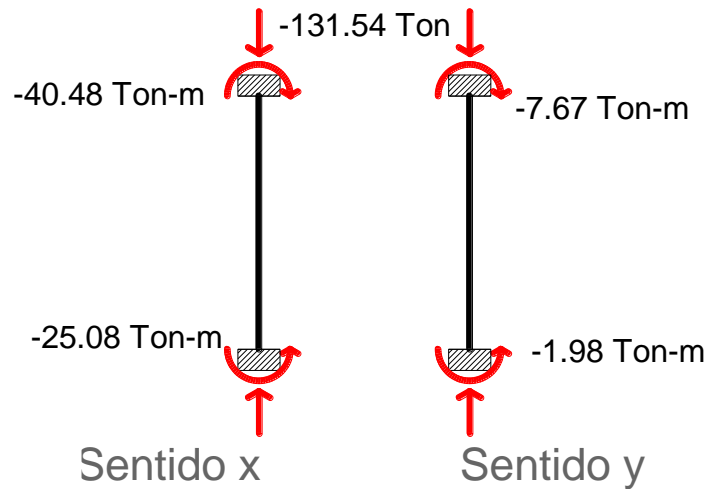
$$P_U = -131.54 \text{ Ton}$$

$$M_{u_{x,1}} = 40.48 \text{ Ton-m} \quad M_{u_{y,1}} = 7.67 \text{ Ton-m}$$

$$M_{u_{x,2}} = 25.08 \text{ Ton-m} \quad M_{u_{y,2}} = 1.98 \text{ Ton-m}$$

$$K_x = 0.65 \text{ Ton-m} \quad K_y = 0.65 \text{ Ton-m}$$

$$L = 6.70 \text{ m}$$



Datos del perfil.

IPR

$$A = 537.50 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 42.50 \text{ cm}$$

$$t_w = 3.28 \text{ cm}$$

$$b_f = 40.90 \text{ cm}$$

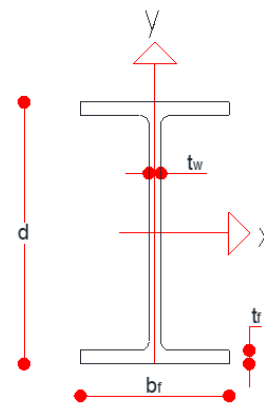
$$t_b = 5.26 \text{ cm}$$

$$S_x = 7522.00 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 17.20 \text{ cm}$$

$$S_y = 2933.00 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 10.60 \text{ cm}$$



a. Obtención de esfuerzo en compresión.

*Relación de esbeltez.

$$\frac{K_x L}{r_x} = 25.32$$

$$\frac{K_y L}{r_y} = 41.08 \quad \text{Rige para el diseño}$$

Por lo tanto:

$$41.08 < \left(\frac{kl}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_y}} = 126.05$$

*Revisión de pandeo local.

$$\frac{b}{2t} = 3.89 < \frac{800}{\sqrt{F_y}} = 15.90$$

$$\frac{d}{t} = 12.96 < \frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 41.75$$

Se toma el esfuerzo

$$F_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_y = 1,249.88 \text{ kg/cm}^2$$

b. Obtención de esfuerzos permisibles en flexión.

*Coeficiente de flexión en el sentido x:

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(M_1 / M_2 \right) + 0.30 \left(M_1 / M_2 \right)^2 = 1.215 < 2.3$$

***Coeficiente de flexión en el sentido y:**

$$C_{by} = 1.75 - 1.05 \left(M_1/M_2 \right) + 0.30 \left(M_1/M_2 \right)^2 = 1.498 < 2.3$$

Esfuerzo permisible de flexión en x:

$$f_{cr(x)} = 1550 \times 10^3 \frac{C_{bx} A_p}{dl} = 14,223.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cr(x)} = 25200 \times 10^3 \frac{C_{bx}}{(KL/r)^2} = 47,743.60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se toma este esfuerzo}$$

$$F_{bx} = 0.5 F_{cr(x)} = 23,871.80 \text{ kg/cm}^2 > 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se corrige el esfuerzo

$$f_{cr \text{ corregido}(x)} = F_y \left(1 - 0.25 \frac{F_y}{f_{cr(x)}} \right) = 2,496.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 0.5 F_{cr \text{ corregido}(x)} = 1,248.24 \text{ kg/cm}^2 < 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible de flexión en y:

$$f_{cr(y)} = 1550 \times 10^3 \frac{C_{by} A_d}{bl} = 11,814.89 \text{ kg/cm}^2$$

22,370.18 kg/cm² Se toma este esfuerzo

$$f_{cr(y)} = 25200 \times 10^3 \frac{C_{by}}{(KL/r)^2} = 11,185.09 \text{ kg/cm}^2 > 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se corrige el esfuerzo

$$f_{cr \text{ corregido } (y)} = F_y \left(1 - 0.25 \frac{F_y}{f_{cr(y)}} \right) = 2,458.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 0.5 F_{cr \text{ corregido } (y)} = 1,229.23 \text{ kg/cm}^2 < 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

***Revisión de flexo compresión.**

$$\frac{P/A}{F_a} = 0.196 > 0.15$$

Realizado el cálculo de la siguiente ecuación, se obtuvo:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{c_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ex}} \right] F_{bx}} + \frac{c_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ey}} \right] F_{by}} = 1.06 < 1$$

$$F'_{ex} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KL_x / r_{bx})^2} = 16,385.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ey} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KL_y / r_{by})^2} = 6,223.27 \text{ kg/cm}^2$$

El cual se obtuvo un porcentaje de tolerancia del -6%, por lo que la relación está dentro de los parámetros de tolerancia de error.

5.6.7. Diseño de columna de acero CA-2.

Datos mecánicos.

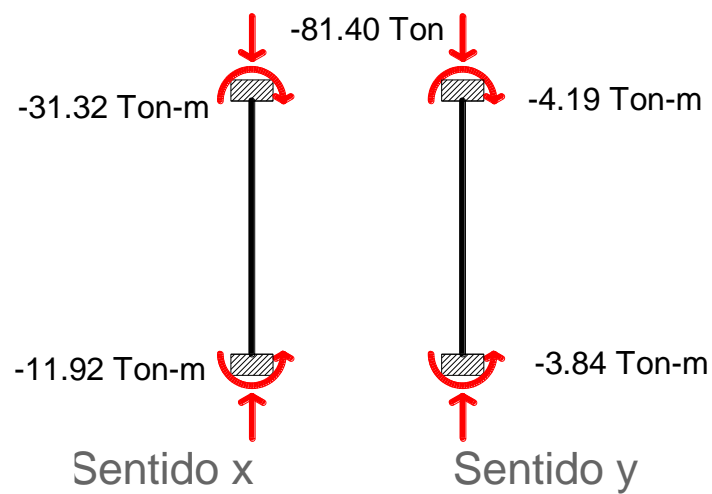
$$P_U = 81.40 \text{ Ton}$$

$$M_{ux,1} = 31.32 \text{ Ton-m} \quad M_{uy,1} = 4.19 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ux,2} = 11.92 \text{ Ton-m} \quad M_{uy,2} = 3.84 \text{ Ton-m}$$

$$K_x = 0.65 \text{ Ton-m} \quad K_y = 0.65 \text{ Ton-m}$$

$$L = 6.70 \text{ m}$$



Datos del perfil.

$$A = 366.50 \text{ cm}^2$$

$$d = 39.30 \text{ cm}$$

$$b_f = 39.90 \text{ cm}$$

$$S_x = 5080.00 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 1950.00 \text{ cm}^3$$

IPR

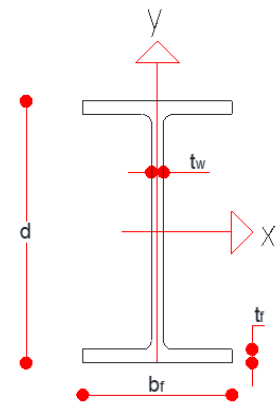
$$F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_w = 2.26 \text{ cm}$$

$$t_b = 3.66 \text{ cm}$$

$$r_x = 16.50 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.30 \text{ cm}$$



a. Obtención de esfuerzo en compresión.

*Relación de esbeltez.

$$\frac{K_x L}{r_x} = 26.39$$

$$\frac{K_y L}{r_y} = 42.28 \quad \text{Rige para el diseño}$$

Por lo tanto:

$$42.28 < \left(\frac{kl}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_y}} = 126.05$$

*Revisión de pandeo local.

$$\frac{b}{2t} = 5.45 < \frac{800}{\sqrt{F_y}} = 15.90$$

$$\frac{d}{t} = 17.39 < \frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 41.75$$

$$F_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_y = 1,245.73 \text{ kg/cm}^2$$

b. Obtención de esfuerzos permisibles en flexión.

*Coeficiente de flexión en el sentido x:

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.30 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.394 < 2.3$$

*Coeficiente de flexión en el sentido y:

$$C_{by} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.30 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.040 < 2.3$$

Esfuerzo permisible de flexión en x:

$$f_{cr(x)} = 1550 \times 10^3 \frac{C_{bx} A_p}{dl} = 11,981.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cr(x)} = 25200 \times 10^3 \frac{C_{bx}}{(KL/r)^2} = 50,419.62 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se toma este esfuerzo}$$

$$F_{bx} = 0.5 F_{cr(x)} = 25,209.81 \text{ kg/cm}^2 > 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se corrige el esfuerzo

$$f_{cr \text{ corregido } (x)} = F_y \left(1 - 0.25 \frac{F_y}{f_{cr(x)}} \right) = 2,498.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 0.5F_{cr \text{ corregido } (x)} = 1,249.13 \text{ kg/cm}^2 < 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible de flexión en y:

$$f_{cr(y)} = 1550 \times 10^3 \frac{c_{by}A_d}{bl} = 5,357.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cr(y)} = 25200 \times 10^3 \frac{c_{bx}}{(KL/r)^2} = 14,664.28 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se toma este esfuerzo}$$

$$F_{by} = 0.5F_{cr(y)} = 7,332.14 \text{ kg/cm}^2 > 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se corrige el esfuerzo

$$f_{cr \text{ corregido } (y)} = F_y \left(1 - 0.25 \frac{F_y}{f_{cr(y)}} \right) = 2,420.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 0.5F_{cr \text{ corregido } (y)} = 1,210.44 \text{ kg/cm}^2 < 1,518.00 \text{ kg/cm}^2$$

*Revisión de flexo compresión.

Se toma esta fórmula:

$$\frac{P/A}{F_a} = 0.178 > 0.15$$

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{c_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ex}} \right] F_{bx}} + \frac{c_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{ey}} \right] F_{by}} = 1.07 > 1$$

$$F'_{ex} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KL_x / r_{bx})^2} = 15,079.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ey} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KL_y / r_{by})^2} = 5,876.00 \text{ kg/cm}^2$$

El cual se obtuvo un porcentaje de tolerancia del -6%, por lo que la relación está

dentro de los parámetros de tolerancia.

5.7. Diseño de conexiones para las traves principales.

El diseño de las conexiones para las columnas y traves; se propuso realizar por medio de soldadura y placas, las placas superiores de las traves se consideran que trabajan a tensión y las inferiores a compresión, las dos placas en la parte de en medio; se considera que trabajan a cortante. Se consideró el uso de la soldadura para conectar a los elementos.

5.7.1. Conexión para la trabe TR-1.

Elementos geométricos del perfil.

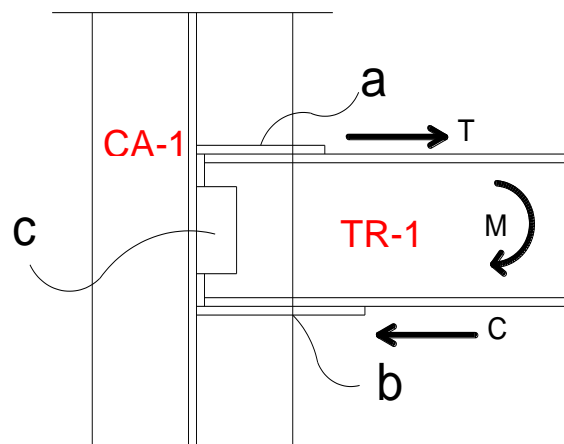
$$d = 63.50 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.79 \text{ cm}$$

$$b_f = 32.90 \text{ cm}$$

$$t_f = 3.11 \text{ cm}$$

$$S_x = 6,784.00 \text{ cm}^3$$



Materiales de los perfiles.

Columna: Acero A-35 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Acero A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Elementos mecánicos.

Momento: **Mu = 74.74 ton-m**

Cortante: **Vu = 41.77 ton**

1. Obtención de esfuerzos internos de la conexión.

- Obtención de los elementos mecánicos permisibles.

Momento permisible:

$$M = 0.6F_y S_x = 102.98 \text{ ton} - \text{m} > 74.74 \text{ ton} - \text{m}$$

Rige el momento permisible.

Cortante permisible:

$$V = 0.4F_y A_f = 115.03 \text{ ton} > 41.77 \text{ ton}$$

Rige el cortante permisible.

- **Descomposición de momento.**

Fuerza de tensión y compresión:

$$T = C = \frac{M}{d} = 162.17 \text{ ton}$$

2. Diseño de la placa a.

Datos geométricos de la placa.

Ancho: **A = 300.00 mm**

Largo: **L = 420.00 mm**

grosor: $t = 38.10 \text{ mm}$

Calidad del material. Acero: A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Calidad de la soldadura. E -70XX $F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura de filete: $g = 13.00 \text{ mm}$

• **Obtención del esfuerzo permisible de la placa:**

Tensión de la placa:

$$T_{plac.} = 0.6F_y A t = 173.51 \text{ ton} > 162.17 \text{ ton}$$

La placa propuesta se acepta, con tolerancia del: -7%

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2(l - 20) + A = 1100.00 \text{ mm}$$

• **Resistencia a tensión de la soldadura de filete:**

$$T_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 149.27 \text{ ton} < 162.17 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta, con tolerancia del: 9%

• **Resistencia de la soldadura de ranura:**

Soldadura de ranura de penetración completa:

$$T_{sol} = \frac{0.6}{1.88} F_{EXX} A_1 t = 203.29 \text{ ton} > 162.17 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la soldadura de ranura por penetración se acepta.

