

Acompañamiento en el diseño estructural del proyecto “centro comercial la carbonara”, desarrollado por el grupo inmobiliario Matinmo S.A.S en el anillo vial-Floridablanca.

Francisco Javier Mora Cardozo  
Estudiante Ingeniería Civil

Informe final de pasantía profesional como opción de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director  
Edgar Mateus Lizarazo  
Ceo Matinmo

Co - director  
German Hernando Acevedo  
Ingeniero Civil

Universidad Santo Tomás, Bucaramanga  
División de ingenierías y arquitectura  
facultad de ingeniería civil

2021

## Contenido

Introducción.....	10
1. Objetivos.....	11
1.1. Objetivo General.....	11
1.2. Objetivos Específicos.....	11
2. Justificación.....	11
3. Estado del arte.....	12
3.1. Descripción del proyecto.....	12
3.2. Planteamiento de diseño.....	13
3.3. Diseño estructural en edificaciones nuevas.....	14
3.4. Diseño estructural.....	18
3.5. Diseño de cubiertas metálicas.....	19
4. Metodología.....	22
5. Desarrollo de la pasantía profesional.....	24
5.1. Generalidades del proyecto.....	24
5.2. Desarrollo de la pasantía profesional.....	24
5.2.1. Bitácora de actividades.....	24
6. Desarrollo del diseño inicial.....	25
6.1 Descripción del diseño 1.....	25
6.2 Pre-dimensionamiento, diseño 1.....	25
6.3 Cargas gravitacionales, diseño 1.....	30
6.4 Cargas sísmicas, diseño 1.....	31

6.5 Modelamiento en ETABS, diseño 1 .....	35
6.6 Análisis modal espectral en ETABS, diseño 1 .....	37
6.7 Derivas, diseño 1 .....	40
6.8 Irregularidades, diseño 1 .....	42
6.9 Combinaciones de Carga, diseño 1 .....	42
7. Desarrollo del diseño secundario .....	43
7.1 Descripción del diseño 2 .....	43
7.2 Pre-dimensionamiento elementos estructurales diseño 2.....	44
7.3 Fuerzas de viento, diseño 2 .....	45
7.4 Cargas gravitacionales diseño 2.....	47
7.5 Diseño de Cubierta.....	49
7.6 Cargas sísmicas, diseño 2.....	57
7.7 Modelamiento en ETABS, diseño 2 .....	61
7. 8 Análisis modal espectral en ETABS diseño 1 .....	63
7.9 Derivas, diseño 2.....	66
7.10 Irregularidades, diseño 2 .....	68
7.11 Combinaciones de Carga diseño 1 .....	68
8. Diseño de vigas, diseño 2 .....	69
8.1 Módulos .....	70
8.2 Cuantía en vigas .....	71
8.3 Obtención de diagramas de momento envolvente sísmica de diseño en ETABS.....	71
8.4 Calculo de acero.....	72
8.5 Despiece de viga. ....	73

9. Diseño de columnas .....	74
9.1 Obtención de fuerza axial envolvente y momento envolvente sísmico de diseño en ETABS .....	76
9.2 Calculo de acero.....	76
9.3 Despiece de columna. ....	77
Referencias.....	79
Apéndices.....	80

### Lista de figuras

<b>Figura 1.</b> <i>Vista en planta centro comercial la carbonada.</i> .....	13
<b>Figura 2.</b> <i>Tipos de cerchas.</i> .....	20
<b>Figura 3.</b> <i>Altura de placa: Eje X – Eje Y.</i> .....	27
<b>Figura 4.</b> <i>Planta estructural: Eje X – Eje Y.</i> .....	27
<b>Figura 5.</b> <i>Espectro Elástico de Diseño para la ciudad de Bucaramanga.</i> .....	34
<b>Figura 6.</b> <i>Calculo Fuerza Horizontal Equivalente (FHE).</i> .....	35
<b>Figura 7.</b> <i>Modelado planta estructural con placa aligerada en una dirección.</i> .....	36
<b>Figura 8.</b> <i>Asignación de mass source.</i> .....	37
<b>Figura 9.</b> <i>Espectro de diseño importado a ETABS.</i> .....	38
<b>Figura 10.</b> <i>Resultados de sismo X y sismo Y.</i> .....	39
<b>Figura 11.</b> <i>Resultados peso de la estructura, sismo X y sismo Y.</i> .....	39
<b>Figura 12.</b> <i>Comprobación de fuerzas sísmicas.</i> .....	40
<b>Figura 13.</b> <i>Definición de la deriva.</i> .....	41
<b>Figura 14.</b> <i>Cálculo de derivas en ETABS, sismo X.</i> .....	41
<b>Figura 15.</b> <i>Cálculo de derivas en ETABS, sismo Y.</i> .....	41
<b>Figura 16.</b> <i>Carga muerta y viva para entrepiso, cubierta PA y cubierta metálica.</i> .....	49
<b>Figura 17.</b> <i>Esquema de cercha inglesa a dos aguas.</i> .....	50
<b>Figura 18.</b> <i>Asignación de carga muerta, carga viva y fuerza de viento para placa de cubierta</i> .....	52
<b>Figura 19.</b> <i>Resultantes fuerzas axiales evolvente de viento en la cercha, Modelo 1.</i> .....	53
<b>Figura 20.</b> <i>Resultantes fuerzas a tensión y compresión en la cercha, Modelo 2.</i> .....	54

<b>Figura 21.</b> <i>Resultantes fuerzas a tensión y compresión en Excel, Modelo 2</i> .....	54
<b>Figura 22.</b> <i>Modelado de la cercha en 2D, Modelo 3.</i> .....	56
<b>Figura 23.</b> <i>Cercha cargada axialmente, Modelo 3.</i> .....	56
<b>Figura 24.</b> <i>Resultantes fuerzas a tensión y compresión en Excel, Modelo 3</i> .....	56
<b>Figura 25.</b> <i>Peso total de la edificación, diseño 2.</i> .....	60
<b>Figura 26.</b> <i>Modelado planta estructural con placa aligerada en una dirección.</i> .....	62
<b>Figura 27.</b> <i>Espectro de diseño ciudad de Bucaramanga en ETABS.</i> .....	63
<b>Figura 28.</b> <i>Resultados iniciales peso de la estructura, fuerzas sismo X y sismo Y.</i> .....	64
<b>Figura 29.</b> <i>Comprobación inicial de fuerzas sísmicas.</i> .....	65
<b>Figura 30.</b> <i>Resultado final peso de la estructura, fuerzas sismo X y sismo Y.</i> .....	65
<b>Figura 31.</b> <i>Comprobación final de fuerzas sísmicas.</i> .....	66
<b>Figura 32.</b> <i>Cálculo de derivas en ETABS, Sismo X ME.</i> .....	67
<b>Figura 33.</b> <i>Cálculo de derivas en ETABS, Sismo Y ME.</i> .....	67
<b>Figura 34.</b> <i>Cálculo de coeficiente de disipación de energía reducido en Excel.</i> .....	68
<b>Figura 35.</b> <i>Momento flector viga Eje 1</i> .....	71
<b>Figura 36.</b> <i>Momento flector viga Eje 3</i> .....	71
<b>Figura 37.</b> <i>Momento flector viga Eje 4</i> .....	72
<b>Figura 38.</b> <i>Momento flector viga Eje A – B – C – D.</i> .....	72
<b>Figura 39.</b> <i>Trazado refuerzo longitudinal y transversal.</i> .....	74
<b>Figura 40.</b> <i>Obtención de fuerza axial envolvente y momento MX-MY envolvente.</i> .....	76
<b>Figura 41.</b> <i>Diagrama de interacción de columna ETABS.</i> .....	77
<b>Figura 42.</b> <i>Hoja de Excel para cálculo de Longitud de gancho a 90° y 180°.</i> .....	78
<b>Figura 43.</b> <i>Trazado acero longitudinal y transversal.</i> .....	78

**Lista de Tablas**

<b>Tabla 1.</b> <i>Metodología 1 de la pasantía, funciones del diseño estructural.</i> .....	22
<b>Tabla 2.</b> <i>Metodología 2 de la pasantía, funciones diseño de cubierta metálica.</i> .....	23
<b>Tabla 3.</b> <i>Propiedades mecánicas del concreto.</i> .....	30
<b>Tabla 4.</b> <i>Propiedades mecánicas del concreto y el acero.</i> .....	48

### **Resumen**

El presente informe rinde cuentas de los procesos, actividades y funciones ejecutadas por el estudiante Francisco Javier Mora Cardozo de la Facultad de Ingeniería civil de la Universidad Santo Tomás Bucaramanga, durante la totalidad pasantía empresarial escogida como opción de grado. Se muestran las actividades con sus respectivas evidencias organizadas cronológicamente desde la fecha de inicio de la práctica el día 02 de mayo, la metodología empleada, las respectivas funciones asignadas y el soporte teórico y normativo necesario para desempeñarlas.

*Palabras claves:* Diseño estructural, Sismo resistencia, Estructura metálica, Cubiertas

### **Abstract**

This report accounts for the processes, activities and functions carried out by the student Francisco Javier Mora Cardozo from the Faculty of Civil Engineering of the Santo Tomás Bucaramanga University, during the entire business internship chosen as a degree option. The activities are shown with their respective evidence organized chronologically from the start date of the practice on May 2, the methodology used, the respective assigned functions and the theoretical and normative support necessary to perform them.

*Keywords:* Structural design, Earthquake resistance, Metallic structure, Roofs

### **Introducción**

El presente informe muestra las actividades y funciones ejecutadas durante la pasantía empresarial como opción de grado, realizada por el estudiante Francisco Javier Mora Cardozo en el municipio de Floridablanca - Santander con el grupo inmobiliario MATINMO S.A.S. En él se consigan las actividades realizadas en el marco del proyecto centro comercial “La Carbonara”, se anexan las respectivas evidencias organizadas de forma cronológica desde el inicio de la pasantía el día 02 de marzo de 2021.

Adicionalmente se consigna la información referente a la pasantía: funciones, metodología y la información teórica necesaria para desarrollarla. Cabe resaltar que además de las funciones y actividades desarrolladas se ha brindado acompañamiento en el proceso de diseño estructural del proyecto.

## **1. Objetivos**

### **1.1. Objetivo General**

Realizar acompañamiento en los procesos que se llevaran a cabo para el diseño estructural del proyecto “centro comercial la carbonara” desarrollado por el grupo inmobiliario Matinmo S.A.S, siguiendo los requisitos de la norma sismorresistente Colombiana NSR-10.