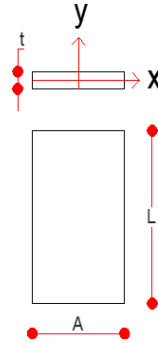
3. Diseño de la placa b.

Datos geométricos de la placa.

Ancho: **A = 360.00 mm**

Largo: **L = 430.00 mm**

grosor: **t = 31.70 mm**



Calidad del material. Acero: A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Calidad de la soldadura. E -70XX $F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura de filete: $g = 13.00 \text{ mm}$

• **Obtención del esfuerzo permisible en compresión de la placa:**

Propiedades geométricas de la placa b.

Momento de inercia en x:

$$I_x = AL^3/12 = 238,521.00 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia en y:

$$I_y = LA^3/12 = 167,184.00 \text{ cm}^4$$

Radio de giro en x $r_x = 144.92 \text{ cm}$

Radio de giro en y $r_y = 121.33 \text{ cm}$ Rige en el diseño

Relación de esbeltez:

$$A/t = 11.36 < 2100/\sqrt{F_y} = 41.75$$

$$\frac{KL}{r} = 0.35 < (KL/r)_c = 126.046$$

$$F_{a(324-2)} = 1,319.99 \text{ kg/cm}^2$$

Compresión permisible de la placa:

$$C = F_a \times A \times t = 150.64 \text{ ton} > 162.17 \text{ ton}$$

La placa propuesta se acepta, con tolerancia del: 8%

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2(l - 20) + A = 1180.00 \text{ mm}$$

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete:**

$$T_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 160.12 \text{ ton} < 162.17 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta, con tolerancia del: 1%

• **Resistencia de la soldadura de ranura:**

Soldadura de ranurara de penetración completa:

$$T_{sol} = \frac{0.6}{1.88} F_{EXX} A_1 t = 202.97 \text{ ton} > 162.17 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la soldadura de Ranura por penetración se acepta.

4. Diseño de la placa c.

Datos geométricos de la placa.

Ancho: **A =** 200.00 mm

Largo: **L =** 450.00 mm

grosor: **t =** 12.70 mm

Calidad del material. Acero: A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Calidad de la soldadura. E -70XX $F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura de filete: $g = 11.00 \text{ mm}$

• **Obtención del esfuerzo permisible en compresión de la placa:**

La fuerza cortante permisible de la placa se multiplica por 2, porque son dos placas:

Cortante permisible de la placa:

$$V = 2 \times 0.4 \times F_y L t = 115.67 \text{ ton} > 115.03 \text{ ton}$$

La placa propuesta se acepta, con tolerancia del: -1%

- **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2(A - 20) + L = 810.00 \text{ mm}$$

- **Resistencia a compresión de la soldadura de filete placa-trabe:**

$$C_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 93.00 \text{ ton} > 57.51 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta.

- **Resistencia a compresión de la soldadura de filete de placa-columna:**

Longitud de la soldadura de la placa con la columna, es el largo de ella:

$$l = l + 2t + 60 \text{ mm} = 535.40 \text{ mm}$$

$$C_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 61.48 \text{ ton} > 57.51 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta.

5.7.2. Conexión para la trabe TR-2.

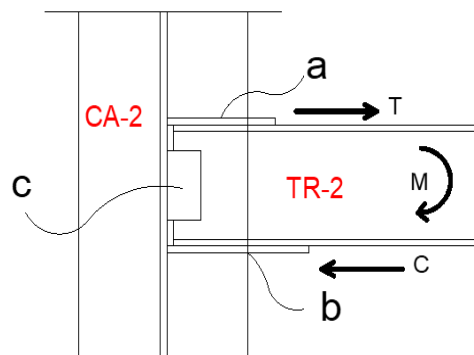
Elementos geométricos del perfil.

d = 70.60 cm

t_w = 1.84 cm

b_f = 35.80 cm

t_f = 3.02 cm



$$S_x = 8,226.00 \text{ cm}^3$$

Materiales de los perfiles.

Columna: Acero A-35 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Trabe: Acero A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Elementos mecánicos.

Momento: $M_u = 100.96 \text{ ton-m}$

Cortante: $V_u = 40.32 \text{ ton}$

1. Obtención de esfuerzos internos de la conexión.

• Obtención de los elementos mecánicos permisibles.

Momento permisible:

$$M = 0.6F_y S_x = 124.87 \text{ ton} - \text{m} > 100.96 \text{ ton} - \text{m}$$

Por lo tanto:

Rige el momento permisible.

Cortante permisible:

$$V = 0.4F_y A_f = 131.46 \text{ ton} > 40.32 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

Rige el cortante permisible.

• **Descomposición de momento.**

Fuerza de tensión y compresión:

$$T = C = \frac{M}{d} = 176.87 \text{ ton}$$

2. Diseño de la placa a.

Datos geométricos de la placa.

Ancho: **A =** 330.00 mm

Largo: **L =** 450.00 mm

grosor: **t =** 38.10 mm

Calidad del material.

Acero: A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Calidad de la soldadura.

E -70XX $F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura de filete: $g =$ 13.00 mm

• **Obtención del esfuerzo permisible de la placa:**

Tensión de la placa:

$$T_{plac.} = 0.6F_y A t = 190.86 \text{ ton} > 176.87 \text{ ton}$$

La placa propuesta se acepta, con tolerancia del: -7%

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2(l - 20) + A = 1190.00 \text{ mm}$$

• **Resistencia a tensión de la soldadura de filete:**

$$T_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 161.48 \text{ ton} < 176.87 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta, con tolerancia del:10%

• **Resistencia de la soldadura de ranura:**

Soldadura de ranurara de penetración completa:

$$T_{sol} = \frac{0.6}{1.88} F_{EXX} A_1 t = 223.62 \text{ ton} > 176.87 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la soldadura de ranura por penetración se acepta.

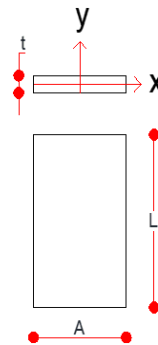
3. Diseño de la placa b.

Datos geométricos de la placa.

Ancho: **A = 320.00 mm**

Largo: **L = 440.00 mm**

grosor: **t = 44.50 mm**



Calidad del material.

Acero: A-36

Fy = 2,530.00 kg/cm²

Calidad de la soldadura. E -70XX $F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura de filete: $g = 13.00 \text{ mm}$

• **Obtención del esfuerzo permisible en compresión de la placa:**

Propiedades geométricas de la placa a.

Momento de inercia en x: $I_x = AL^3/12 = 227,157.33 \text{ cm}^4$

Momento de inercia en y: $I_y = LA^3/12 = 120,149.33 \text{ cm}^4$

Radio de giro en x $r_x = 177.73 \text{ cm}$

Radio de giro en y $r_y = 129.26 \text{ cm}$ Rige en el diseño

Relación de esbeltez: $A/t = 7.19 < 2100/\sqrt{F_y} = 41.75$

$$\frac{KL}{r} = 0.34 < (KL/r)_c = 26.046$$

Por lo tanto, el esfuerzo a la compresión es:

$$F_a_{(324-2)} = 1,320.00 \text{ kg/cm}^2$$

Compresión permisible de la placa:

$$C = F_a \times A \times t = 187.97 \text{ ton} > 176.87 \text{ ton}$$

La placa propuesta se acepta, con tolerancia del: -6%

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2(l - 20) + A = 1160.00 \text{ mm}$$

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete:**

$$T_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 157.41 \text{ ton} < 176.87 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta, con tolerancia del: 12%

• **Resistencia de la soldadura de ranura:**

Soldadura de ranura de penetración completa:

$$T_{sol} = \frac{0.6}{1.88} F_{EXX} A_1 t = 253.26 \text{ ton} > 176.87 \text{ ton}$$

Por lo tanto,

la soldadura de Ranura por penetración se acepta.

4. Diseño de la placa c.

Datos geométricos de la placa.

Ancho: **A = 200.00 mm**

Largo: **L = 550.00 mm**

grosor: **t = 11.10 mm**

Calidad del material. Acero: A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Calidad de la soldadura. E -70XX $F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura de filete: $g = 11.00 \text{ mm}$

• **Obtención del esfuerzo permisible en compresión de la placa:**

La fuerza cortante permisible de la placa se multiplica por 2, porque son dos placas:

Cortante permisible de la placa:

$$V = 2 \times 0.4 \times F_y L t = 123.57 \text{ ton} > 131.46 \text{ ton}$$

La placa propuesta se acepta, con tolerancia del: 6%

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2(A - 20) + L = 910.00 \text{ mm}$$

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete placa-trabe:**

$$C_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 104.49 \text{ ton} > 65.73 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta.

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete de placa-columna:**

Longitud de la soldadura de la placa con la columna, es el largo de ella:

$$l = l + 2t + 60 \text{ mm} = 632.20 \text{ mm}$$

$$C_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 72.59 \text{ ton} > 65.73 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta.

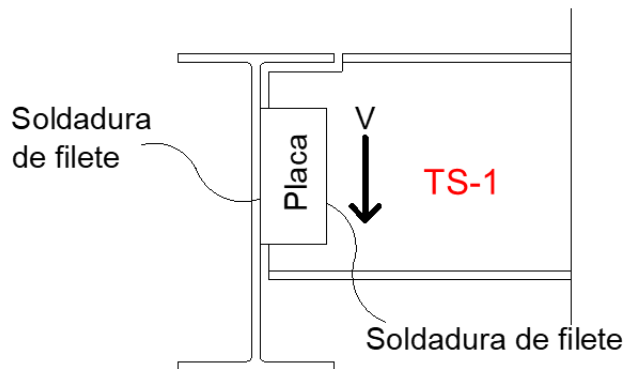
5.8. Diseño de conexiones para las traveses secundarias.

Las traveses secundarias se consideraron que trabajan simplemente apoyadas, por lo que solamente resisten fuerzas cortantes en sus extremos, ya que están apoyadas en las traveses principales, por lo que se diseñaron las placas del alma.

5.8.1. Conexión para la trabe secundaria TS-1.

Elementos geométricos de los perfiles.

Trabe:	TS-1
d =	56.00 cm
t_w =	1.83 cm
b_f =	31.80 cm
t_f =	2.92 cm



Materiales de los perfiles.

Trabe: Acero A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Elementos mecánicos.

Cortante: $V_u = 18.99 \text{ ton}$

1. Obtención del cortante permisible.

Cortante permisible:

$$V = 0.4F_y dt = 103.71 \text{ ton} > 18.99 \text{ ton}$$

2. Diseño de la placa.

Datos geométricos de la placa.

Ancho: **A** = 200.00 mm

Largo: **L** = 350.00 mm

grosor: **t** = 15.90 mm

Calidad del material. Acero: A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Calidad de la soldadura. E -70XX $F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura de filete: $g = 11.00 \text{ mm}$

• Obtención del esfuerzo permisible en compresión de la placa:

La fuerza cortante permisible de la placa se multiplica por 2, porque son dos placas:

Cortante permisible de la placa:

$$V = 2 \times 0.4 \times F_y Lt = 112.64 \text{ ton} > 103.71 \text{ ton}$$

La placa propuesta se acepta, con tolerancia del: -8%

• Diseño de la soldadura:

Longitud efectiva de la soldadura:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2(A - 20) + L = 710.00 \text{ mm}$$

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete placa-trabe:**

$$C_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 81.52 \text{ ton} > 51.85 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta.

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete de placa-columna:**

Longitud de la soldadura de la placa con la columna, es el largo de ella:

$$l = l + 2t + 60\text{mm} = 441.80 \text{ mm}$$

$$C_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 50.73 \text{ ton} < 51.85 \text{ ton}$$

Por lo que la soldadura de filete a compresión se acepta.

5.8.1. Conexión para la trabe secundaria TS-2.

Elementos geométricos de los perfiles.

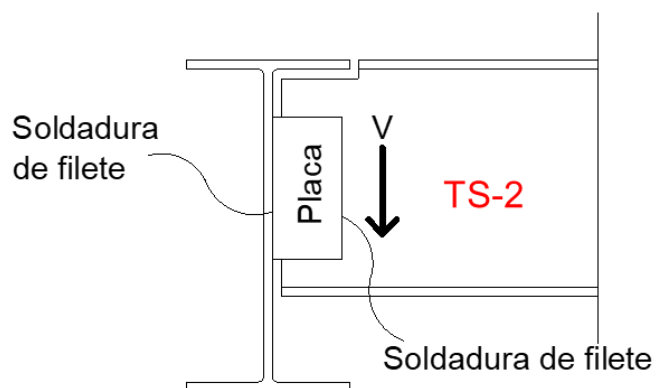
Trabe: TS-2

$$d = 40.28 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.75 \text{ cm}$$

$$b_f = 17.74 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.09 \text{ cm}$$



Materiales de los perfiles.

Trabe: Acero A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Elementos mecánicos.

Cortante: $V_u = 5.44 \text{ ton}$

1. Obtención del cortante permisible.

Cortante permisible:

$$V = 0.4F_y dt = 30.57 \text{ ton} > 5.44 \text{ ton}$$

2. Diseño de la placa.

Datos geométricos de la placa.

Ancho: $A = 100.00 \text{ mm}$

Largo: $L = 210.00 \text{ mm}$

grosor: $t = 7.90 \text{ mm}$

Calidad del material. Acero: A-36 $F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$

Calidad de la soldadura. E -70XX $F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$

Garganta de la soldadura de filete: $g = 8.00 \text{ mm}$

• Obtención del esfuerzo permisible en compresión de la placa:

La fuerza cortante permisible de la placa se multiplica por 2, porque son dos placas:

Cortante permisible de la placa:

$$V = 2 \times 0.4 \times F_y L t = 33.58 \text{ ton} > 30.57 \text{ ton}$$

La placa propuesta se acepta, con tolerancia del: -9%

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2(A - 20) + L = 370.00 \text{ mm}$$

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete placa-trabe:**

$$C_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 30.90 \text{ ton} > 15.29 \text{ ton}$$

La soldadura de filete se acepta.