### **1.2. Objetivos Específicos**

Realizar una propuesta y diseño estructural que considere los requerimientos arquitectónicos para el proyecto “centro comercial la carbonara” desarrollado en el anillo vial de Floridablanca, cumpliendo los requerimientos establecidos por la NSR-10.

Realizar una propuesta y diseño de una cubierta para el proyecto “centro comercial la carbonara” en base a los requerimientos arquitectónicos y del emplazamiento.

## **2. Justificación.**

El proyecto tuvo como finalidad diseñar los elementos estructurales de la edificación y verificar que las dimensiones cumplieran con la normativa vigente, para que opere eficazmente ante un evento sísmico durante el ciclo de vida de la edificación, para lograrlo se tuvieron en cuenta los requisitos establecidos por la norma sismo resistente de construcción Colombiana NSR-10. El proyecto es una estructura tipo comercial de un nivel, con un sistema tipo pórtico de concreto,

localizado en el municipio de Floridablanca jurisdicción del área metropolitana de Bucaramanga, el cual se asienta en una zona declarada como de amenaza sísmica alta.

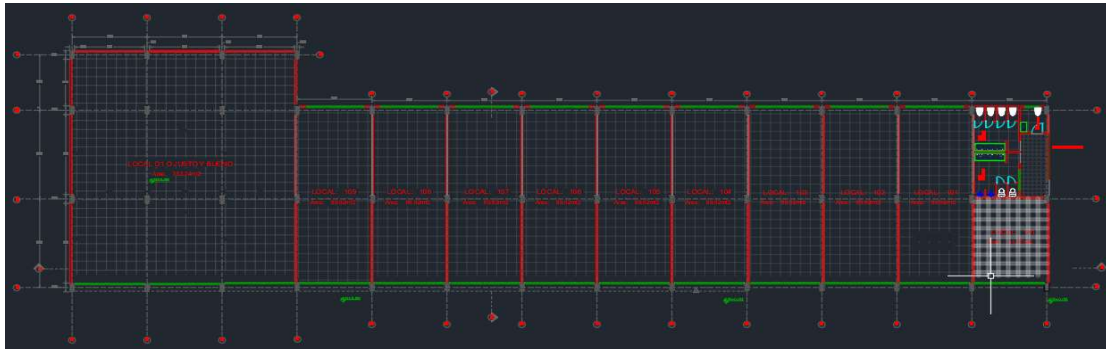
El ingeniero Civil debe diseñar la edificación para que tenga la resistencia y rigidez adecuada para soportar las fuerzas estáticas a las que se verá sometida por su uso y ocupación, debido a esto la labor del ingeniero civil conlleva gran responsabilidad ya que dentro del proceso de diseño también debe tener en cuenta cada tipología de fuerzas que contempla la normativa colombiana [1], y demás que puedan provocar daños que pongan en peligro la integridad de las personas que la ocupan. Algunas de estas fuerzas que podrían presentarse en la edificación son: sismos, presiones de vientos y asentamiento de suelo, además, se debe verificar que la estructura dispone de rigidez adecuada para limitar la deformabilidad, de esta manera no se verá afectado el funcionamiento de la edificación. La estructura correspondiente al proyecto se diseñó inicialmente como un sistema de pórticos en concreto y losa aligerada en una dirección, pero debido a peticiones de la empresa el proyecto se diseñó como un sistema especial tipo dual con cubierta en cercha metálica.

### **3. Estado del arte**

#### **3.1. Descripción del proyecto.**

La estructura cuenta con 3 tipos de locales, el primero con un área de 353.24 m<sup>2</sup> (Local tipo1), el segundo tipo de locales se encuentran distribuidos en el centro de la estructura en bloques de 89.92 m<sup>2</sup> (Local tipo 2) y el último en la parte norte de la estructura que se encuentra dividido en dos bloques de 41.07 m<sup>2</sup>, uno para uso comercial y el otro para aseo (Local tipo3) “Figura 1”. El proyecto es un centro comercial con 3 tipos de locales, contará con una estructura tipo pórtico compuesto por la unión de vigas, perlines y columnas.

**Figura 1.** *Vista en planta centro comercial la carbonada.*



Trazado de planta realizado en AutoCAD (Autoría propia, 2021)

### 3.2. Planteamiento de diseño.

El diseño, construcción y supervisión técnica de edificaciones en el territorio de la República de Colombia debe someterse a los criterios y requisitos mínimos que se establecen en la Normas Sismo Resistentes Colombianas, las cuales comprenden: (a) La Ley 400 de 1997, (b) La Ley 1229 de 2008, (c) El presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10. El objeto de estos reglamentos es reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas [1].

El diseño estructural debe ser realizado por un ingeniero civil facultado para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997. La estructura de la edificación debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuadas ante las cargas mínimas de diseño prescritas por el Reglamento y debe, además, verificarse que dispone de rigidez adecuada para limitar la deformabilidad ante las cargas de servicio, de tal manera que no se vea afectado el funcionamiento de la edificación [1].

### **3.3. Diseño estructural en edificaciones nuevas.**

El diseño estructural abarca todas las actividades que realiza el proyectista con la finalidad de determinar la forma, dimensiones y características detalladas de los elementos de una estructura, los cuales tienen como objetivo soportar y transmitir al suelo. [2]

Teniendo en cuenta los requisitos de la Norma NSR-10 para el diseño de edificaciones sismorresistentes nuevas se llevó a cabo el orden que se muestra en el título A.1.3.4, específicamente en la tabla A.1.3-1, en donde especifica los procedimientos que se deben realizar para el diseño de edificaciones nuevas. En esta tabla se especifican 12 pasos para el diseño iniciando por el proceso de Pre-dimensionamiento y coordinación con los otros profesionales y finalizando con el diseño de los elementos estructurales.

Paso 1 - Pre-dimensionamiento y coordinación con los otros profesionales: Definición del sistema estructural, dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las diferentes solicitaciones tales como: la masa de la estructura, las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos sísmicos, y las fuerzas de viento. Estas dimensiones preliminares se coordinan con los otros profesionales que participan en el diseño [1].

Paso 2 - Evaluación de las solicitaciones definitivas: Con las dimensiones de los elementos de la estructura definidas como resultado del paso 1, se evalúan todas las solicitaciones que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del Título B del Reglamento. Estas incluyen: el efecto gravitacional de la masa de los elementos estructurales, o peso propio, las cargas de acabados y elementos no estructurales, las cargas muertas, las fuerzas de viento, las deformaciones impuestas por efectos reológicos de los materiales estructurales y asentamientos del suelo que da apoyo a la fundación. Así mismo se debe determinar la masa de la edificación y su contenido

cuando así lo exige el Reglamento, la cual será empleada en la determinación de los efectos sísmicos, de acuerdo con los pasos siguientes [1].

Paso 3 - Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de  $A_a$  y  $A_v$ : Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros  $A_a$  y  $A_v$  obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-4 se presenta una enumeración de los municipios colombianos, con su definición de la zona de amenaza sísmica, y los valores de los parámetros  $A_a$  y  $A_v$ , entre otros [1].

Paso 4 - Movimientos sísmicos de diseño: Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento y, en el caso de Edificaciones cubiertas por A.1.2.3.3, con los requisitos del Capítulo A.12 del Reglamento, tomando en cuenta: (a) La amenaza sísmica para el lugar determinada en el paso 3, expresada a través de los parámetros  $A_a$  y  $A_v$ , o  $A_d$ , según sea el caso, los cuales representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva expresada en términos de aceleración del sismo de diseño, (b) Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de unos coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$ , y (c) La importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia  $I$ . Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño. El Reglamento contempla descripciones alternativas del sismo de diseño, ya sea a través de familias de acelerogramas, o bien por medio de expresiones derivadas de estudios de microzonificación sísmica, las cuales deben determinarse siguiendo los requisitos dados en el Capítulo A.2 [1].

Paso 5 - Características de la estructuración y del material estructural empleado: El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual. El Reglamento define limitaciones en el empleo de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en función de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, del tipo de material estructural empleado (concreto estructural, estructura metálica, mampostería estructural, o madera), de la forma misma como se disponga el material en los elementos estructurales según esté en posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados por medio de su capacidad de disipación de energía, la cual puede ser especial (DES), moderada (DMO) o mínima (DMI); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad [1].

Paso 6 - Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis: Definición del procedimiento de análisis sísmico de la estructura de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración de la edificación, tanto en planta como en alzado, su grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, su altura, las características del suelo en el lugar, y el nivel de amenaza sísmica, siguiendo los preceptos dados en el Capítulo A.3 de este Reglamento [1].

Paso 7 - Determinación de las fuerzas sísmicas: Obtención de las fuerzas sísmicas,  $F_s$ , que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4 [1].

Paso 8 - Análisis sísmico de la estructura: El análisis sísmico de la estructura se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos de diseño prescritos, a un modelo matemático apropiado de la estructura, tal como se define en el Capítulo A.3. Este análisis se realiza para los movimientos

sísmicos de diseño sin ser divididos por el coeficiente de capacidad de disipación de energía,  $R$ , y debe hacerse por el método que se haya definido en el paso 6. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos de diseño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos [1].

Paso 9 - Desplazamientos horizontales: Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en los desplazamientos obtenidos en el paso 8 [1].

Paso 10 - Verificación de derivas: Comprobación de que las derivas de diseño obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, calculada incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, es obligatorio rigidizarla, llevando a cabo nuevamente los pasos 8, 9 y 10, hasta cuando cumpla la comprobación de derivas [1].

Paso 11 - Combinación de las diferentes solicitaciones: Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño,  $E$ , obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas  $F_s$ , determinadas en el paso 7, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$  ( $E = F_s R$ ). El coeficiente de capacidad de disipación de energía,  $R$ , es función de: (a) El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el Capítulo A.3, (b) Del grado de irregularidad de la

edificación, (c) Del grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, y (d) De los requisitos de diseño y detallado de cada material, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (DMI, DMO, o DES), tal como se especifica en el Capítulo A.3 [1].

Paso 12 - Diseño de los elementos estructurales: Se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía mínimo (DMI) moderado (DMO), o especial (DES) prescrito en el Capítulo A.3, según les corresponda, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos de las normas sismo resistentes. El diseño de los elementos estructurales debe realizarse para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones obtenidas en el paso 11, tal como prescribe el Título B de este Reglamento [1].

### **3.4. Diseño estructural.**

El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar. Un requisito esencial para que la construcción cumpla con sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen [2].

Basándonos en los requisitos anteriores de la Norma sismorresistente NSR-10 de Colombia, donde en primera parte se establecen los pasos para el diseño, ahora se tuvo en cuenta las bases generales del diseño que es la parte encargada de dar las disposiciones técnicas en cuanto a la

construcción de edificaciones. La norma reconoce cuatro tipos de sistemas estructurales de resistencia sísmica establecidas en el capítulo A.3.2 “Sistemas Estructurales”.

A.3.2.1.1- Sistema de muros de carga: Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales [1].

A.3.2.1.2 - Sistema combinado: Es un sistema estructural, en el cual, (a) Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o (b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual [1].

A.3.2.1.3 - Sistema de pórtico: Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales [1].

A.3.2.1.4 - Sistema dual: Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales [1].

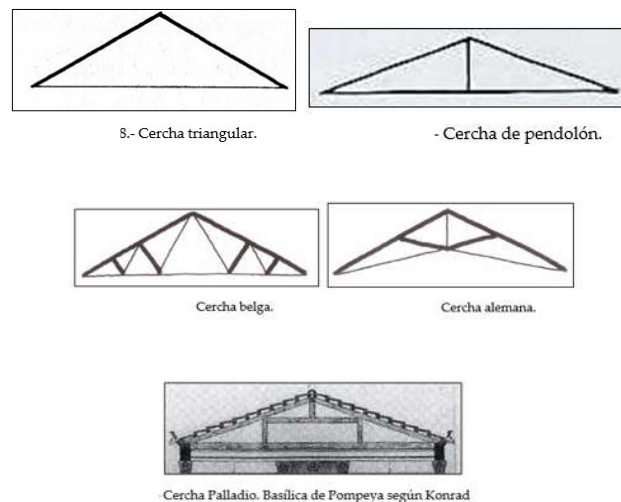
### **3.5. Diseño de cubiertas metálicas.**

Las cubiertas de cerchas o cuchillos o formas son cubiertas de sección triangular, el origen y funcionamiento de la cercha es el triángulo. Se organizan por triangulación de nudos articulados, lo que impide el funcionamiento de las barras a flexión, resistiendo, por lo tanto, únicamente, esfuerzos axiales de tracción o compresión. Al evitar la flexión, la sección de metal necesaria es mucho menor, lo cual puede significar un ahorro de material. [6]

La elección del tipo de cercha varía en función de factores constructivos y de disponibilidad de material, como la sección, la longitud, los medios auxiliares disponibles, etc. Las cerchas, incrementan su complejidad o se simplifican en función de las diversas zonas de uso. [6]

Existen diferentes tipos de cerchas para cubiertas como: la cercha triangular, la cercha de pendolón, la cercha española, la cercha inglesa, la cercha belga, la cercha alemana, la cercha suiza, la cercha Palladio, entre otras. [6], “véase figura 2”.

**Figura 2.** Tipos de cerchas.



Tomado de G. García, “origen y evolución de la cercha.” (Madrid, 2009)

La viga Pratt y la viga Howe son, en una primera lectura, muy parecidas y podrían ser empleadas por conseguir un mismo efecto. La diferencia radica en que la viga Pratt tiene comprimidos los montantes (más cortos y, por tanto, menos penalizados por el pandeo), mientras que la viga Howe tiene comprimidas las diagonales (más largas y penalizadas por el pandeo). [7]

Una cubierta metálica es la combinación de piezas o partes estructurales destinada a la transmisión de fuerzas estáticas, unidos entre sí por sus extremos, de manera que forman un armazón rígido de diversas formas. [8]

La armadura de una cubierta metálica está constituida por miembros formando triángulos o grupos de triángulos. El propósito de las armaduras de techo es servir de apoyo a una cubierta para protegerse contra los elementos naturales como de la lluvia, nieve, viento y además tienen la función de soportar su peso propio. Una estructura metálica puede ser triangulada, recta y curva, para su elección depende de ciertos detalles como el tipo de cubierta, el clima, iluminación, cargas y la necesidad del cliente. Las separaciones laterales dependen de la clase de material para la cubierta, las luces de las estructuras y condiciones de cimentación. La armadura metálica puede ser apoyada en muros de concreto, o en columnas de acero o de concreto reforzado, ellas se fijan por sus extremos a estos muros o columnas con pernos de anclaje. [8]

Los materiales estructurales de acero, se considera de gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades diversas como unir diferentes miembros por medio de soldaduras o pernos, también tienen la posibilidad de fabricación de los miembros y rapidez de montaje. [8] En el momento de realizar el diseño de una cubierta metálica, como a cualquier estructura, se realiza la evaluación de los tipos de carga que van a actuar en la vida útil de dicha estructura. En el caso particular de una cubierta metálica, los tipos de carga que generalmente se analizan para las condiciones en nuestro medio son: la carga muerta (D), la carga viva de cubierta ( $L_r$ ) y la carga de viento (W). [5]

La carga muerta está representada por el peso de la teja empleada, el peso de las instalaciones eléctricas y luminarias, el peso de equipos de sistemas de aire acondicionado y contra incendios, si existen, y el peso propio de la estructura, es decir, el peso de los perfiles angulares empleados. [5]

En cuanto a la carga de viento, estas se analizan actualmente según las disposiciones de la NSR-10 y dependen de una serie de factores ambientales, topográficos y de la región donde se localice la cubierta [5]. Por su parte, la carga de viva está representada por el peso corporal que ejerce un grupo de personas a la cubierta durante el proceso de construcción o posterior a este por efectos de control y mantenimiento de la propia estructura. [5]

#### 4. Metodología.

La práctica se realizó de forma virtual, se brindó acompañamiento en los procesos de diseño, supervisión estructural y cuantificación de materiales estructurales para el proyecto centro comercial “La Carbonara”.

**Tabla 1.** Metodología 1 de la pasantía, funciones del diseño estructural.

Objetivo	Actividad	Descripción	Actores
Realizar una propuesta y diseño estructural que considere los requerimientos arquitectónicos para el proyecto “centro comercial la carbonara” desarrollado	Revisión y corrección de planos arquitectónicos del proyecto	Se realizará el acompañamiento al ingeniero estructural en la revisión de los planos arquitectónicos para el cumplimiento de los requerimientos estructurales exigidos por en NSR10.	Francisco Javier Mora Cardozo Ingeniero Estructural MATINMO S.A.S
	Elaboración de planos estructurales	Se realizará una revisión en los planos arquitectónicos entregados por la empresa de tal manera que cumplan con los requisitos estructurales establecidos por la norma NSR-10	Francisco Javier Mora Cardozo Ingeniero Estructural MATINMO S.A.S

<b>Objetivo</b>	<b>Actividad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Actores</b>
en el anillo vial de Floridablanca, cumpliendo los requerimientos establecidos por la NSR-10.	Elaboración de diseños estructurales	Posteriormente a la revisión de planos arquitectónicos se realizará un diseño estructural en base al uso de la estructura y a los materiales que esta requiera de manera que cumpla con los requisitos estructurales establecidos por la norma NSR-10	Francisco Javier Mora Cardozo Ingeniero Estructural MATINMO S.A.S

Autoría propia.

**Tabla 2.** Metodología 2 de la pasantía, funciones diseño de cubierta metálica.

<b>Objetivo</b>	<b>Actividad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Actores</b>
Realizar una propuesta y diseño de una cubierta para el proyecto “centro comercial la carbonara” en base a los requerimientos arquitectónicos y del emplazamiento.	Elaboración de planos estructurales	Se realizará una revisión en los planos arquitectónicos entregados por la empresa de tal manera que cumplan con los requisitos estructurales establecidos por la norma NSR-10	Francisco Javier Mora Cardozo Ingeniero Estructural MATINMO S.A.S
	Elaboración de diseños estructurales de cubierta	Posteriormente a la revisión de planos arquitectónicos se realizará un diseño estructural en base al uso de la estructura y a los materiales que esta requiera de manera que cumpla con los requisitos estructurales establecidos por la norma NSR-10	Francisco Javier Mora Cardozo Ingeniero Estructural MATINMO S.A.S

Autoría propia.

## **5. Desarrollo de la pasantía profesional**

### **5.1. Generalidades del proyecto**

Se muestra en el estado del arte la información necesaria para contextualizar las actividades que desempeñará el estudiante durante el desarrollo de su pasantía empresarial, la cual se realizará en el municipio de Floridablanca - Santander donde desempeñará labores en el área de proyección y construcción de edificaciones para uso comercial. El proyecto en el que se centrará el acompañamiento por parte del estudiante corresponde a un proyecto de tipo comercial, el cual consta de un nivel con 3 tipos de locales. Para el proyecto se implementará un sistema tipo pórtico.

En una evaluación realizada por los ingenieros practicantes de la empresa y la Arquitecta a cargo de los proyectos se tomó la decisión para cambiar el tipo de cubierta de losa aligerada por una cercha metálica, con el fin de reducir costos y garantizar la viabilidad del proyecto, por tal manera para el proyecto se cambiará el tipo de sistema estructural de tipo pórtico a un sistema que puede ser caracterizado como tipo dual.

### **5.2. Desarrollo de la pasantía profesional.**

La pasantía profesional ha sido realizada de forma virtual, se ha brindado acompañamiento a los procesos de diseño estructural y diseño de cubierta con cercha metálica para el proyecto centro comercial “La Carbonara”. Todas las actividades realizadas durante la pasantía han sido acompañadas, supervisadas y corregidas por el ingeniero codirector German Hernando Acevedo.

#### **5.2.1. Bitácora de actividades.**

Apéndice A. Bitácora

## **6. Desarrollo del diseño inicial**

### **6.1 Descripción del diseño 1**

La estructura cuenta con 3 tipos de locales, el primero en la parte sur de la estructura que cuenta con un área de 353.24 m<sup>2</sup> (Local tipo1), el segundo tipo de local se encuentra distribuido en el centro de la estructura en bloques de 89.92 m<sup>2</sup> (Local tipo 2) y el último en la parte norte de la estructura que se encuentra dividido en dos bloques de 41.07 m<sup>2</sup>, uno para uso comercial y el otro para aseo (Local tipo3). La empresa requiere la revisión y ajuste por parte del practicante de los planos estructurales realizados por la empresa y realizar un diseño estructural del centro comercial “La Carbonara” en el anillo vial de en el municipio de Floridablanca, como parte del diseño se requiere pre-dimensionar los elementos estructurales, teniendo una cubierta tipo losa aligerada con casetón, se solicita por parte de la empresa que la resistencia del concreto a utilizar sea de 28Mpa.

### **6.2 Pre-dimensionamiento, diseño 1**

El proyecto es un centro comercial con 3 tipos de locales, contará con una estructura tipo pórtico compuesto por la unión de vigas, perlines y columnas; se realizó el análisis del plano arquitectónico en donde se detalla el uso de la edificación, se obtuvieron las distancias entre ejes para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales y se identifica la localización de columnas y vigas; a partir de las medidas entre ejes se calculan las áreas de los locales comerciales.