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete de placa-columna:**

Longitud de la soldadura de la placa con la columna, es el largo de ella:

$$l = l + 2t + 60 \text{ mm} = 285.80 \text{ mm}$$

$$C_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 23.87 \text{ ton} > 15.29 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la soldadura de la placa a la columna se acepta.

5.9. Diseño de las placas bases.

Las placas se diseñaron para dados de 65 x 65 cm de sección y de concreto de $F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y con anclas diseñadas con acero A36 y placas del mismo material, el resultado del diseño de las placas es el siguiente.

5.9.1. Diseño de la placa base para la columna CA-1.

Elementos mecánicos.

$$P = 131.54 \text{ ton}$$

$$M = 40.48 \text{ ton-m}$$

Dimensiones de la placa.

$$D = 65.00 \text{ cm}$$

$$B = 65.00 \text{ cm}$$

$$t_{\text{comercial}} = 31.70 \text{ mm}$$

Materiales de la placa base:

Acero: A36

$$F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades de la base.

Material: Concreto $F'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$

Dimensiones del dado: $A = 65.00 \text{ cm}$

$$L = 65.00 \text{ cm}$$

1. Cálculo de la excentricidad.

$$e = M/P = 0.31 \text{ m} < 0.33 \text{ m}$$

Por lo tanto:

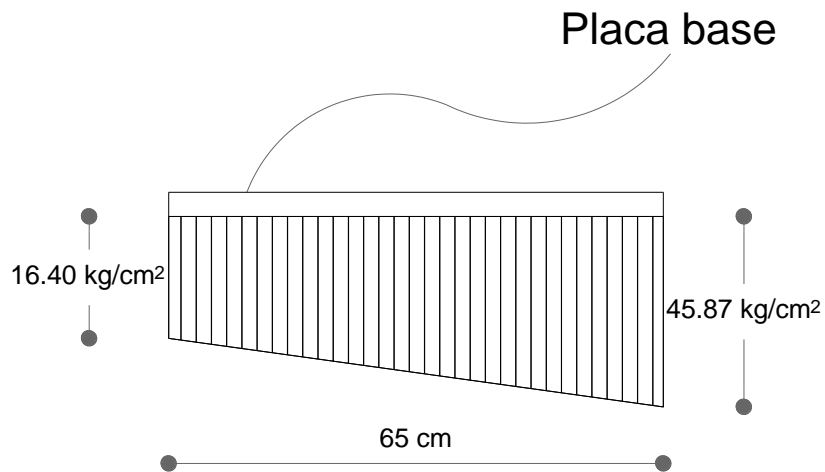
No se requiere anclas por momento.

• **Obtención de los esfuerzos por aplastamiento.** $f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BD^2}$

$$f_{p1} = 16.40 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.00 \text{ cm}$$

$$f_{p2} = 45.87 \text{ kg/cm}^2 \quad 65.00 \text{ cm}$$

Gráfica de esfuerzos de la placa:



• **Revisión por aplastamiento de la base.**

Aplastamiento del concreto:

$$f_p = 0.35F'_c \sqrt{A_1/A_2} = 87.50 \text{ kg/cm}^2$$

Área del concreto: $A_1 = 4,225.00 \text{ cm}^2$

Área de la placa: $A_2 = 4,225.00 \text{ cm}^2$

$$45.87 \text{ kg/cm}^2 < 87.50 \text{ kg/cm}^2$$

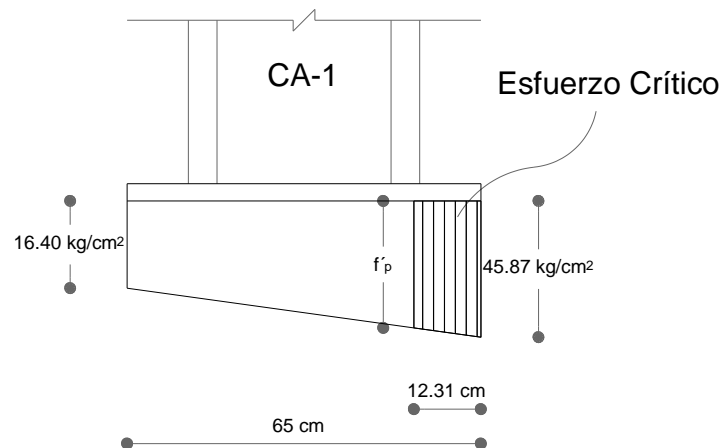
Los esfuerzos de aplastamiento de la placa base propuesta de la columna, no excede con los esfuerzos del concreto, por lo que las dimensiones de la placa son correctas.

2. Diseño del espesor de la placa.

• Obtención del esfuerzo crítico de la placa:

$$m = D - 0.95d/2 = 12.31 \text{ cm}$$

Por triángulos semejantes:



$$f'_p = (D - m) \left[\frac{f_{p1} - f_{p2}}{D} \right] + f_{p1} = 40.29 \text{ kg/cm}^2$$

• **Obtención del momento actuante sobre la placa:**

$$M = \frac{f'_p m^2}{6} + \frac{2f_{p2} m^2}{6} = 3,336.03 \text{ kg} - \text{cm}$$

• **Espesor necesario de la placa:**

$$t_{nec} = \sqrt{\frac{6M_x}{0.75F_y}} = 3.25 \text{ cm} > 3.17 \text{ cm}$$

Se acepta el grosor de la placa base por tolerancia del 2%

3. Diseño por cortante.

Datos de la columna.

$$\mathbf{d} = 42.50 \text{ cm} \quad \mathbf{b} = 40.90 \text{ cm}$$

$$\mathbf{t_w} = 3.28 \text{ cm} \quad \mathbf{t_f} = 5.26 \text{ cm}$$

$$\mathbf{F_y} = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Calidad de la soldadura.} \quad \mathbf{E - 70XX} \quad \mathbf{F_{EXX}} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Garganta de la soldadura de filete:} \quad \mathbf{g} = 13.00 \text{ mm}$$

Datos de las anclas.

Acero: A36

$$\mathbf{F_y} = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cantidad de anclas:} \quad \mathbf{4}$$

Diámetro de las anclas: 5/8 in

• Cortante del análisis: $V = 10.89 \text{ ton}$

• **Obteniendo el área de las anclas:**

$$\frac{V}{1.33F_{v(\text{anclas})}} = 8.09 \text{ cm}^2$$

Área de las cuatro anclas propuestas:

$$A = \pi \left(2.54 \times \frac{5}{8} \right)^2 = 7.92 \text{ cm}^2$$

Porcentaje de tolerancia: 2%

Por lo tanto: El área de las anclas es correcto, porque está en el porcentaje de tolerancia del 10%

Longitud del ancla:

$$L_a = \frac{\phi F_y}{4\mu} = 59.06 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{6.4\sqrt{F_y}}{\phi} = 63.74 \text{ kg/cm}^2 > 17.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se toma 17 kg/cm².

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura x:

$$l = 2d = 85.00 \text{ mm}$$

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete placa-trabe:**

$$V_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 11.53 \text{ ton} > 10.89 \text{ ton}$$

La soldadura es correcta en la dirección del alma.

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura y:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2b + 2(b - t_w) = 157.04 \text{ mm}$$

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete placa-trabe:**

$$V_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 21.31 \text{ ton} > 10.89 \text{ ton}$$

La soldadura es correcta en la dirección de los patines.

5.9.2. Diseño de placa base para la columna CA-2.

Datos.

Elementos mecánicos.

$$\mathbf{P} = 81.40 \text{ ton}$$

$$\mathbf{M} = 31.32 \text{ ton-m}$$

Dimensiones de la placa.

$$\mathbf{D} = 60.00 \text{ cm}$$

$$B = 60.00 \text{ cm}$$

$$t_{\text{comercial}} = 25.40 \text{ mm}$$

Materiales de la placa base:

Acero: A36

$$F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades de la base.

Material: Concreto $F'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$

Dimensiones del dado: $A = 65.00 \text{ cm}$

$$L = 65.00 \text{ cm}$$

1. Cálculo de la excentricidad.

$$e = M/P = 0.38 \text{ m} > D/2 = 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto: Se usará anclas.

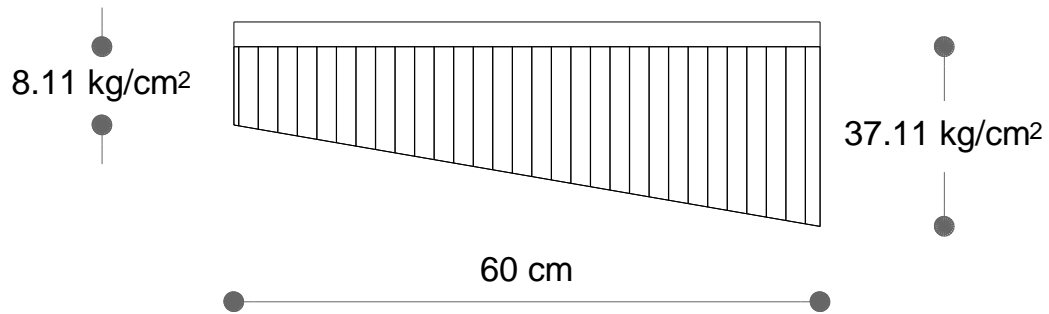
• Obtención de los esfuerzos por aplastamiento.

$$f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BD^2}$$

$$f_{p1} = 8.11 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.00 \text{ cm}$$

$$f_{p2} = 37.11 \text{ kg/cm}^2 \quad 60.00 \text{ cm}$$

Graficando los esfuerzos:



• **Revisión por aplastamiento de la base.**

Aplastamiento del concreto:

$$f_p = 0.35F'_c \sqrt{A_1/A_2} = 94.79 \text{ kg/cm}^2$$

Área del concreto: $A_1 = 4,225.00 \text{ cm}^2$

Área de la placa: $A_2 = 3,600.00 \text{ cm}^2$

$$37.11 \text{ kg/cm}^2 < 94.79 \text{ kg/cm}^2$$

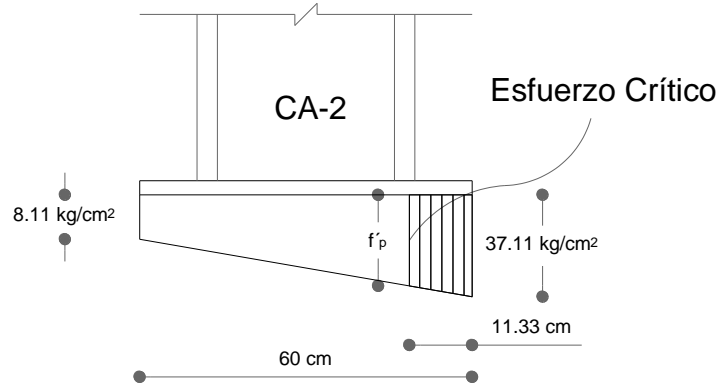
Los esfuerzos de aplastamiento de la placa base propuesta de la columna, no excede con los esfuerzos del concreto, por lo que las dimensiones de la placa son correctas.

2. Diseño del espesor de la placa.

• **Obtención del esfuerzo crítico de la placa:**

$$m = D - 0.95d/2 = 11.33 \text{ cm}$$

Por triángulos semejantes:



$$f'_p = (D - m) \left[\frac{f_{p1} - f_{p2}}{D} \right] + f_{p1} = 31.63 \text{ kg/cm}^2$$

• **Obtención del momento actuante sobre la placa:**

$$M = \frac{f'_p m^2}{6} + \frac{2f_{p2} m^2}{6} = 2,265.79 \text{ kg} - \text{cm}$$

• **Espesor necesario de la placa:**

$$t_{nec} = \sqrt{\frac{6M_x}{0.75F_y}} = 2.68 \text{ cm} > 2.54 \text{ cm}$$

Se acepta el grosor de la placa base por tolerancia del 5%

3. Diseño por cortante.

Datos de la columna.

d = 39.30 cm

b = 39.90 cm

t_w = 2.26 cm

t_f = 3.66 cm

$$F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Calidad de la soldadura.} \quad E - 70XX \quad F_{EXX} = 4,920.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Garganta de la soldadura de filete:} \quad g = 8.00 \text{ mm}$$

Datos de los cartabones.

$$h = l = 5.00 \text{ cm} \quad t = 7.90 \text{ mm}$$

$$F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

Datos de las anclas.

$$\text{Acero: A36} \quad F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cantidad de anclas:} \quad 2$$

$$\text{Diámetro de las anclas:} \quad 1 \text{ in}$$

$$\bullet \text{ Cortante del análisis:} \quad V = 13.74 \text{ ton}$$

• Obteniendo el área de las anclas:

$$\frac{V}{1.33F_{v(\text{anclas})}} = 10.21 \text{ cm}^2$$

Área de las anclas propuestas:

$$A = \frac{\pi(2.54d)^2}{4} = 10.13 \text{ cm}^2$$

Porcentaje de tolerancia del 1%

Por lo tanto: El área de las anclas es correcto, porque está en el porcentaje de tolerancia del 10%

Longitud del ancla:

$$L_a = \frac{\Phi F_y}{4\mu} = 94.50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{6.4\sqrt{F_y}}{\Phi} = 39.84 \text{ kg/cm}^2 > 17.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se toma 17 kg/cm².

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura x:

$$l = 2d = 78.60 \text{ mm}$$

• **Resistencia a compresión de la soldadura de filete placa-trabe:**

$$V_{sol} = 0.3 \times F_{EEX} \times l \times g \times \sin 45 = 6.56 \text{ ton} < 13.74 \text{ ton}$$

Usar cartabones en lado del alma.