Los planos se presentaron en formato CAD y PDF para un mejor manejo de las acotaciones; inicialmente se mantuvo el diseño arquitectónico por lo cual no se halló la necesidad de reubicar las columnas y las vigas de la estructura.

En principio la estructura se planteó con dos niveles en el cual se determinaba un tipo de cubierta en Steel-Deck, posteriormente el diseño cambio para un solo nivel, la empresa sugirió el uso de una placa aligerada en una dirección para el manejo de la nueva cubierta. Para iniciar el pre-dimensionamiento del proyecto se tuvo en cuenta a solicitud de la empresa una placa aligerada en una sola dirección, se tuvieron en cuenta las luces entre ejes de columnas y la tipología de las vigas, esta información es recolectada a partir del plano arquitectónico. Este procedimiento se realizó para determinar en qué eje se encontrarán las vigas de carga y las vigas de rigidez.

Debido a que la estructura es de un solo nivel se espera revisar las deformaciones de la losa y las vigas teniendo en cuenta las menores dimensiones y a su vez cumpliendo con los requisitos de la norma NSR-10, de esta manera se podrían reducir los costos de los materiales en los elementos estructurales. Conociendo las medidas y las diferentes tipologías de viga en cada uno de los ejes entre columnas se inicia la primera parte del diseño estructural a partir del pre-dimensionamiento de la losa, para esto se tuvo en cuenta requisitos de la Norma NSR-10 título C “Concreto estructural”. Capítulo 9 “Requisitos de resistencia y funcionamiento”.

El capítulo 9.5 del título C de la norma NSR-10 establece dos maneras de pre-dimensionar la altura de losa para una placa aligerada en una dirección, para el caso de una edificación de tipo comercial con muros de mampostería susceptibles a dañarse debido a las deflexiones se utilizaron los requisitos dados en la tabla CR.9.5 para losas nervadas en una dirección, de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados para cada uno de los ejes:

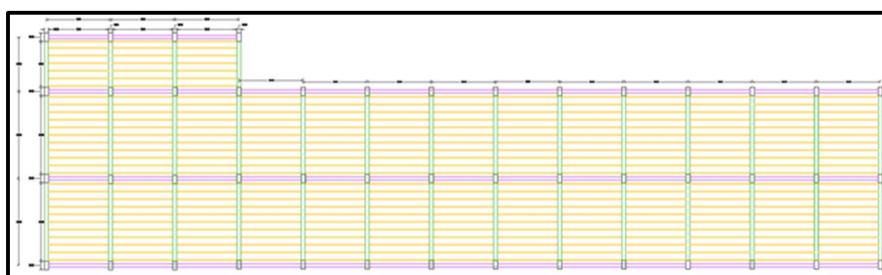
**Figura 3.** *Altura de placa: Eje X – Eje Y.*

PREDIMENSIONAMIENTO LOSA NSR10					
PLANTA 1 - EJE X			PLANTA 1 - EJE Y		
		$h_{LOSA}$			$h_{LOSA}$
C.9.5 (a)	Simplemente apoyado	0,00 m	C.9.5 (a)	Simplemente apoyado	0,00 m
	Ambos extremos continuos	0,29 m		Con un extremo continuo	0,38 m
	Con un extremo continuo	0,32 m		Ambos extremos continuos	0,43 m
CR.9.5	Voladizo	0,00 m	CR.9.5	Voladizo	0,00 m
	Simplemente apoyado	0,00 m		Simplemente apoyado	0,00 m
	Ambos extremos continuos	0,43 m		Con un extremo continuo	0,67 m
	Con un extremo continuo	0,50 m		Ambos extremos continuos	0,57 m
	Voladizo	0,00 m		Voladizo	0,00 m
		$h_{LOSA}$ CALCULADO			$h_{LOSA}$ CALCULADO
C.9.5 (a)	MAYOR	0,32 m	C.9.5 (a)	MAYOR	0,43 m
CR.9.5	MAYOR	0,50 m	CR.9.5	MAYOR	0,67 m

Cálculo de pre-dimensionamiento realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

Se calculó en el eje X una altura de placa de 0.50m y para el eje Y 0.67m por lo cual se escogió la  $h_{placa} = 0.50m$  ya que de esta manera la altura de placa en la estructura será menor lo que disminuirá el peso de la estructura y los costos de esta, por lo tanto, se determinaron las vigas de rigidez en el eje X y las vigas de carga en el eje Y. Teniendo en cuenta esta consideración y para efectos del cumplimiento de la norma se revisaron las deformaciones generadas por los elementos estructurales al escoger la dirección de la losa en el eje de longitudes más cortas, esto pudo realizarse debido a que la edificación cuenta con un solo nivel.

**Figura 4.** *Planta estructural: Eje X – Eje Y.*



Trazado de planta realizado en AutoCAD (Autoría propia, 2021)

En el caso de las Columnas o elementos sometidos a flexo-compresión en zona DES el inciso C.21.6.1.1 de la NSR-10 indica que la dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor a 0.30m, en este caso como la dimensión de la viga carguera es de 0.35m no se dejó que la dimensión de la columna sea menor a esta, por lo cual, inicialmente para el pre-dimensionamiento la base de la columna será de 0.35m ; además, el inciso C.21.6.1.2 indica que la relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor a 0.4.

Posteriormente de definirse las vigas de carga, vigas de rigidez y altura de placa se procedió a pre-dimensionar las dimensiones de las columnas, vigas de rigidez, vigas de carga y viguetas para terminar el dimensionamiento de la losa. Para esto se tuvieron en cuenta los requisitos de la Norma NSR-10 título C “Concreto estructural” capítulo 21 “Requisitos de diseño sismo resistente”.

El proyecto se encontró en una zona de disipación de energía especial DES por lo cual se tuvo en cuenta el inciso C.21.1.4.2 de la NSR-10 el cual indica que la resistencia a la compresión  $f'_c$  no puede ser menor a 21MPa y de ser concreto liviano a 35Mpa. El inciso C.21.5.1.3 indica que para los elementos estructurales sometidos a flexión (vigas) en zona DES el ancho del elemento no debe ser menor que el más pequeño entre  $0.3h$  (donde  $h$  es mi altura de placa) y 0.25m. Para el proyecto se determina que la base de la viga “bw” no debe ser menor que el más pequeño entre  $0.3h = 0.15m$  y 0.25m por lo cual se pudo tomar como ancho de viga 0.25m, pero ya que el diseño puede llegar a cambiar por cuestiones de diseño tomamos como bw para vigas de rigidez = 0.3m y bw para vigas de carga = 0.35m.

Para las Columnas o elementos sometidos a flexo-compresión en zona DES el inciso C.21.6.1.1 indica que la dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor a 0.30m, en este caso como la dimensión de la viga carguera es de 0.35m no se dejó que la dimensión de la columna sea menor a esta por lo cual para el pre-dimensionamiento del “bw” para la columna será de 0.35m;

C.21.6.1.2 indica que la relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor a 0,4.

En el caso de las viguetas se tuvo en cuenta los ítems del apartado C.8.13 “Viguetas en losas nervadas”, C.8.13.2 el cual indica que el ancho mínimo de las nervaduras es de 0.1m y su altura de nervadura no debe ser mayor de 5 veces su ancho promedio, para esta edificación se determina la base de vigueta = 0.1m.

C.8.13.3 indica que para losas nervadas en una dirección, la separación máxima entre nervios, medida de centro a centro no debe ser mayor a 2.5 veces el espesor total de la losa sin exceder 1.20m, para el proyecto la mejor opción para escoger la separación entre viguetas esta entre 0.6m y 0.9m ya que dependiendo de la separación que se escoja el espesor de placa puede aumentar o disminuir, por lo cual se escoge una separación de 0.7m entre nervaduras; C.8.13.3.1 indica que para losas nervadas en una dirección deben colocarse riostras con una separación máxima libre de 10 veces el espesor total de la losa, sin exceder 4.0m, por lo cual, la separación máxima calculada es de 4.5m pero como la mínimas es de 4.0m pondremos riostras cada 4.0m.

En el caso de esta estructura se utilizarán aligeramientos removibles en icopor por lo cual se tiene en cuenta el inciso C.8.13.6.1 el cual indica que para encofrados removibles que no estén fabricados con arcilla u concreto en donde el espesor de la losa no debe ser menor a 1/12 de la distancia libre entre nervaduras, ni menor a 0.05m, para el caso del proyecto la distancia entre nervaduras es de 0.7m y la base de la vigueta de 0.1m por lo cual la distancia libre entre viguetas es de 0.6m teniendo en cuenta la norma el espesor de placa seria de 0.05m.

### 6.3 Cargas gravitacionales, diseño 1

Teniendo en cuenta el pre-dimensionamiento y la densidad de los materiales se calculó el peso propio de los elementos estructurales que hacen parte de la carga muerta de la edificación, por otra parte, la estructura también tuvo otros elementos con cierta funcionalidad y uso por confort a la estructura, por lo cual se realizó un análisis por  $m^2$  de placa para calcular estas cargas muertas y vivas. Para calcular el peso propio de los elementos estructurales se definieron las propiedades mecánicas del concreto que se usaran para la construcción de la edificación:

**Tabla 3.** *Propiedades mecánicas del concreto.*

$f'_c =$	<b>28 Mpa</b>
E =	$[3900 * \text{Raíz}(28)] = 20636.86 \text{ Mpa}$
$\gamma =$	24 kN/m <sup>3</sup>

Basándonos en los requerimientos anteriores de la norma donde se definieron las dimensiones de los elementos estructurales (columnas, vigas, viguetas, riostras y espesor de placa) se calculan la carga muerta de entrepiso y el peso de los elementos estructurales. La carga de los elementos estructurales (placa de entrepiso, viguetas y riostras) se calculó por  $m^2$  de la siguiente manera:

- placa de entrepiso:  $\gamma_{\text{concreto}} * e_{\text{placa}} = 1.2 \text{ kN/m}^2$
- Viguetas:  $(b_{\text{vigüeta}} * h_{\text{vigüeta}} * \gamma_{\text{vigüeta}}) / (0.7 \text{ “ancho aferente de vigüeta”}) = 1.543 \text{ kN/m}^2$
- Riostras  $(b_{\text{riostra}} * h_{\text{riostra}} * \gamma_{\text{riostra}}) / (6 \text{ “ancho aferente de riostra”}) = 0.18 \text{ kN/m}^2$

La masa de los elementos estructurales (vigas de carga y rigidez, viguetas y columnas) se calculó en kN. Véase, Apéndice D “Pesos propios, Diseño 1”

Con estos resultados y siguiendo los pasos anteriores se obtuvo el peso de los elementos estructurales, por otra parte, se tuvo en cuenta que la placa tuvo unos determinados acabados dependiendo de la funcionalidad y confort de la estructura, para el cálculo de estas cargas muertas (elementos no estructurales) de entrepiso y de cubierta se tiene en cuenta el título B “Cargas” capítulo 3 “Cargas muertas”, este análisis se realiza por m<sup>2</sup> de placa; los elementos no estructurales se dividen en dos tipos: verticales y horizontales.