• **Diseño de la soldadura:**

Longitud efectiva de la soldadura y:

Considerando 2 cm de holgura de separación respecto a la trabe y la columna.

$$l = 2b + 2(b - t_w) = 155.08 \text{ mm}$$

- **Resistencia a compresión de la soldadura de filete placa-columna:**

$$V_{sol} = 0.3 \times F_{EXX} \times l \times g \times \sin 45 = 12.95 \text{ ton} < 13.74 \text{ ton}$$

La soldadura es correcta en la dirección de los patines.

- **Diseño de los cartabones:**

Obteniendo el cortante de los cartabones:

$$V_{cart.} = 0.4F_y h t = 4.00 \text{ ton}$$

Números de cartabones:

$$N = \frac{V - V_{sol}}{V_{cart.}} = 1.80 \approx 2$$

5.10. Resumen del diseño estructural.

En el presente capítulo, se determinaron las acciones actuantes sobre los edificios norte y sur del centro de convenciones, los cuales se obtuvieron las fuerzas internas de cada elemento estructurales para después obtener las dimensiones necesarias para cada miembro. Las dimensiones correspondientes para cada miembro estructural, se resume en la tabla 5.2.

Elemento	Dimensiones de los perfiles.
TR-1	IPR 610 mm x 241.60 kg/m
TR-2	IPR 686 mm x 264.90 kg/m
TS-1	IPR 533 mm x 218.80 kg/m
TS-2	IPR 406 mm x 53.70 kg/m
CA-1	IPR 356 mm x 421.9 kg/m
CA-2	IPR 356 mm x 287.70 kg/m
<p style="text-align: center;">Tabla 5.2. Resumen de perfiles de los miembros estructurales.</p> <p style="text-align: center;">Fuente: Propia.</p>	

Para el sistema de losas, se diseñó con losacero calibre 18 y concreto de $F'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ de resistencia, con 6 cm de grosor medido de la cresta de la losacero, y conectores de canal de 102 mm x 8.04 kg/m soldados a cada 30 cm de separación, medido a centros de cada uno.

CONCLUSIONES

El objetivo principal de la presente tesis fue en cubrir las necesidades del proyecto arquitectónico de un centro de convenciones para la ciudad de Uruapan, Michoacán y asegurar mediante el cálculo estructural el comportamiento de la edificación bajo las solicitaciones que afecten los límites de servicios y de falla, por lo que se realizó el análisis de cargas, el análisis sísmico y el análisis estructural para los edificios norte y sur; y obtener las dimensiones necesarias para cada uno de los miembros estructurales.

Los objetivos particulares que se cubrieron al realizar el criterio y el cálculo estructural fueron; la elaboración de las estructuraciones de los edificios norte y sur, respetando los espacios del proyecto arquitectónico de los edificios, y estructurando en dos secciones cada uno de los edificios para evitar torsiones y esfuerzos extras a la estructura.

Se realizó el análisis de cargas de los materiales del edificio, como son los pesos de los muros tapones, muros divisores, pesos de las losas, etc., y obtuvieron la carga total que soportaran cada uno de los miembros de las estructuras, y las cargas de pisos que soportará cada tablero del sistema de losacero.

Respecto al diseño del sistema de losacero, se realizó revisando las sobrecargas permisibles de las losaceros recomendadas por el fabricante e incluyendo el factor de carga de 1.5, se optó también el uso de conectores de cortantes en las trabes para rigidizar el sistema de losa. La losacero diseñada para los edificios norte y sur, se calculó de calibre 18 y el grosor del concreto respecto a la creta de la losacero resultó de 6 cm y de resistencia a la compresión ($f'c$) de 200 kg/cm².

En el análisis estructural, se realizó incluyendo las cargas sísmicas en función del espectro sísmico, el cual se realizó tomando en cuenta la región sísmica C de la República Mexicana y el tipo de suelo rocoso. Los modelos de cada estructura se realizaron con el programa SAP2000 v19.2.1 para determinar las fuerzas internas de cada miembro estructural obtenidas con las combinaciones de cargas más desfavorables, de 1.5 para carga viva y muerta; y de 1.1 para carga viva más carga muerta más cargas accidentales (en su caso sismo).

Las traveses principales y secundarias, se diseñaron mediante el método de esfuerzos permisibles del Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán y fuerzas internas se obtuvieron a partir resultados de la combinación de cargas de $1.5(CV + CM)$, los cuales se diseñaron dos tipos de traveses principales y dos secundarias, cuyo perfiles fueron para las TR-1 de perfil IPR 610 mm x 241.60 kg/m, para las TR-2 de perfil IPR 686 mm x 264.90 kg/m, para las TS-1 de perfil de IPR 533 mm x 218.80 kg/m y para la trabe TS-2 de perfil IPR 406 mm x 53.70 kg/m de acero A36 con límite de fluencia de 2, 530 kg/cm².

En el diseño de las columnas, igual que las traveses, se realizó el dimensionamiento mediante el método de esfuerzos permisibles del RCEM, los cuales se realizaron a partir de las fuerzas internas más desfavorable resultados de las combinaciones de cargas de $1.5(CV + CM)$, $1.1(CV + CM + Sx 0.3Sy)$ y $1.1(CV + CM + Sy 0.3Sx)$. Cuyo CA-1 de perfil IPR 356 mm x 421.9 kg/m y CA-2 de perfil IPR 356 mm x 287.70 kg/m de acero A36. Las conexiones de trabe principal-columna, trabe principal y trabe secundaria, se diseñaron a partir de placas de acero A36 y soldaduras de E7018, que se muestra en los planos correspondiente.

Unas de las observaciones en el proceso del análisis y el diseño estructural, es que cuando se realizaba el dimensionamiento de los miembros estructurales y colocar los nuevos perfiles, se observó que al analizar de nuevo la estructura, aumentaban las cargas estáticas y sísmicas sobre los elementos estructurales, por lo que se piensa que es indispensable la revisión de los límites de servicios, y más que nada para las trabes.

Cabe mencionar que deben de tomar importancia a los factores de seguridad, ya que se ha observado en los últimos sismos de los reglamentos de construcción y normas, que existen aún edificaciones que se calcula sin tomarlos en cuenta, y se cree que se han realizado los diseños estructurales usando las cargas exactas (susceptibles a errores humanos), para realizar las construcciones más económicas, esto resulta las fallas de las estructuras, ya que es imperceptible las modificaciones de la edificación a través de su vida útil, cambiando el uso y aumentándole sobrecargas a las estructuras, y a respuestas de un sismo se crea fallas o el colapso de la construcción. Por lo que se concluye que no es por demás en realizar la combinación de cargas aumentándole los factores de seguridad.

El diseño de la superestructura se realizó objetivamente, esto quiere decir, que no sé involucró con los resultados que se obtuvieron, ni tampoco otra persona ajena al proyecto para realizar modificaciones a los cálculos, o a las dimensiones que se obtuvieron. También se revisó los reglamentos de construcciones y, las normas vigentes para la elaboración de la memoria de cálculo. La memoria de cálculo y los planos estructurales se realizaron con claridad, para la revisión del diseño y la elaboración de la construcción. También se requiere la supervisión en el transcurso de

la construcción, ya que en ocasiones es conveniente realizar modificaciones en el transcurso de la obra, y revisar el proceso constructivo que se emplea. El diseño estructural no es únicamente el cálculo, si no en realizar el detallado simple y explícito.

BIBLOGRAFÍA.

- Arnal Simón Luis, y Betancourt Suárez Max (2011)
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
Ed. Trillas, México.
- Beaufail, Fred W. (1977)
Análisis Estructural.
Ed. Prentice/Hall internacional, Colombia.
- Beer Ferdinand P. y Johnston Jr E. Rusell (2010)
Mecánica vectorial para ingenieros.
Ed. McGrawHill, México.
- Gallo Ortiz Babriel O., Espino Márquez Luis I., y Olvera Montes Alfonso E. (2011)
Diseño estructural de casa habitación.
Ed. McGraw Hill, México.
- González Cuevas Óscar M (2011)
Análisis Estructural.
Ed. LImusa, México.

- Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2010)
Metodología de la investigación.
Ed. Mc Graw Hill, México.
- Hibbeler R. C. (2012).
Análisis estructural.
Ed. Pearson, México.
- Joaquín Mendoza Michael (2012)
Análisis y diseño de la superestructura para edificio de acero de tres niveles para aulas en Uruapan, Michoacán.
Tesis inédita de la escuela de ingeniería civil de la Universidad Don Vasco A.C., de la Ciudad de Uruapan Michoacán, México.
- Leet Kenneth M. y Uang Chia-Ming (2006).
Fundamentos de análisis estructural.
Ed. McGrawHill, México.
- León Rivera Luis Alfredo (2015).
Análisis y diseño estructural de una nave industrial para empaque de aguacate en el libramiento de la ciudad de Uruapan, Michoacán.
Tesis inédita de la escuela de ingeniería civil de la Universidad Don Vasco A.C., de la Ciudad de Uruapan Michoacán, México.

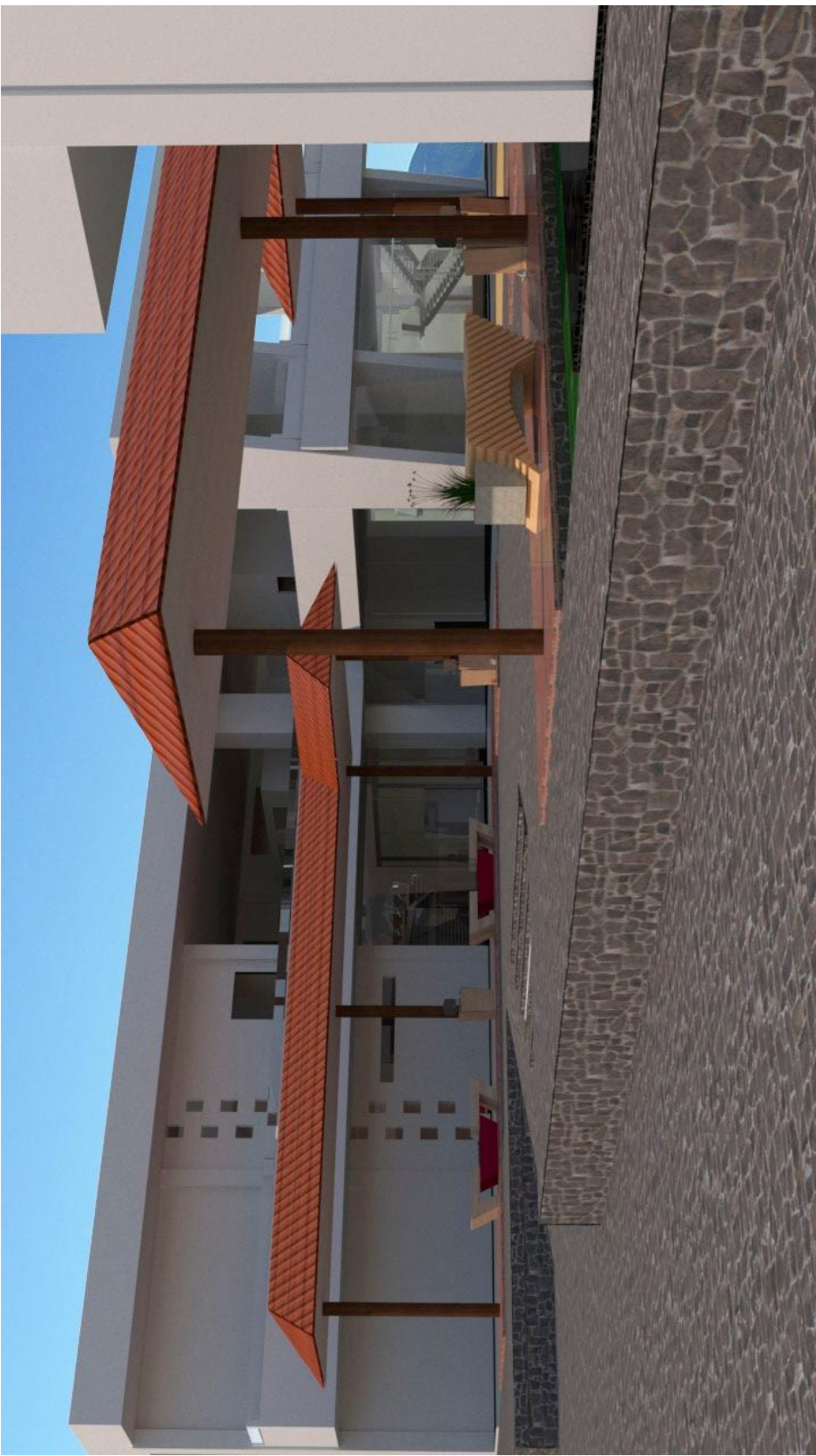
- McCormac Jack, y Elling Rudolf E. (1994)
Análisis estructural, Método clásico y matricial.
Ed. Alfaomega, México.
- McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F. (2013).
Diseño de estructuras de acero.
Ed. Alfaomega, México.
- Meli Piralla, Roberto (2014)
Diseño Estructural.
Ed. Limusa, México.
- Tamayo y Tamayo, Mario. (2000)
El proceso de la investigación científica.
Ed. Limusa, México.
- Tippens Paul E (2007).
Física, Conceptos y Fundamentos.
Ed. McGrawhill, México.

- Vargas Jurado Raúl (2012)
Diseño estructural de un teatro en la colonia la Mora de la Ciudad de Uruapan, Michoacán.
Tesis inédita de la escuela de ingeniería civil de la Universidad Don Vasco A.C., de la Ciudad de Uruapan Michoacán, México.