Para el cálculo de carga para los elementos no estructurales horizontales se tuvo en cuenta las tablas de la norma que se indican en el ítem B.3.4.1 (cargas mínimas de cielo raso, relleno de pisos, pisos y acabados) y para los elementos estructurales horizontales las tablas que se indican en el ítem B.3.4.2 (recubrimiento de muros, enchape, particiones livianas y ventanas); en el caso de la cubierta tendremos en cuenta el cielo raso utilizado en los entrepisos, su recubrimiento y el tipo de acabado que se utilizara en la cubierta, de esta manera al obtener las cargas por m<sup>2</sup> de elementos no estructurales y estructurales se definieron los valores de carga muerta y viva de entrepiso y cubierta. Véase, Apéndice E “Carga muerta y viva, Diseño 1”

#### **6.4 Cargas sísmicas, diseño 1**

Para el análisis de cargas sísmicas se entendió que las fuerzas laterales que se aplican a una estructura inducen desplazamientos que a su vez también inducen acciones internas dentro de las edificaciones. Para entender la naturaleza de estas acciones sísmicas se tuvo en cuenta los requisitos de la Norma NSR-10 título A “Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente”; para efectos de diseño este proyecto debe localizarse dentro de una de las zonas de

amenaza sísmica que se muestran en la tabla A.2.3-2, esta tabla también los da los valores de  $A_a$  (coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva) y  $A_v$  (coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva) dependiendo de la localización del proyecto.

La estructura se diseñó para una edificación localizada en la ciudad de Floridablanca, jurisdicción del área metropolitana de Bucaramanga por lo cual tomaremos para zona de amenaza sísmica Alta los valores de  $A_a = 0.25$  y  $A_v = 0.25$ .

Adicionalmente en el diseño se tuvo en cuenta los efectos del suelo ya que el sismo es un efecto que se produce al interior de la tierra por el choque de las placas tectónicas; el suelo es el medio por el cual se produce la liberación de esa energía generada, por tanto las condiciones del suelo pueden inducir a que las ondas generadas por la liberación de dicha energía se amplifiquen o se reduzcan, por lo tanto, es importante conocer las condiciones de suelo para el diseño cualquier edificación; en Colombia encontramos la clasificación de suelos en capítulo 2 “Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño” en la tabla A.2.4-1 NSR-10.

La información del tipo de suelo debe ser entregada por parte de la constructora o el ingeniero geotécnico, esto debido a que se debió conocer el tipo de suelo para la edificación por efectos del sismo en el diseño, en caso de que el tipo de suelo no se encuentre del A al E se tendrían que hacer otras evaluaciones para definir los valores que se le darán al suelo tipo F (suelos altamente compresibles) de acuerdo con los procedimientos de la Norma NSR10. La información entregada por el ingeniero geotécnico son documentos que se entregaran a la curaduría para poder expedir la licencia de construcción.

Posteriormente teniendo en cuenta la zona de amenaza sísmica, los valores de  $A_a$ - $A_v$  y el tipo de suelo, se podrán definir los valores del coeficiente de amplificación que afecta la aceleración para la zona de periodos cortos del espectro ( $F_a$ ) y el coeficiente de amplificación que afecta la

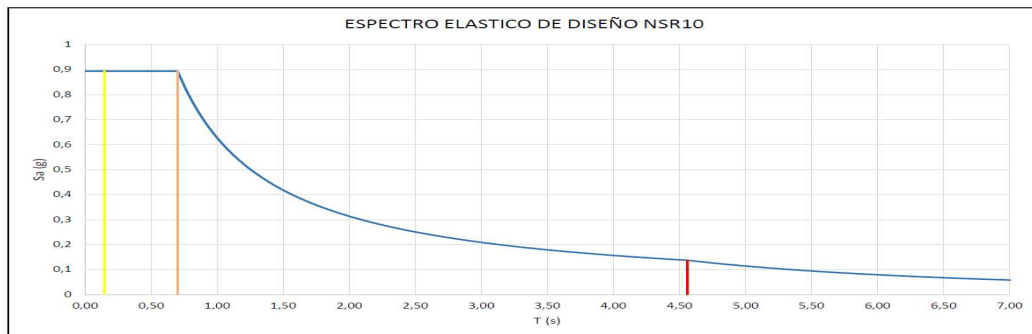
aceleración para la zona de periodos intermedios del espectro ( $F_v$ ), estos valores se encuentran en las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 de la norma NSR-10. En algunos casos donde dependiendo de los valores  $A_a$  y  $A_v$  y el tipo de suelo, no hay un valor exacto para  $F_a$  y  $F_v$  respectivamente, debemos interpolar linealmente los valores para los coeficientes.

En el caso de esta edificación ubicada en el anillo vial de Floridablanca, se solicitó a la empresa el informe geotécnico para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, pero en el momento de desarrollar esta actividad la empresa no contaba con ningún tipo de informe geotécnico, por tanto, la empresa solicitó que se realizaran los cálculos de esta actividad asumiendo un tipo de suelo "D" debido a la ubicación del proyecto. De esta manera, cumpliendo con las especificaciones acordadas con la empresa se continuo el desarrollo del pre-dimensionamiento de los elementos estructurales teniendo en cuenta los valores de  $A_a$  y  $A_v$  para suelo tipo D y los valores interpolados para  $F_a$  y  $F_v$  serán 1.3 y 1.9 respectivamente.

El coeficiente de importancia es un valor que modifica la carga sísmica, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación. En Colombia existen cuatro tipos de uso diferentes: Grupo I (Estructuras de ocupación normal), Grupo II (Estructuras de ocupación especial), Grupo III (Edificaciones de atención a la comunidad) y Grupo IV (Edificaciones indispensables), cada uno de estos grupos se especifica en el inciso A.2.5.1 "Grupos de uso" de la norma NSR-10. El proyecto consta con una estructura tipo pórtico por lo cual se clasificó como una edificación con grupo de uso II con un coeficiente de importancia  $I = 1.10$ . Ya definidos los valores  $A_a$ ,  $F_a$ ,  $A_v$ ,  $F_v$  y  $I$  podemos diseñar el espectro sísmico de diseño, para se tuvieron en cuenta los requisitos dados en el capítulo 2.6 "Espectro de diseño", figura A.2.6-1 de la norma NSR10. En el espectro podremos encontrar el valor de la aceleración espectral de diseño

para un período de vibración dado “Sa”. Véase la figura 5 “. Espectro Elástico de Diseño para la ciudad de Bucaramanga.”

**Figura 5.** *Espectro Elástico de Diseño para la ciudad de Bucaramanga.*



Cálculo espectro de diseño realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

Posteriormente para hallar el valor Sa de la edificación se calculó el periodo de la edificación (T), por lo cual se tuvo en cuenta los requisitos del título A capítulo 4 “Método de la fuerza horizontal equivalente”, en el inciso A.4.2.2 nos indica que el valor T puede ser igual al valor calculado  $T_a = C_t h^\alpha$ ; donde,  $C_t$  y  $\alpha$  son valores que se obtienen de la tabla A.4.2-1.

Al ser una edificación diseñada tipo pórtico se tomó  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$  y el valor del periodo  $T_a = 0.15$  [seg], la norma indica en el inciso A.4.2.1 que el periodo de diseño no debe ser mayor a  $C_u T_a$ , por tanto, se calcula  $C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v \leq 2 \rightarrow C_u = 1.18 \leq 2$ ; como resultado,  $C_u T_a = 0.17$  [seg], en este caso el periodo  $T_a$  cumple con las indicaciones de la norma. Obteniendo el valor del periodo de la edificación se calculó a través de la gráfica de diseño espectral el valor de la aceleración espectral “Sa”. En este caso al ser el valor del periodo tan bajo debido a efectos de la altura de la edificación, la aceleración espectral se encuentra en la zona de periodos cortos,  $S_a = 0.89375$  (g)

Para hallar la carga sísmica por piso de la edificación se calculó el cortante sísmico en la base ( $V_s$ ), el cual es el equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, para el cálculo de  $V_s$  se tiene en cuenta el inciso A.4.3.1 de la norma NSR-10. Véase, Apéndice D “Pesos propios, Diseño 1”

La fuerza sísmica horizontal para cualquier nivel “x” de la edificación está dada por la formula A.4.3.2 de la norma NSR10. En este caso como la edificación de un piso el  $V_s$  será el mismo en toda la edificación. A continuación, se muestran los resultados de FHE calculados “Figura 6”:

**Figura 6.** *Calculo Fuerza Horizontal Equivalente (FHE).*

DISTRIBUCIÓN DE FHE EN LA ALTURA							
Sa aceleracion espectral		0.89 [m/s <sup>2</sup> ]		Vs (Cortante basal)		6907.89 [Kn]	
						Wtotal edificación	
						7729.10 [Kn]	
Piso	m	h	h <sup>k</sup>	mh <sup>k</sup>	Cv	F	
1	7729.10 [Kn]	3.50 [m]	3.50	27051.87	100.0%	6907.89 [Kn]	
2	0.00 [Kn]	0.00 [m]	0.00	0.00	0.0%	0.00 [Kn]	
3	0.00 [Kn]	0.00 [m]	0.00	0.00	0.0%	0.00 [Kn]	
4	0.00 [Kn]	0.00 [m]	0.00	0.00	0.0%	0.00 [Kn]	
5	0.00 [Kn]	0.00 [m]	0.00	0.00	0.0%	0.00 [Kn]	
6	0.00 [Kn]	0.00 [m]	0.00	0.00	0.0%	0.00 [Kn]	
Total	7729.10 [Kn]		3.50	27051.87	1.00	6907.89 [Kn]	

Cálculo de FHE realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

### 6.5 Modelamiento en ETABS, diseño 1

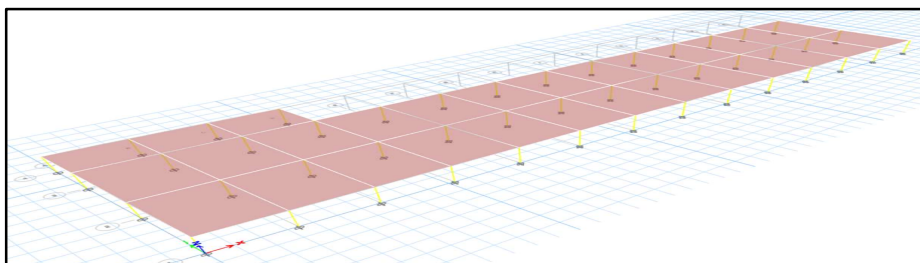
Se realizó el modelo estructural en el programa ETABS, se inició generando una “grid” en el programa de 14 líneas en el eje X y 4 líneas en el eje Y, esta edificación consta de un solo nivel con una altura de entrepiso de 3.5m. Los materiales que se usaran en el modelamiento del programa fueron definidos por la empresa, para este proyecto la empresa solicito el uso de un concreto con resistencia de 28Mpa el cual se usara en la totalidad del sistema estructural del proyecto.

Asignadas las resistencias del concreto en la estructura, se podrán definir las secciones de los elementos estructurales (vigas de carga, vigas de rigidez, columnas y placa estructural) para el

modelo. A estos elementos estructurales se les asignó el concreto de 28 Mpa definido anteriormente. Posterior a definirse las secciones transversales de los elementos estructurales del modelo se procedió a generar el modelado de la planta estructural.

El sistema estructural a petición de la empresa comprende una placa aligerada en una dirección, la cual se contempló en el pre-dimensionamiento, para añadirla al modelado en ETABS se tuvo en cuenta concreto de 28Mpa y una altura de placa superior de 50 cm, ETABS permitió definir nuestro tipo de placa que en el proyecto se define como aligerada y la dirección en la que las cargas serán distribuidas a los elementos estructurales; de esta manera se definió en el programa la placa como tipo membrana y añadimos la opción “special One-Way load distribution”, y para finalizar añadimos la sección al modelo estructural, véase figura 7.

**Figura 7.** Modelado planta estructural con placa aligerada en una dirección.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Luego de asignar la placa aligerada en una dirección en el modelo, ETABS permitió cargar la placa por  $m^2$ , por lo cual se añadió la carga de diseño calculada en el inciso 4.4 “Cargas gravitacionales”, adicionalmente se debió tener en cuenta que ETABS al momento de correr el modelo tiene en cuenta el peso propio de los elementos ya asignados, por lo cual, conociendo que en la carga de diseño calculada anteriormente se tuvo en cuenta los elementos no estructurales, el

peso de la placa superior, el peso de las viguetas y el peso de las riostras, no se añadieron programa para evitar errores de sobredimensionamiento en la carga del modelo. Este cálculo se realiza de la siguiente manera:

Carga muerta para modelo = Carga muerta de diseño – Peso propio de la placa superior

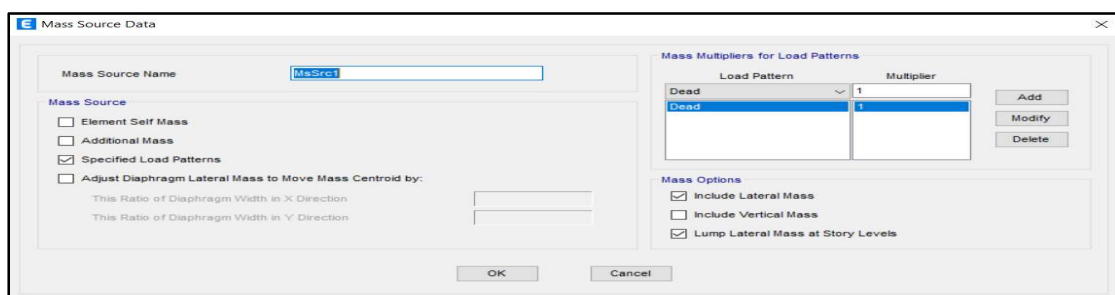
Carga muerta para modelo =  $4.1 \text{ kN/m}^2 - 1.2 \text{ kN/m}^2$

Carga muerta para modelo ETABS =  $2.9 \text{ kN/m}^2$

La carga viva se mantuvo igual que la calculada anteriormente.

Consecutivamente de asignar las cargas muertas y vivas para el modelo, se añadieron en el modelo las cargas sísmicas, estas cargas son uniaxiales lo que quiere decir que dependen de la masa, por esto se debe asignarle al modelo una fuente de masa en para la edificación, “Figura 8”.

**Figura 8.** *Asignación de mass source.*



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

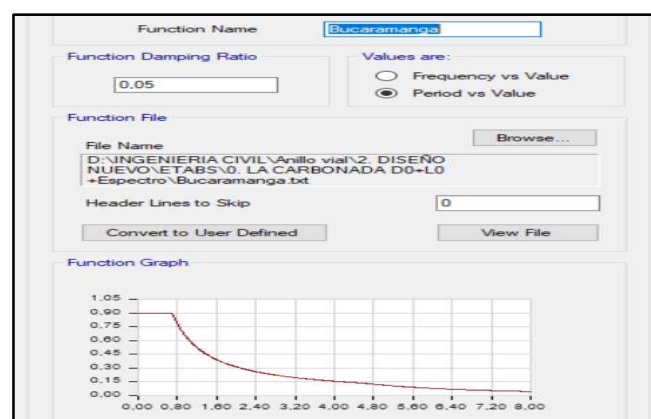
## 6.6 Análisis modal espectral en ETABS, diseño 1

El método de Análisis modal espectral en ETABS permitió evidenciar el proceso de aplicación de cargas sísmicas, el sismo como tal no es una fuerza sino un desplazamiento, estos

desplazamientos pueden aplicarse directamente a la estructura a través del análisis espectral en el programa ETABS.

Una de las facilidades que tiene el programa ETABS es el permitir importar el espectro de diseño calculado en Excel y aplicarlo directamente a la edificación, para realizar este procedimiento se tomaron los valores calculados cada 0.01 segundos, esa información que se obtiene del espectro de diseño se llevó a otro nuevo archivo de Excel para poder generar un archivo tipo .txt (texto delimitado por tabulaciones), este nuevo archivo se importa a ETABS para poder generar el espectro de diseño en el modelo.

**Figura 9.** Espectro de diseño importado a ETABS.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Posteriormente al tener el espectro de diseño importado en ETABS, se definieron los casos de carga en el eje X “sismo X” y en el eje Y “sismo Y”, para estos nuevos casos el tipo de carga será un espectro de respuesta “Response spectre”, el cual será el espectro de diseño que importe a ETABS. Para definir en el modelo en qué dirección llegara el espectro de respuesta, se debe de

configurar en el modelo las dos direcciones X y Y en la que llegan los desplazamientos, U1 para la dirección X para “sismo X” y U2 para la dirección Y para “sismo Y”

**Figura 10.** Resultados de sismo X y sismo Y.

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m
SismoX	LinRespSpec	Max	6729,6948	167,0468	0	584,6637	23553,9317	60713,1256	0
SismoY	LinRespSpec	Max	167,0468	6571,4556	0	23000,0946	584,6637	259708,2907	0

Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Este análisis modal espectral es avalado por la norma NSR-10, para esto se tuvo en cuenta el capítulo A.5 “Método del análisis dinámico”, inciso A.5.4.5 “Ajuste de los resultados”, el cual exige ciertas comprobaciones para poder validar el método. Para realizar las comprobaciones se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros: el peso de la estructura y los resultados de las fuerzas de sismo X y sismo Y obtenidas del modelo, adicionalmente, el periodo y Sa asociado a la edificación, véase figura 11.

**Figura 11.** Resultados peso de la estructura, sismo X y sismo Y.

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Dead	LinStatic		0	0	7791,18	68352,54	-287377,02	0
SismoX	LinRespSpec	Max	6729,69	167,05	0	0,5847	23,5539	60,3766
SismoY	LinRespSpec	Max	167,05	6571,46	0	23,0001	0,5847	259,3797

PESO DE LA ESTRUCTURA	7791,18
SISMO X	6729,6948
SISMO Y	6571,4556

Cálculo de fuerzas realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

Entonces para emplear el método modal espectral, se tuvo en cuenta el valor del  $V_s$  (cortante basal en la edificación) calculado a través del método de fuerza horizontal equivalente, este valor dependiendo de la forma de la estructura se deberá multiplicar por el 80% para estructuras regulares o que el 90% para estructuras irregulares. En este caso la estructura se tomó como irregular por tanto el valor del  $V_s$  calculado por FHE se multiplico por el 90%, adicionalmente debo verificar que la fuerza sísmica en X y Y realizada a través del análisis modal espectral supere la fuerza del  $V_s$  con la corrección del 90%.

**Figura 12.** *Comprobación de fuerzas sísmicas.*

FACTORES DE CORRECCION		
$V_s$ (FHE)	6963,36713	
$V_s$ (FHE)	6267,03041	Con correccion por la norma ( $V_s*0,9$ )

FACTORES DE CORRECCION		
SISMO X	0,93125032	OK
SISMO Y	0,95367462	OK

LOS VALORES CUMPLEN SI SON MENORES A 1

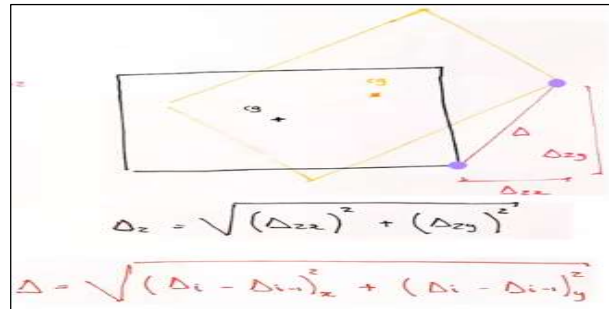
Comprobación modal espectral realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

En el caso de esta estructura los resultados de la fuerza sísmica por el método de análisis modal espectral son mayores que el cortante basal con la corrección del 90%, por lo que a juicio de diseño no se realizara ninguna corrección en las fuerzas sísmicas. “Véase, figura 12”

### 6.7 Derivas, diseño 1

Las fuerzas laterales que se aplican a una estructura inducen unas deformaciones, las derivas son desplazamientos horizontales relativos entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos, estos desplazamientos suceden en dirección X y Y. Las derivas pueden calcularse a través de la siguiente formula:

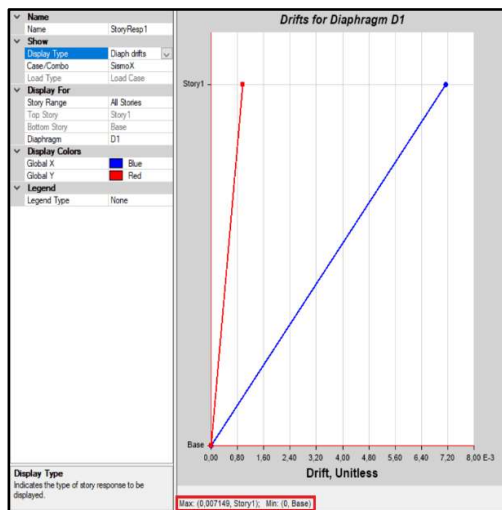
**Figura 13.** Definición de la deriva.