OTRAS FUENTES

- Comisión Federal de Electricidad (2008).
Manual de Obras Civiles, Diseño por sismo (México).
- Reglamento de construcción de la Ciudad de México (2017).
- IMSA-MX.
Losacero sección 4 y sección 36/15
- https://es.wikipedia.org/wiki/Espectro_de_respuesta
- es.wikipedia.org/wiki/Uruapan
- <https://www.zonaturistica.com/que-hacer-en-los-lugares-turisticos-de/308/uruapan-michoacan.html>
- www2.ssn.unam.mx:8080/website/jsp/region_sismica_mx.jsp
- es.wikipedia.org/wiki/México (2018).
- es.wikipedia.org/wiki/Centro_de_convenciones
- es.wikipedia.org/wiki/Michoacán
- Compendio de información geográfica municipal 2010 de Uruapan Mich; 2010.
- http://www.matematicalia.net/index.php?option=com_content&task=view&id=377&Itemid=224

ANEXOS



Anexo a. Explanada de los edificios norte y sur del Centro de Convenciones De la Ciudad de Uruapan.

Fuente: Propia.



Anexo b. Vista de explanada de los edificios norte y sur del Centro de Convenciones De la Ciudad de Uruapan.

Fuente: Propia.

Especificaciones:

- Muros tapones exteriores se realizaran con tabique de barro rojo artesanal de 7 x 14 x 28 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Muros divisorios de grosor de 15 cm, se realizaran con bloques de tabimax de 10 x 12 x 24 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Para muros interiores de 10 cm de grosor y plafones, se realizara a base de basidores y recubrieto de paneles de yeso.
- Para el recubrimiento de las columnas de acero y plafones exteriores, se realizara con basidores y recubrimiento con permabase y pasta.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MURO LOCALIZACIÓN:



MURO LOCALIZACIÓN:



DISEÑO:
JORAN NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

CALCULO:
JORAN NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

PLANO:
PRIMERA PLANTA ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO NORTE.



PROPIETARIO:

DIRECCION:
CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE:
1686.51 M2

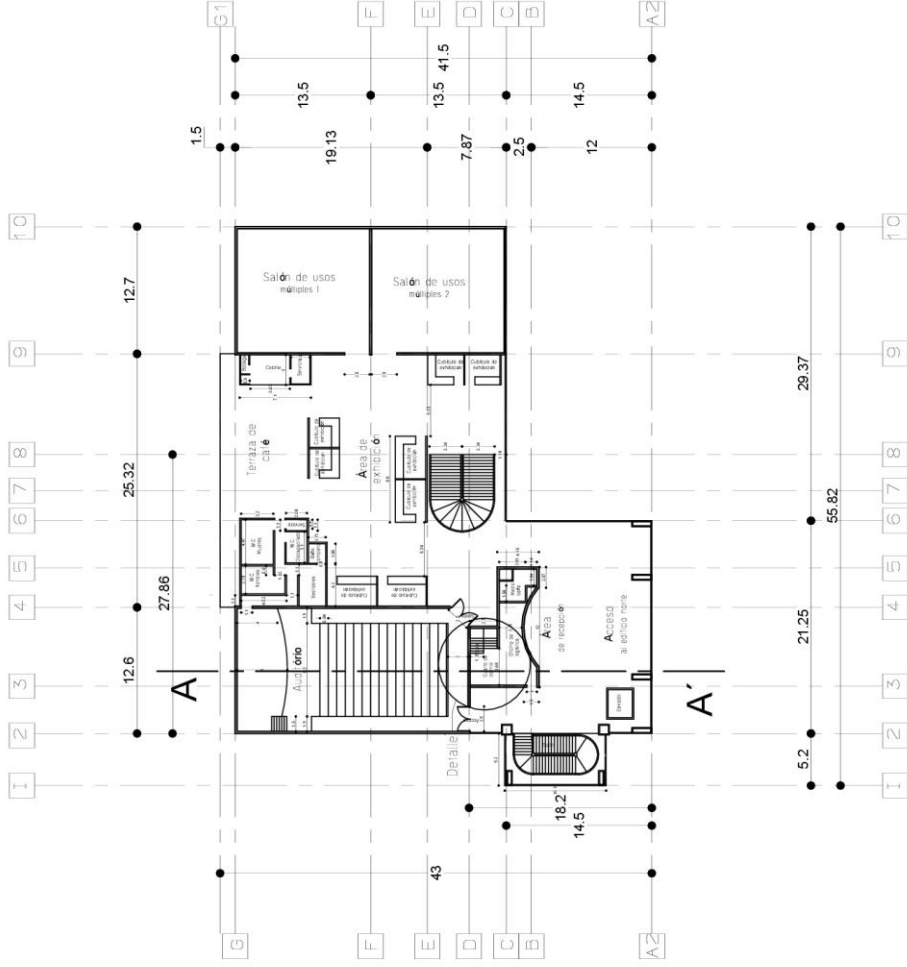
ESCALA:
SIN ESCALA

CALLE PLANO:

ARQ-1

Cotas:
Metros

FECHA:
13/09/2018



PRIMERA PLANTA ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO NORTE.

Especificaciones:

- Muros tapones exteriores se realizaran con tabique de barro rojo artesanal de 7 x 14 x 28 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Muros divisorios de grosor de 15 cm, se realizaran con bloques de tabimax de 10 x 12 x 24 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Para muros interiores de 10 cm de grosor y plafones, se realizará a base de bastidores y recubrimiento de paneles de yeso.
- Para el recubrimiento de las columnas de acero y plafones exteriores, se realizará con bastidores y recubrimiento con permabase y pasta.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

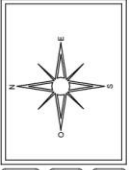


MICRO LOCALIZACIÓN:

DISEÑO: JORAN NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

CALCULO: JORAN NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

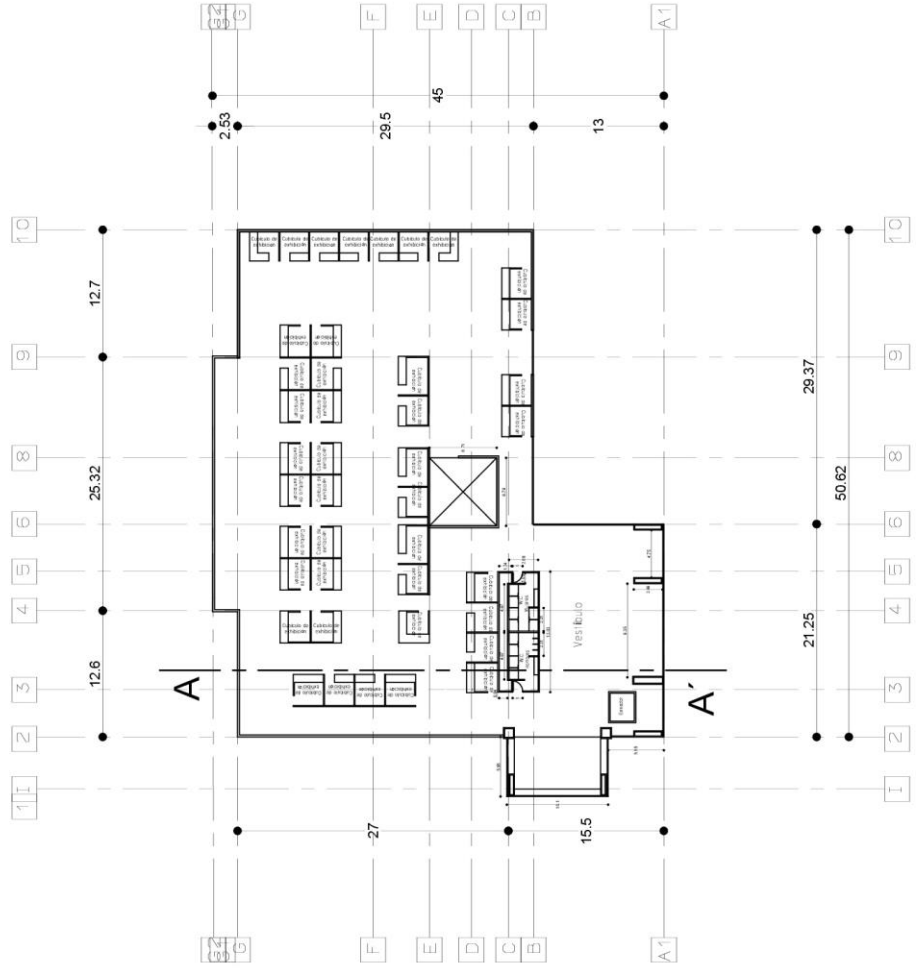
PLANO: SEGUNDA PLANTA ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO NORTE



PROPIETARIO:	
DIRECCION:	CARRETERA-CARAPAN
SUPERFICIE:	1666.51 M2
ESCALA:	SIN ESCALA
COTAS:	Metros
FECHA:	13/09/2018

CLAVE-PLANO:

ARQ-2



SEGUNDA PLANTA ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO NORTE.

Especificaciones:

- Muros tapones exteriores se realizaran con tabique de barro rojo artesanal de 7 x 14 x 28 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Muros divisorios de grosor de 15 cm, se realizaran con bloques de tabimax de 10 x 12 x 24 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Para muros interiores de 10 cm de grosor y plafones, se realizara a base de bastidores y recubrimiento de paneles de yeso.
- Para el recubrimiento de las columnas de acero y plafones exteriores, se realizara con bastidores y recubrimiento con permbabase y pasta.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACION:



MICRO LOCALIZACION:



DISEÑO: JORAM NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

CALCULO: JORAM NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

PLANO: ALBERTO GUANTA ARQUITECTONICA DEL COLOMBIANO



PROPIETARIO:

DIRECCION: CARRETERA-CARAPAN

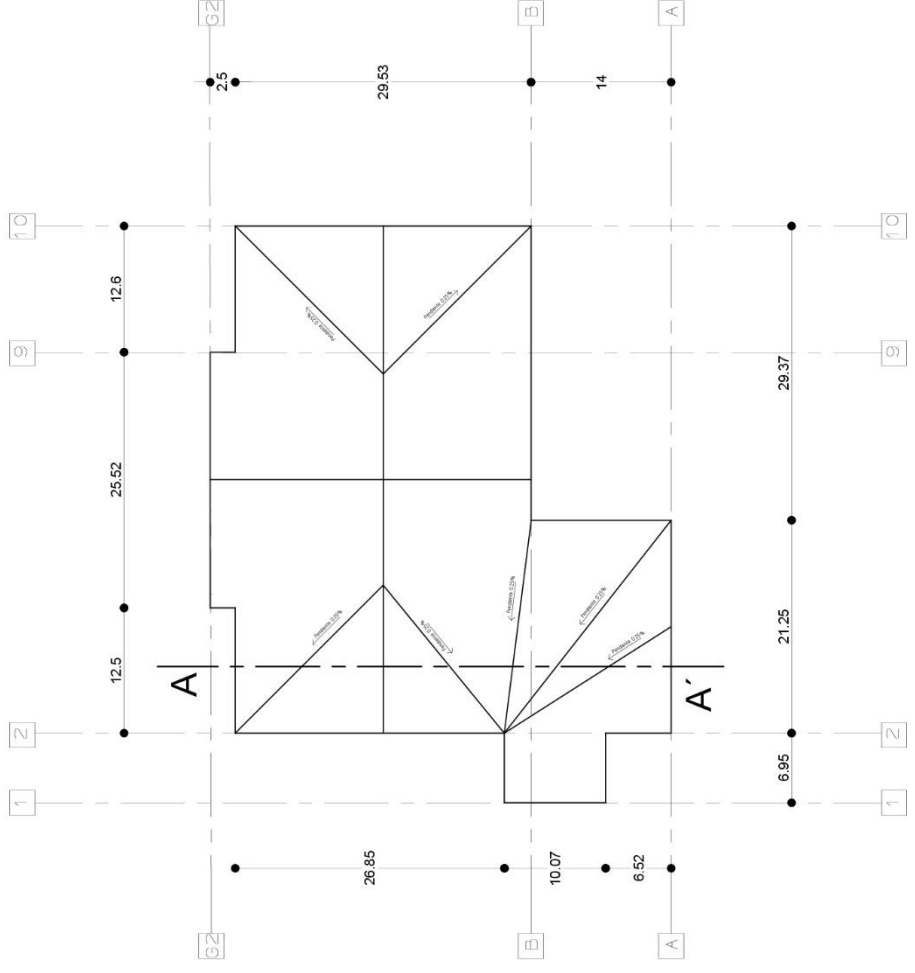
SUPERFICIE: 1666.51 M2

ESCALA: SIN ESCALA

COTAS: Metros

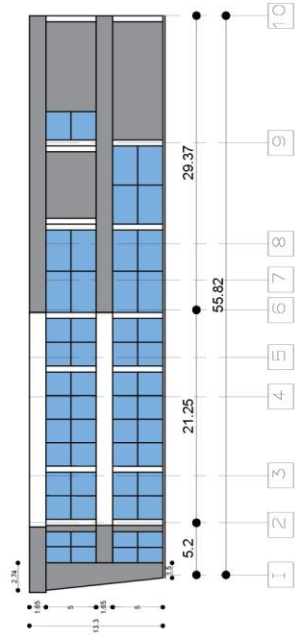
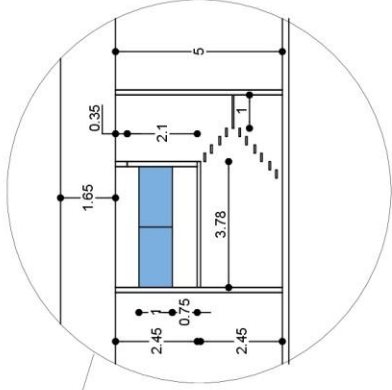
FECHA: 13/09/2018

CLASE PLANO: ARQ-3

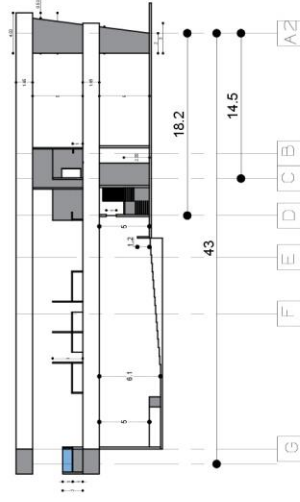


AZOTEA DEL EDIFICIO NORTE.

Detalle



Fachada frontal del Edificio Norte.