La deriva calculada con el procedimiento anterior no puede exceder los límites establecidos por la norma NSR-10 en el inciso A.6.4.1, ETABS es un programa con muchas herramientas, una de ellas es la gráfica de derivas que el genera a través del mismo modelo matemático que se encuentra en la norma NSR-10, a continuación, se muestra el cálculo de derivas en sismo X y sismo Y en ETABS.

**Figura 14.** Cálculo de derivas en ETABS,

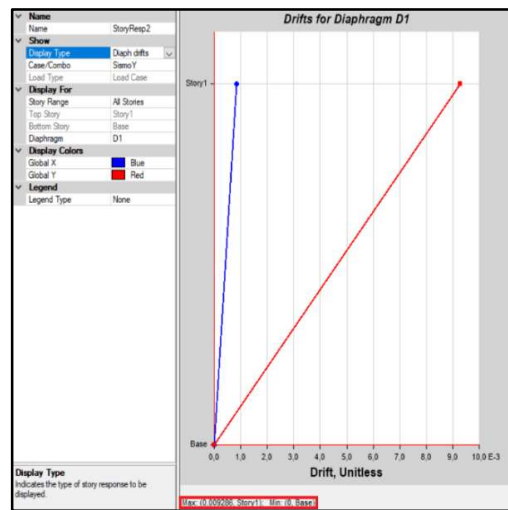
sismo X.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

**Figura 15.** Cálculo de derivas en ETABS,

sismo Y.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Como se puede observar en la figura 41 para sismo X y 42 para sismo Y, el valor máximo de deriva es menor al 1% de la altura de entrepiso ( $h_{\text{entrepiso}} = 350 \text{ cm}$ ), para comprobar estos resultados se exportaron los resultados de los desplazamientos a una hoja de Excel y se realizó el cálculo matemático de derivas mostrado en el inciso A.6.3.1.2 de la norma NSR-10.

Véase los apéndices R “Comprobación derivas sismo x, diseño 1” y 10.4 “Comprobación derivas sismo S, diseño 1”, como se observa en estos las derivas máximas en la edificación son de 0.71% para sismo X y de 0.93% para sismo Y, teniendo en cuenta una altura de entrepiso de 350cm, por lo tanto, la edificación cumple los requisitos de deriva máxima estipuladas en el Capítulo A.6 de la norma NSR-10.

### **6.8 Irregularidades, diseño 1**

Teniendo en cuenta los efectos de diseño sísmico, la edificación debe clasificarse como regular o irregular en planta y en altura, adicionalmente debido al tipo de sistema estructural que se haya escogido para la estructura se obtuvo un valor del coeficiente de disipación de energía básico ( $R_0$ ) que se usara para el diseño sísmico de la edificación, en caso de que la edificación sea irregular este coeficiente de disipación de energía básico ( $R_0$ ) debe reducirse multiplicándolo por  $\phi_p$ , debido a irregularidades en planta, por  $\phi_a$  debido a irregularidades en altura, y por  $\phi_r$  debido a ausencia de redundancia como indica la ecuación A.3.3-1 de la norma NSR-10 ( $R = R_0 \phi_a \phi_p \phi_r$ ).

### **6.9 Combinaciones de Carga, diseño 1**

El diseño de las estructuras y su cimentación debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño iguallen o excedan los efectos producidos de las cargas mayoradas de las combinaciones

de carga mostradas en el inciso B.2.4.2 “Combinaciones basicas”, de esta forma se garantiza un factor de seguridad para la edificación.

Las fuerzas sísmicas de diseño ( $F_s$ ) utilizadas en las combinaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 deben de ser reducidas para el diseño ( $E$ ), para esto se tuvo en cuenta el coeficiente de disipación de energía ( $R$ ), entonces teniendo en cuenta este requerimiento, mis fuerzas sísmicas reducidas de diseño serán:  $E = F_s/R$ .

La dirección de la aplicación de las fuerzas sísmicas se tuvo en cuenta siguiendo las indicaciones del inciso A.3.6.3 de la norma NSR-10, se entiende que los efectos de las fuerzas sísmicas se definen de manera ortogonal, por lo cual, se supone una concurrencia simultanea del 100% para una dirección y el 30% de la fuerza sísmica en la dirección perpendicular, esto se realiza debido a que el sismo no conoce de ejes coordenados, él se manifiesta como una liberación de energía, pero a través de herramientas como ETABS en donde nosotros establecemos unos ejes coordenados X,Y,Z podemos generarle una orientación a nuestro sismo, por esto, se contempla una concurrencia simultanea para que la liberación de energía del sismo sea lo más correcta posible al momento de modelarla, de esta manera se contempla la idea de que el sismo llegue en cualquier dirección.

## **7. Desarrollo del diseño secundario**

### **7.1 Descripción del diseño 2**

El proyecto es un centro comercial con 3 tipos de locales, inicialmente se tuvo en cuenta una estructura tipo pórtico compuesto por la unión de vigas, perlines y columnas; la cubierta se definió como aligerada en una dirección por lo cual se manejaría un sistema estructural tipo pórtico para

la estructura, pero debido a las revisiones realizadas por la empresa se decide realizar un cambio en el tipo de cubierta a cercha metálica, por tanto el sistema estructural de la edificación también resulta afectado cambiando a sistema tipo dual. Los planos estructurales fueron presentados en formato CAD y PDF para un mejor manejo en las acotaciones, también se entregaron los esquemas de las cerchas. El diseño arquitectónico no tuvo ninguna modificación por parte del ingeniero.

## **7.2 Pre-dimensionamiento elementos estructurales diseño 2**

Teniendo claro las nuevas peticiones presentadas por la empresa, se llevó a cabo un cambio en el sistema estructural, por lo tanto, teniendo en cuenta los procedimientos realizados para el primer diseño en el sistema estructural, se tienen en cuenta los parámetros de pre-dimensionamientos para vigas y columnas en zona (DES) contemplados en los requisitos de la Norma NSR-10 título C “Concreto estructural”. Capítulo 9 “Requisitos de resistencia y funcionamiento”. En cuanto al diseño de la cubierta, se tomó la decisión de realizar el análisis para una cercha metálica de esta manera se optimizan los costos y los materiales de la estructura, se elige una armadura para techo tipo Howe teniendo en cuenta su mayor ligereza y su gran comportamiento al pandeo.

El proyecto se encuentra en una zona de disipación de energía especial DES por lo cual debemos tener en cuenta el inciso C.21.1.4.2 el cual indica que la resistencia a la compresión  $f'_c$  no puede ser menor a 21MPa y de ser concreto liviano a 35Mpa. El inciso C.21.5.1.3 indica que para nuestros elementos estructurales sometidos a flexión (vigas) en zona DES nuestro ancho del elemento no debe ser menor que el más pequeño entre  $0.3h$  (donde  $h$  es mi altura de viga) y 0.25m. En el caso de nuestro proyecto el nuestro  $b_w$  no debe ser menor que el más pequeño entre  $0.3h = 0.15m$  y 0.25m por lo cual se pudo tomar como ancho de viga 0.25m, en el caso de esta edificación solo se tuvo en cuenta las vigas de borde en concreto.

Para las Columnas zona DES el inciso C.21.6.1.1 nos indica que la dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor a 0.30m, por lo cual para el pre-dimensionamiento el bw para la columna será de 0.30m; C.21.6.1.2 nos indica que la relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor a 0.4

Teniendo en cuenta las solicitudes anteriores por parte de la empresa la cubierta constara de una estructura metálica, sin embargo, el sistema estructural ubicado entre los ejes 3 – 4 constara de una placa aligerada en una dirección.

Véase el apéndice B. “pre-dimensionamiento secciones transversales”

### **7.3 Fuerzas de viento, diseño 2**

Las cargas de diseño para edificios y otras estructuras, incluyendo el SPRFV (Sistema principal de resistencia de fuerzas de viento) y todos los componentes y elementos de revestimiento de estos se determinaron usando uno de los 3 métodos avalados por la NSR-10 en el inciso B.6.1.1. En el caso de este proyecto se hará uso del método 1 explicado en el inciso B.6.4 “procedimiento simplificado”, para esto se cumplieron los requerimientos exigidos en los incisos B.6.4.1.1 y B.6.4.1.2.

Posteriormente se obtienen los valores necesarios para el procedimiento de diseño, primero se determinó la velocidad de viento de la gráfica B.6.4-1, esta fuerza debe de suponerse que viene de cualquier dirección horizontal, en el caso de la edificación ubicada en el área metropolitana de Bucaramanga (Anillo vial – Floridablanca), El proyecto se encuentra ubicado en una región tipo 1 con una velocidad de viento de 60 Km/h.

De igual forma el factor de importancia de la edificación se determinó en los factores de carga sísmica del inciso A.2.5 de la norma donde se definió esta edificación con grupo de uso II, coeficiente de importancia  $I = 1.10$ .

El tipo de exposición de nuestro terreno se encuentra determinado en el inciso B.6.5.6 en donde se definió el tipo de Rugosidad que tuvo el terreno ante la exposición a barlovento. En el caso de este proyecto se establece una rugosidad de terreno C.

Después de determinar estos factores tuvieron en cuenta una especificación realizada al inicio del capítulo de cargas de viento en el inciso B.6.1.3 “Carga de viento de diseño mínima” donde se entendió que la carga de viento determinada por cualquiera de los métodos especificados por la norma no puede ser menor a la determinada a continuación: En edificaciones cerradas, parcialmente cerradas o cualquier tipo de estructura, la carga de viento SPRFV no será menor a la multiplicación de  $0.40 \text{ kN/m}^2$  por el área de la edificación o de la estructura proyectada a un plano vertical normal a la dirección de viento de estudio. Además, la presión de viento de diseño para los componentes y revestimientos de la estructura no será menor a una presión neta de  $0.40 \text{ kN/m}^2$  actuando en cualquier dirección normal a la superficie.