Corte A-A'

Especificaciones:

- Muros tapones exteriores se realizaran con tabique de barro rojo artesanal de 7 x 14 x 28 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Muros divisorios de grosor de 15 cm, se realizaran con bloques de tabimax de 10 x 12 x 24 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Para muros interiores de 10 cm de grosor y plafones, se realizara a base de bastidores y recubierta de paneles de yeso.
- Para el recubrimiento de las columnas de acero y plafones exteriores, se realizara con bastidores y recubrimiento con permabase y pasta.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACIÓN:



MICRO LOCALIZACIÓN:



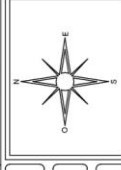
DISEÑO:

JORAM NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

CALCULO:

JORAM NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

PAISAJE Y CORTE DEL EDIFICIO NORTE



PROYECTANTE:

DIRECCION:

CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE:

1666.51 M2

ESCALA:

SIN ESCALA

CURTAS:

Metros

FECHA:

13/09/2018

CURSE PLANO:

ARQ-4

Especificaciones:

- Muros tapones exteriores se realizaran con tabique de barro rojo artesanal de 7 x 14 x 28 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Muros divisorios de grosor de 15 cm, se realizaran con bloques de tabimax de 10 x 12 x 24 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Para muros interiores de 10 cm de grosor y plafones, se realizará a base de bastidores y recubrimiento de paneles de yeso.
- Para el recubrimiento de las columnas de acero y plafones exteriores, se realizará con bastidores y recubrimiento con permabase y pasta.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACION:



MICRO LOCALIZACION:



DISEÑO:
JOSMAN NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

CALCULO:
JOSMAN NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

PLANO:
PRIMERA PLANTA ARQUITECTONICA DEL EDIFICIO SUR



PROPIETARIO:

DIRECCION:
CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE:
1666.51 M2

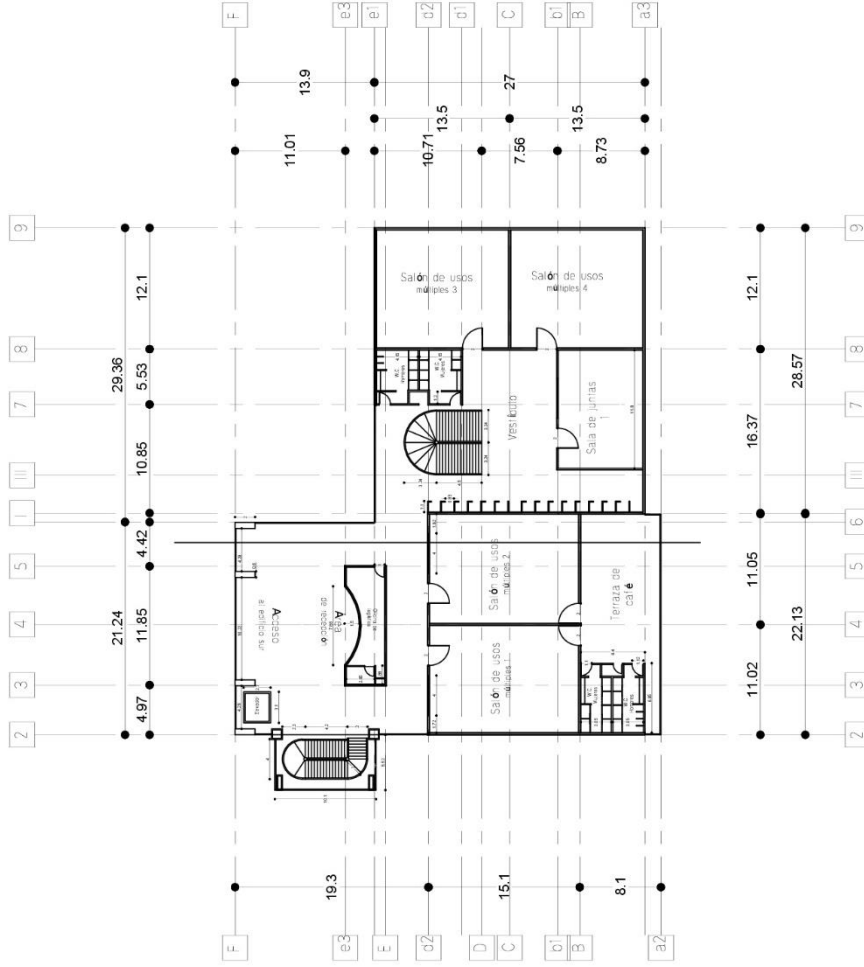
ESCALA:
SIN ESCALA

COTAS:
Metros

FECHA:
13/09/2018

CLAVE PLANO:

ARQ-5



PRIMERA PLANTA ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO SUR.

Especificaciones:

- Muros tapones exteriores se realizaran con tabique de barro rojo artesanal de 7 x 14 x 28 cm, con aplinado de mortero y pasta.
- Muros divisorios de grosor de 15 cm, se realizaran con bloques de tabimax de 10 x 12 x 24 cm, con aplinado de mortero y pasta.
- Para muros interiores de 10 cm de grosor y plafones, se realizará a base de bastidores y recubrimiento de paneles de yeso.
- Para el recubrimiento de las columnas de acero y plafones exteriores, se realizará con bastidores y recubrimiento con permabase y pasta.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACION:



MICRO LOCALIZACION:



DISEÑO:
JOSMAN NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

CALCULO:
JOSMAN NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

PLANO:
SEGUNDA PLANTA ARQUITECTONICA DEL EDIFICIO SUR



PROPIETARIO:

DIRECCION:
CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE:
1666.51 M2

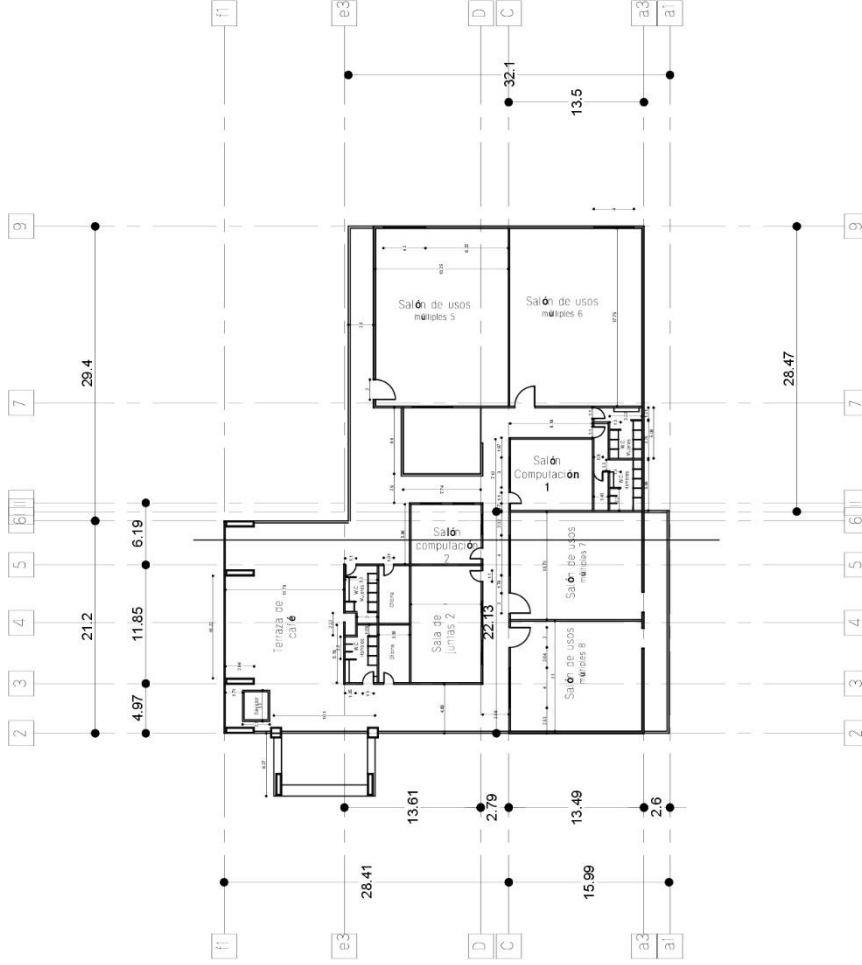
ESCALA:
SIN ESCALA

CLAVE PLANO:

ARQ-6

COTAS:
Metros

FECHA:
13/09/2018



SEGUNDA PLANTA ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO SUR.

Especificaciones:

- Muros/tapones exteriores se realizaran con tabique de barro rojo artesanal de 7 x 14 x 28 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Muros divisorios de grosor de 15 cm, se realizaran con bloques de tabimax de 10 x 12 x 24 cm, con aplanado de mortero y pasta.
- Para muros interiores de 10 cm de grosor y plafones, se realizara a base de bastidores y recubierta de paneles de yeso.
- Para el recubrimiento de las columnas de acero y plafones exteriores, se realizara con bastidores y recubrimiento con permapase y pasta.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACION:



MICRO LOCALIZACION:



DISEÑO:
JORAM NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

CADUÑO:
JORAM NICOLAS DE LA CRUZ CALDERON

PLANO:
AZOTEA CUARTA ARQUITECTONICA DEL PROYECTO SUR



PROPIETARIO:

DIRECCION:
CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE:
1666.51 M2

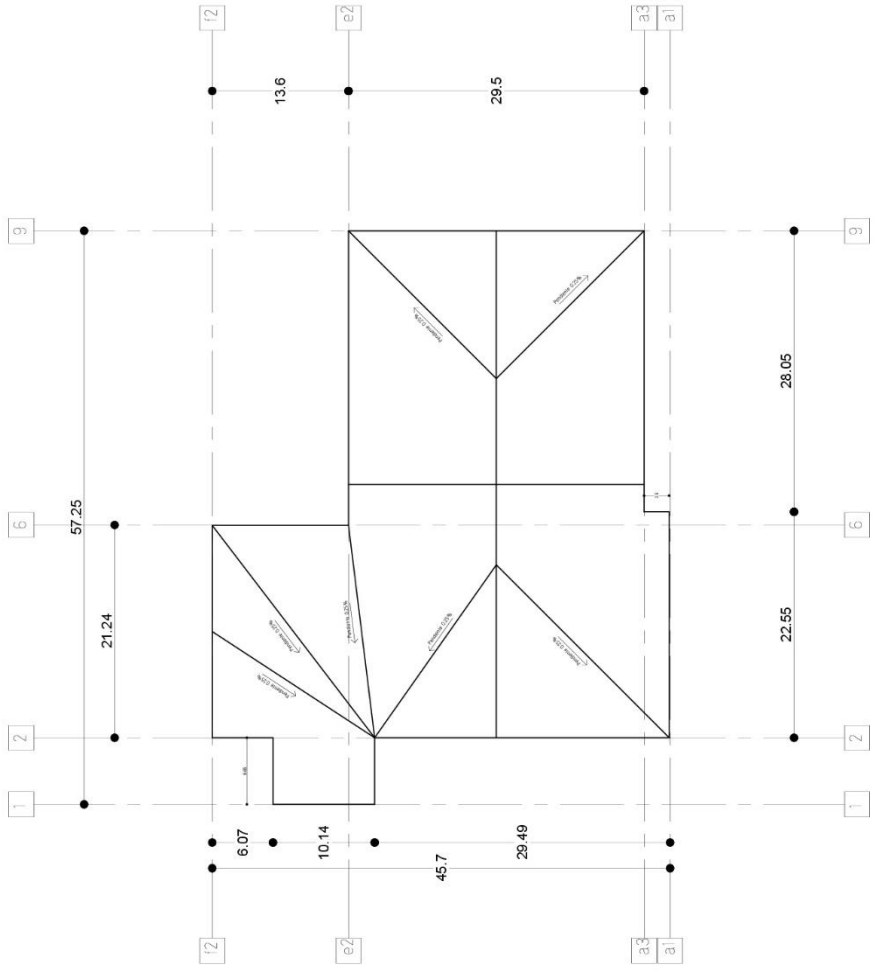
ESCALA:
SIN ESCALA

COTAS:
Metros

FECHA:
13/09/2018

CLASE PLANO:

ARQ-7



AZOTEA DEL EDIFICIO SUR.

Especificaciones:

- Muros tapones exteriores se realizaran con tabique de barro rojo artesanal de 7 x 14 x 28 cm, con aplinado de mortero y pasta.
- Muros divisorios de grosor de 15 cm, se realizaran con bloques de tabimax de 10 x 12 x 24 cm, con aplinado de mortero y pasta.
- Para muros interiores de 10 cm de grosor y plafones, se realizará a base de bastidores y recubrimiento de paneles de yeso.
- Para el recubrimiento de las columnas de acero y plafones exteriores, se realizará con bastidores y recubrimiento con perma-base y pasta.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

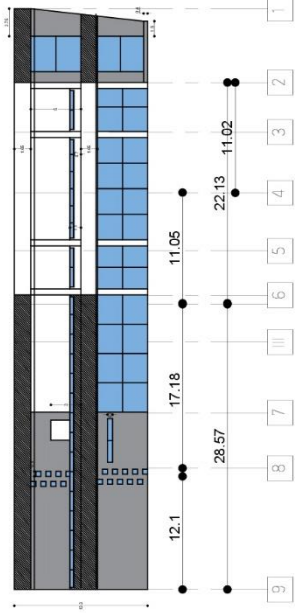


MICRO LOCALIZACIÓN:	
MICRO LOCALIZACIÓN:	
DISEÑO:	JORJAN NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN
CALCULO:	JORJAN NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN
PAISAJE:	DEL EDIFICIO SUR.

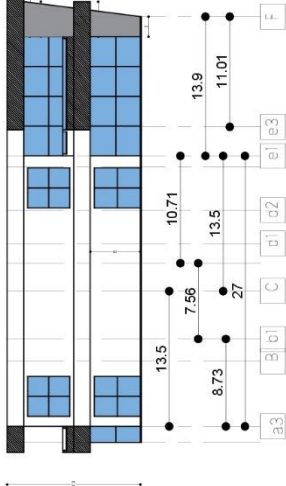


PROPIETARIO:	
DIRECCION:	CARRTERA-CARAPAN
SUPERFICIE:	1666.51 M2
ESCALA:	SIN ESCALA
COTAS:	Metros
FECHA:	13/09/2018

CLASE/FUENTE:
ARQ-8



Fachada frontal del Edificio Sur.



Fachada lateral del Edificio Sur.

Especificaciones:

1. Acero estructural para columnas de B-254 (NIMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
2. Acero estructural para traveses principales de B-254 (NIMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
3. Acero estructural para traveses secundarios de B-254 (NIMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
4. Acero estructural para placas bases y conexiones de B-254 (NIMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIDAD:



MICRO LOCALIDAD:



DISEÑO:
JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

CALCULO:
JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

PLANO:
DISTRIBUCIÓN DE TRAVES Y COLUMNAS DEL EDIFICIO NORTE SEGUNDA PLANTA



PROPIETARIO:

DIRECCION:
CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE:
1666.51 M2

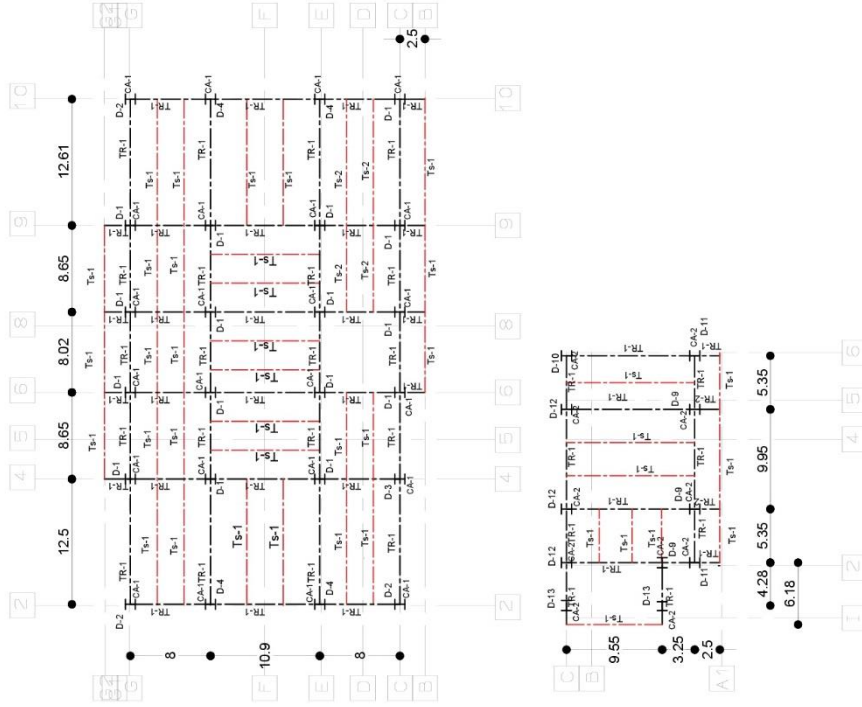
ESCALA:
SIN ESCALA

COTAS:
Metros

FECHA:
13/09/2018

CLAVE PLANO:

EST-1



DISTRIBUCIÓN DE TRAVES Y COLUMNAS DEL EDIFICIO NORTE-SEGUNDA PLANTA

Especificaciones:

1. Acero estructural para columnas de B-254 (NIMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
2. Acero estructural para traves principales de B-254 (NIMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
3. Acero estructural para traves secundarias de B-254 (NIMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
4. Acero estructural para placas bases y conexiones de B-254 (NIMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACION:



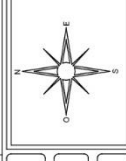
MICRO LOCALIZACION:



DISEÑO: JORAM NICOLAS DE LA CRUZ CALDEON

CALCULO: JORAM NICOLAS DE LA CRUZ CALDEON

PLANO: DISTRIBUCION DE TRAVES Y COLUMNAS DEL EDIFICIO NORTE AZOTEA



PROPIETARIO:

DIRECCION: CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE: 1666.51 M2

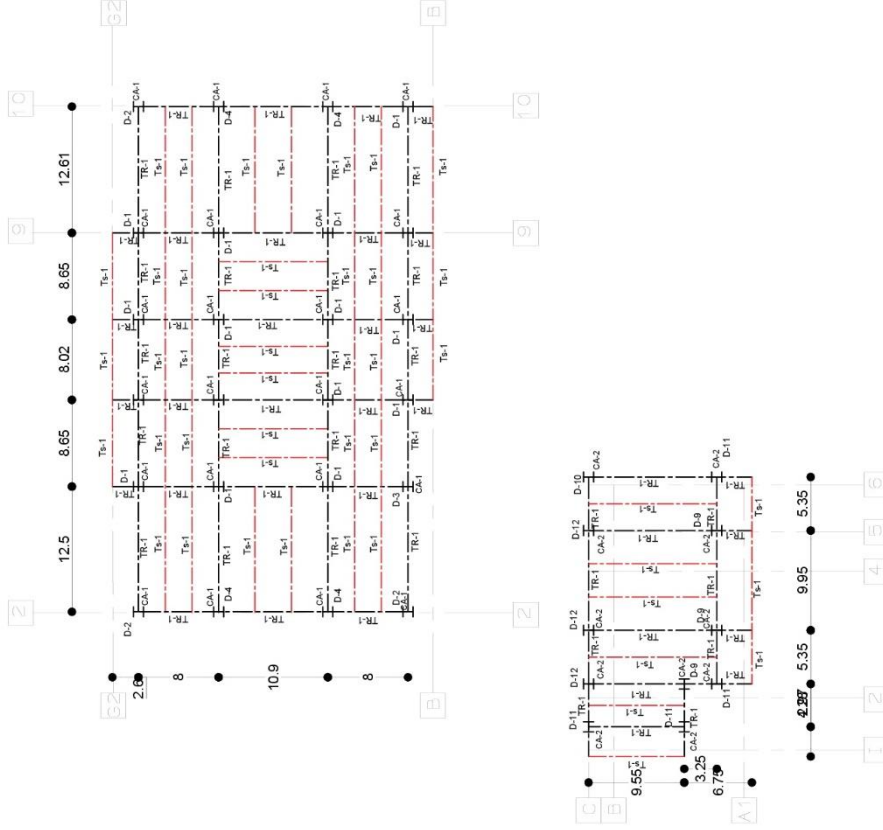
ESCALA: SIN ESCALA

COTAS: Metros

FECHA: 13/09/2018

CLAVE PLANO:

EST-2



DISTRIBUCIÓN DE TRAVES Y COLUMNAS DEL EDIFICIO NORTE-AZOTEA

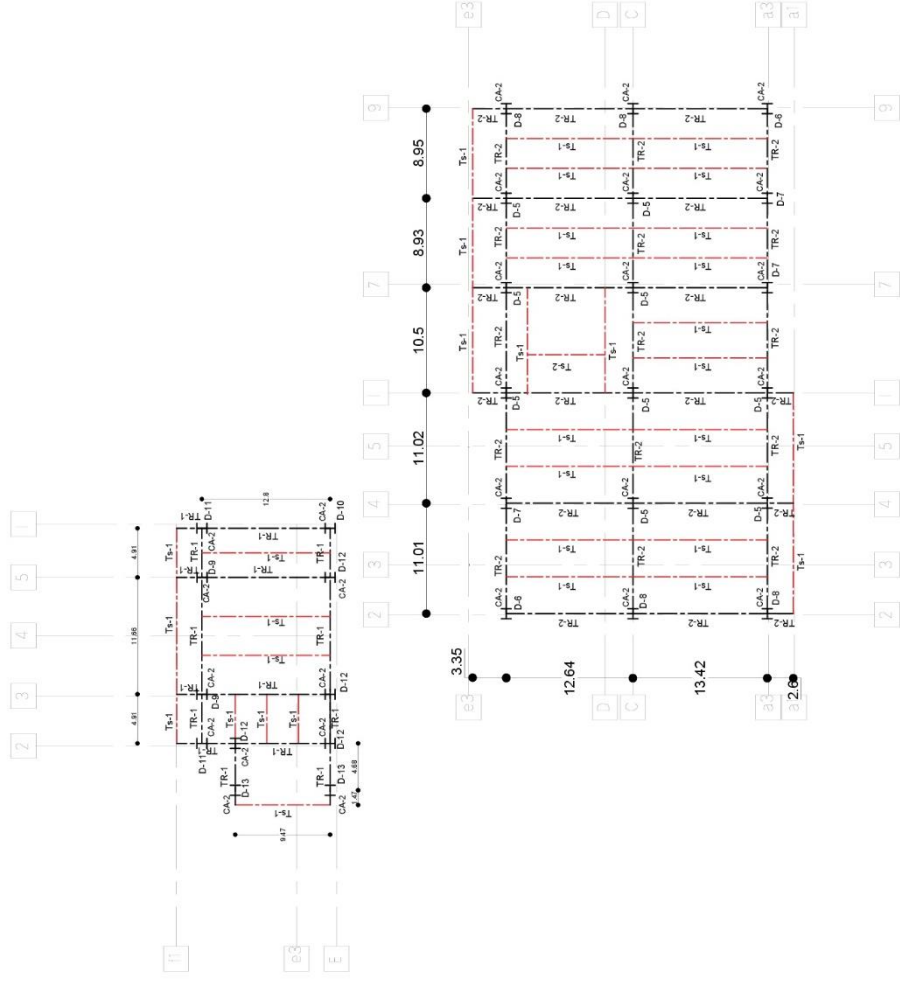
Especificaciones:

1. Acero estructural para columnas de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
2. Acero estructural para traveses principales de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
3. Acero estructural para traveses secundarios de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
4. Acero estructural para placas bases y conexiones de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACIÓN:	
DISEÑO:	JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN
CALCULO:	JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN
PLANO:	DISTRIBUCIÓN DE TRAVES Y COLUMNAS DEL EDIFICIO SUR-SEGUNDA PLANTA
PROPIETARIO:	
DIRECCION:	CARRETERA-CARAPAN
SUPERFICIE:	1666.51 M2
ESCALA:	SIN ESCALA
CLASE PLANO:	EST-3
CONTAS:	Metros
FECHA:	13/09/2018



DISTRIBUCIÓN DE TRAVES Y COLUMNAS DEL EDIFICIO SUR-SEGUNDA PLANTA

Especificaciones:

1. Acero estructural para columnas de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
2. Acero estructural para travesaños principales de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
3. Acero estructural para travesaños secundarios de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
4. Acero estructural para placas bases y conexiones de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACIÓN:



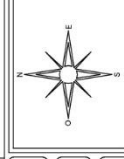
MICRO LOCALIZACIÓN:



DISEÑO: JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

CALCULO: JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

PLANO: DISTRIBUCIÓN DE TRAVESOS Y COLUMNAS DEL EDIFICIO SUR-AZOTEA



PROPIETARIO:

DIRECCIÓN: CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE: 1666.51 M2

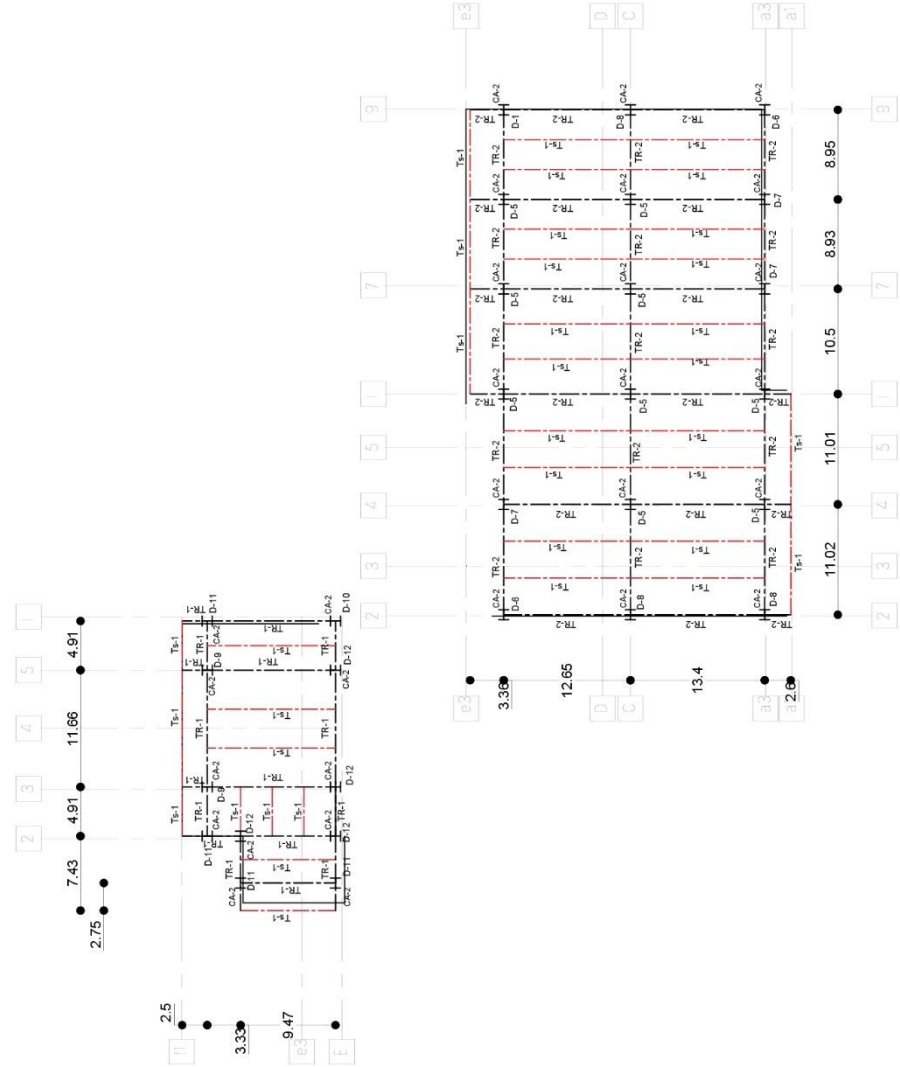
ESCALA: SIN ESCALA

UNIDADES: Metros

FECHA: 13/09/2018

CLASE PLANO:

EST-4



DISTRIBUCIÓN DE TRAVESOS Y COLUMNAS DEL EDIFICIO SUR-AZOTEA

CONEXIONES DE TRABES PARA LOS EDIFICIOS NORTE Y SUR "A".

Especificaciones:

1. Acero estructural para columnas de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
2. Acero estructural para traves principales de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
3. Acero estructural para traves secundarias de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
4. Acero estructural para placas bases y conexiones de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

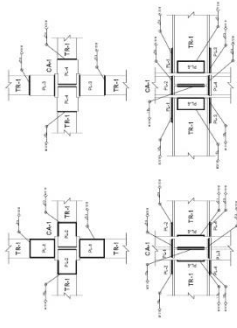


MICRO LOCALIZACIÓN:		MICRO LOCALIZACIÓN:	
DISEÑO:	JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN		
CALCULO:	JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN		
PREPARACIONES PARA EMPEDIDOS NORTE Y SUR:			

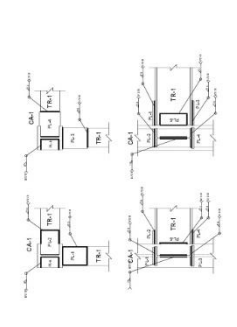
PROPIETARIO:	
DIRECCION:	CARRETERA-CARAPAN
SUPERFICIE:	1666.51 M2
ESCALA:	SIN ESCALA
COTAS:	Centímetros
FECHA:	13/09/2018

EST-5

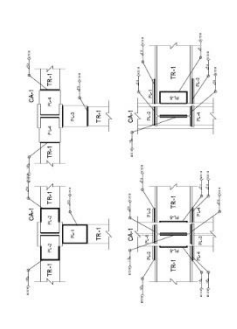
Detalle D-1 de conexión de trabe TR-1 y CA-1.



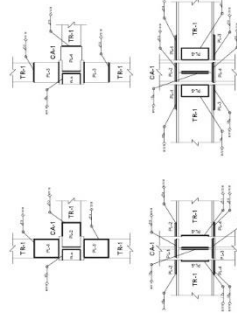
Detalle D-2 de conexión de trabe TR-1 y CA-1.



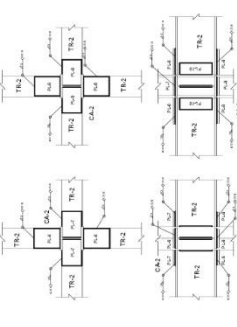
Detalle D-3 de conexión de trabe TR-1 y CA-1.



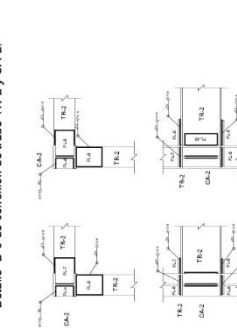
Detalle D-4 de conexión de trabe TR-1 y CA-1.



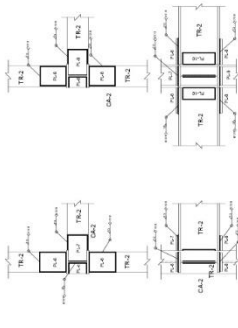
Detalle D-5 de conexión de trabe TR-2 y CA-2.



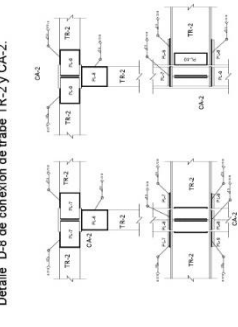
Detalle D-6 de conexión de trabe TR-2 y CA-2.



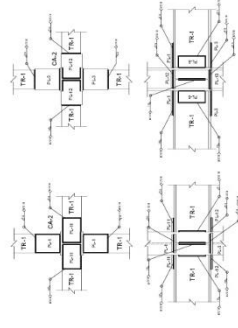
Detalle D-7 de conexión de trabe TR-2 y CA-2.



Detalle D-8 de conexión de trabe TR-2 y CA-2.

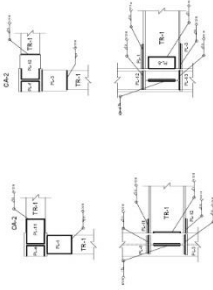


Detalle D-9 de conexión de trabe TR-1 y CA-2.

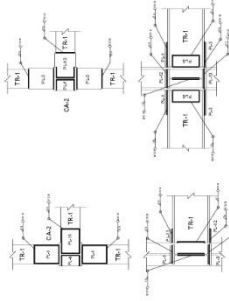


CONEXIONES DE TRABES PARA LOS EDIFICIOS NORTE Y SUR "B".

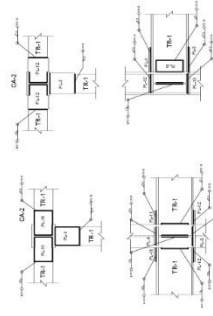
Detalle D-10 de conexión de trabe TR-1 y CA-2.



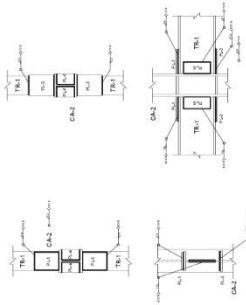
Detalle D-11 de conexión de trabe TR-1 y CA-2.



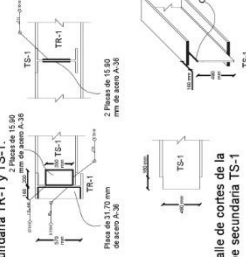
Detalle D-12 de conexión de trabe TR-1 y CA-2.



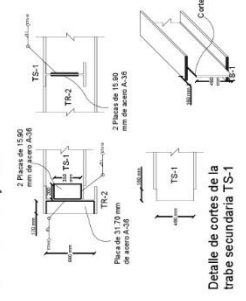
Detalle D-13 de conexión de trabe TR-1 y CA-2.



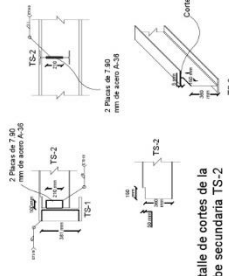
Detalle de conexión de trabe secundaria TR-1 y TS-1.



Detalle de conexión de trabe secundaria TR-2 y TS-1.



Detalle de conexión de trabe secundaria TS-1 y TS-2.



Especificaciones de las placas de conexiones para traves.

Placa P-1 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-2 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-3 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-4 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-5 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-6 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-7 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-8 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-9 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-10 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-11 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-12 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-13 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-14 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-15 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-16 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-17 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-18 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-19 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-20 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-21 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-22 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-23 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-24 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-25 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-26 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-27 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-28 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-29 de 100 x 100 mm de acero A-36	Placa P-30 de 100 x 100 mm de acero A-36
---	---	---	---	---	---	---	---	---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Especificaciones:

- Acero estructural para columnas de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero estructural para traves principales de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero estructural para traves secundarias de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero estructural para placas bases y conexiones de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACIÓN:

DISEÑO:
JORAN NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

CALCULO:
JORAN NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

PREPARACIONES PARA EMPEDIDOS NORTE Y SUR:

PROPIETARIO:

DIRECCION:
CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE:
1666.51 M²

ESCALA:
SIN ESCALA

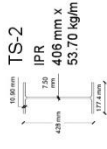
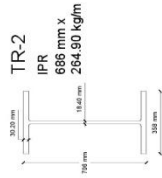
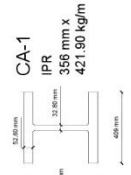
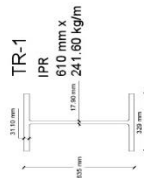
CLASE PLANO:
EST-6

COTAS:
Milímetros

FECHA:
13/09/2018

PERFILES Y DETALLES DE LA PLACAS BASES PARA LOS EDIFICIOS NORTE Y SUR.

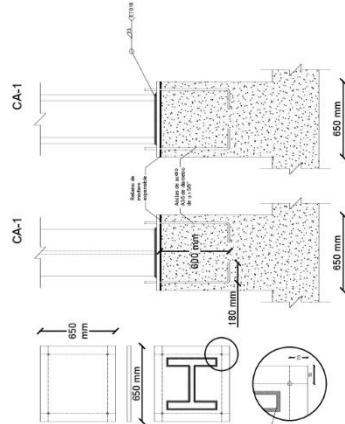
PERFILES DE TRABES Y COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS NORTE Y SUR.



DETALLES DE PLACAS BASES PARA CULMNAS.

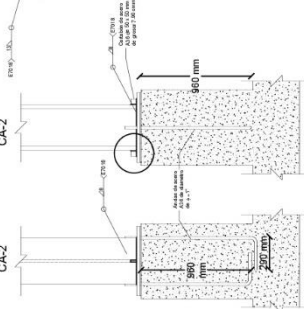
Detalle de placa base para columna CA-1.

Placa base de 650 x 650 mm de área y de acero A36 y grosor de 31.70 mm (sentada sobre dado de concreto de 250 kg/cm² de 650 mm x 650 mm.



Detalle de placa base para columna CA-2.

Placa base de 600 x 600 mm de área y de acero A36 y grosor de 25.4 mm (1") sentada sobre dado de concreto de 250 kg/cm² de 650 mm x 650 mm.



Especificaciones:

1. Acero estructural para columnas de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$.
2. Acero estructural para traves principales de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$.
3. Acero estructural para traves secundarias de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$.
4. Acero estructural para placas bases y conexiones de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



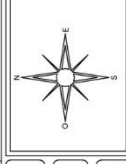
MICRO LOCALIZACIÓN:



MACRO LOCALIZACIÓN:



DISEÑO: JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN



CALCULO: JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

PLAZA Y DETALLES DE LAS PLACAS BASES PARA LOS EDIFICIOS NORTE Y SUR

PROPIETARIO:

DIRECCION: CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE: 1666.51 M2

ESCALA: SIN ESCALA

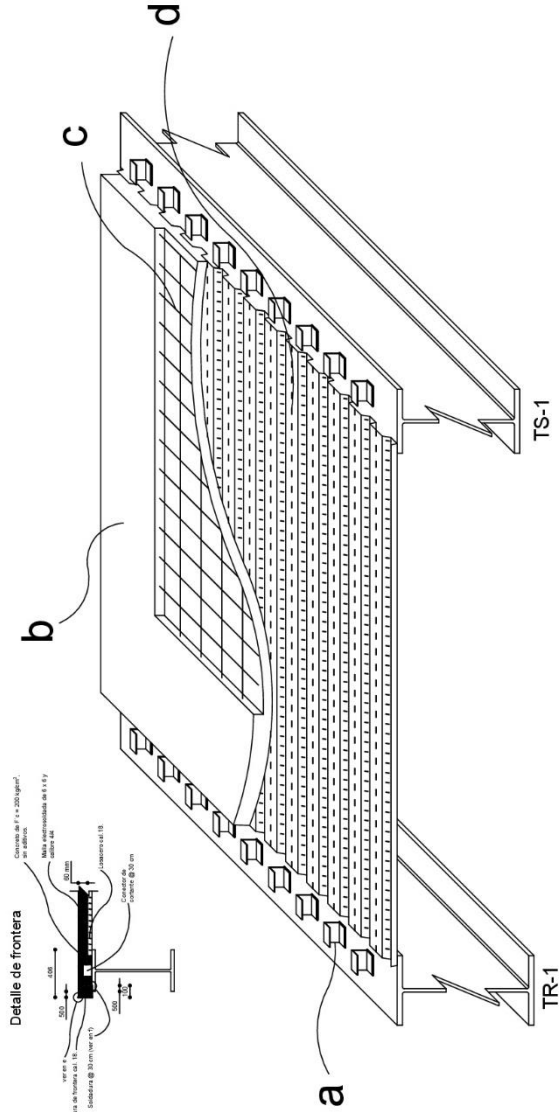
CLASE PLANO:

Unidades: Milímetros

EST-7

Fecha: 13/09/2018

DETALLE DEL SISTEMA DE PISOS DE LA LOSACERO.



- Detalle a**: Conectores de corrientes de canal de 102 mm x 8.04 kg/m @ 20 cm 3.0 largo de flanges y cordones a 15 cm.
- Detalle b**: Concreto de $F'c = 200$ kg/cm² prefabricado y sin activos.
- Detalle c**: Malla electrosoldada 6 x 6 y de calibre de 4.4 y, calzado a los 15 cm encima de la arena de la losacero.
- Detalle d**: Losacero de calibre de 18, cuyo empalme debe ser de tipo-lapso soldado y fijado a cada valle con una ranura de electrosold E50XX a cada valle.
- Detalle e**: Moldura de frontera de calibre 18.
- Detalle f**: Soldadura para fijar la moldura de tamaño de 3 cm @ 20 cm, y electrosold E50XX.

Especificaciones:

- Acero estructural para columnas de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530$ kg/cm².
- Acero estructural para travesaños principales de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530$ kg/cm².
- Acero estructural para travesaños secundarios de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530$ kg/cm².
- Acero estructural para placas bases y conexiones de B-254 (NMX) o A36 (ASTM) con $F_y = 2,530$ kg/cm².

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.



MICRO LOCALIZACIÓN:



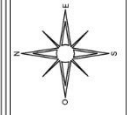
MICRO LOCALIZACIÓN:



DISEÑO: JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

CALCULO: JORAM NICOLÁS DE LA CRUZ CALDERÓN

PLANO DEL SISTEMA DE PISOS DE LA LOSACERO.



PROPIETARIO:

DIRECCIÓN: CARRETERA-CARAPAN

SUPERFICIE: 1666.51 M²

ESCALA: SIN ESCALA

UNIDAD: Milímetros

FECHA: 13/09/2018

CARTELAGIO:

EST-8