Las presiones de viento fueron calculadas teniendo en cuenta la formula B-6.4-1 presente en la norma NSR10, para esto se tuvieron en cuenta los siguientes factores:

Factor de ajuste por Altura del edificio: La altura medio de la edificación es de 3.5 m, en una zona de exposición C por lo cual nuestro Factor  $\lambda$  será de 1.21, véase la tabla B.6.4-2, factor de ajuste, NSR-10. Factor topográfico: Si la estructura no se encuentra localizada en la mitad superior de una colina o cerca de la cresta de un escarpe por lo tanto nuestro Factor  $K_{zt}$ : 1.00. Factor de importancia: En este caso la región no es propensa a huracanes y se encuentra en una categoría II por lo que nuestro Factor  $I$ : 1.00, véase la tabla B.6.5-1, factor de importancia, NSR-10.

Teniendo en cuenta los siguientes factores, se calcula la fuerza neta de viento teniendo en cuenta las presiones dadas por la tabla B.6.4-2 de la norma NSR-10, posteriormente se hallan las presiones netas para la cubierta a partir de las presiones dadas por la tabla B.6.4-3 de la norma NSR-10.

Véase apéndice J “cálculo de presiones de viento para cubierta y muros”

Posteriormente de calcular las presiones de viento netas se definieron las presiones verticales y horizontales sobre la cercha, teniendo en cuenta que según el inciso B.6.4.2.1.1 donde se nos indica las presiones mínimas netas ( $P_s$ ) que se debe asignar a las zonas, donde, las zonas A, B, C, D las presiones netas no deben ser menores a  $0.4 \text{ kN/m}^2$  y para las zonas E, F, G, H las presiones netas deben ser de  $0 \text{ kN/m}^2$ . Teniendo en cuenta lo estipulado anteriormente, las presiones calculadas son inferiores a la mínima requerida por lo tanto se aplicará a toda la edificación una presión horizontal de  $0.4 \text{ kN/m}^2$  para las zonas A, B, C, D.

#### **7.4 Cargas gravitacionales diseño 2**

Teniendo en cuenta nuestro pre-dimensionamiento y la densidad de nuestros materiales se calculó el peso propio de los elementos estructurales que harán parte de la carga muerta de la edificación, por otra parte, la estructura también tuvo otros elementos con cierta funcionalidad y uso por confort a la estructura, por lo cual se realizará un análisis por  $\text{m}^2$  de placa para calcular estas cargas muertas y vivas. Para calcular el peso propio de los elementos estructurales se definieron las propiedades mecánicas del concreto que se usaran en la edificación:

**Tabla 4.** Propiedades mecánicas del concreto y el acero.

PROPIEDAD	CONCRETO	ACERO
$f'_c =$	28 Mpa	340 Mpa
$E =$	$[3900 * \text{Raíz}(28)] = 20636.86$ Mpa	200 Gpa
$\gamma =$	24 kN/m <sup>3</sup>	78 kN/m <sup>3</sup>

Basándonos en los requerimientos anteriores de la norma donde se definieron las dimensiones de nuestros elementos estructurales (columnas, vigas) se calculó la carga muerta de entrepiso y el peso de los elementos estructurales. La masa de los elementos estructurales (vigas de carga y rigidez, viguetas y columnas) se calculó en kN de la siguiente manera:

Véase apéndice C, “Pesos propios, diseño 2”

De esta manera y con los pasos anteriores se obtuvo el peso de nuestros elementos estructurales, por otra parte, se tuvo en cuenta que la placa de cubierta será de un material determinado dependiendo de la funcionalidad y confort de la estructura, el cálculo de estas cargas muertas (elementos no estructurales) de entrepiso y cubierta se tiene en cuenta el título B “Cargas” capítulo 3 “Cargas muertas”, este análisis también se realizó por m<sup>2</sup> de placa; nuestros elementos no estructurales se dividen en dos tipos verticales y horizontales.

Para el cálculo de carga para los elementos no estructurales horizontales se utilizaron las tablas de la norma que se indican en el ítem B.3.4.1 (cargas mínimas de cielo raso, relleno de pisos, pisos y acabados) y para los elementos estructurales horizontales las tablas que se indican en el ítem B.3.4.2 (recubrimiento de muros, enchape, particiones livianas y ventanas); en el caso de la cubierta tendremos en cuenta el cielo raso utilizado en los entrepisos, su recubrimiento y el tipo de acabado que se utilizara en la cubierta. De esta manera al obtener las cargas por m<sup>2</sup> de elementos

no estructurales y estructurales se definieron los valores de carga muerta y viva de entrepiso y cubierta.

Véase apéndice E, “carga muerta y viva, diseño 2”

**Figura 16.** Carga muerta y viva para entrepiso, cubierta PA y cubierta metálica.

VALORES DE CARGA DL ENTREPISO Y CUBIERTA			
CARGA MUERTA DE ENTREPISO	9,6 [Kn/m <sup>2</sup> ]	CARGA MUERTA DE CUBIERTA	1,92 [Kn/m <sup>2</sup> ]
CARGA VIVA DE ENTREPISO	6,00 [Kn/m <sup>2</sup> ]	CARGA VIVA DE CUBIERTA	6,00 [Kn/m <sup>2</sup> ]
VALORES DE CARGA DL CERCHA METALICA			
CARGA MUERTA DE CUBIERTA	0,50 [Kn/m <sup>2</sup> ]		
CARGA VIVA DE CUBIERTA	0,35 [Kn/m <sup>2</sup> ]		

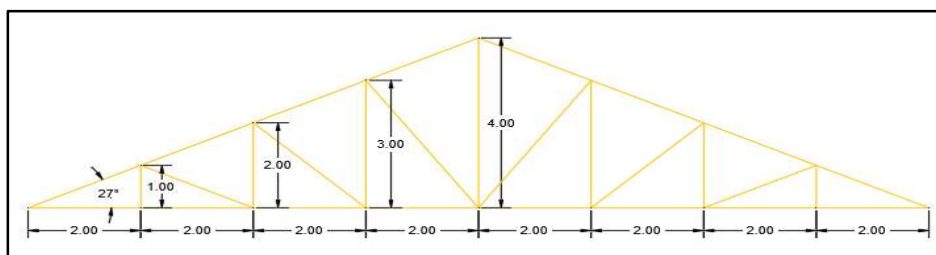
Cálculo de cargas realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

### 7.5 Diseño de Cubierta

Teniendo en cuenta el estado del Arte se define el tipo de cubierta para el diseño del proyecto, se escogió una cercha inglesa tipo Howe a dos aguas. Inicialmente se realizó el trasado de la cercha en AutoCAD para mejor representación de las dimensiones y poder llevar a cabo los cálculos necesarios para el pre-dimensionamiento de la cercha. Posteriormente de realizar la evaluación de los tipos de carga que van a actuar en la vida útil de la cercha (la carga muerta [D], la carga viva de cubierta [Lr] y la carga de viento [W]), donde: La carga muerta está representada por el peso de la teja empleada, el peso de las instalaciones eléctricas y luminarias, el peso de equipos de sistemas de aire acondicionado y contraincendios, y el peso propio de la estructura, es decir, el peso de los perfiles angulares empleados. [5]. En cuanto a la carga de viento y la carga viva, estas se analizan actualmente según las disposiciones de la NSR-10 y dependen de una serie de factores ambientales, topográficos y de la región donde se localice la cubierta. [5]

En primer lugar, se realizó un preanálisis de la cercha de manera que fuera óptima para la edificación, para esto se tuvo en cuenta el estado del arte recolectado de otros informes sobre cerchas en la ciudad de Bucaramanga y del mundo; se define la cercha, la cual es revisada por el Codirector del proyecto y se procedió a ser bosquejada en AutoCAD, véase figura 17.

**Figura 17.** Esquema de cercha inglesa a dos aguas.



Trazado de cercha realizado en AutoCAD (Autoría propia, 2021)

Realizado el preanálisis de la cercha, se montó el bosquejo de cercha en el programa ETABS para proceder con el diseño de la estructura con su cubierta metálica, el material utilizado en la cubierta es acero estructural A500 grado C el cual cuenta con una resistencia a la fluencia de 340Mpa.

Se realizó un modelo inicial en el cual se generó un modelo completo de la cercha obteniendo las resultantes axiales en cada uno de los nodos de la estructura metálica llevando a cabo el pre-dimensionamiento de la cercha, el segundo en donde se modeló las partes más críticas de la cercha para la obtención de las fuerzas axiales y de esta manera tenerlas en cuenta para cada una de las cerchas que conforman la estructura, finalmente se realizó un modelo para dimensionar los elementos de la cercha con los diferentes perfiles HEA y IPE en acero.

Inicialmente el Modelo 1 tuvo en cuenta las cargas de viento a las cuales estará sometida la cubierta, por tanto, se generó una “grid” en el programa de 14 líneas en el eje X y 4 líneas en el eje Y, la edificación consta de un nivel con una altura de entrepiso de 3.5m y la cercha a dos aguas con una altura de 4m e inclinación de 24 grados.

El material que se tuvo en cuenta en el modelamiento de la cercha es acero estructural A500 grado C con resistencia de 340 Mpa el cual se usara en los elementos estructurales de la cercha (correas, elementos superiores, inferiores, diagonales y montantes de la cercha); adicionalmente se añadió un material en el modelo 1 el cual no tendría peso unitario.

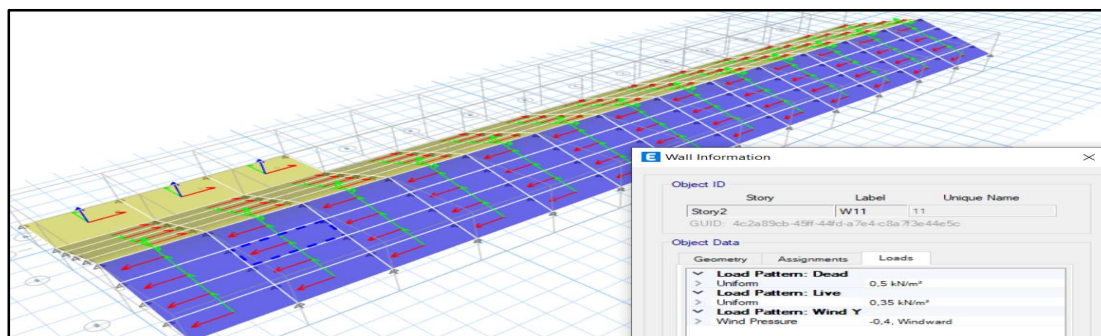
Después de asignar las resistencias y los materiales de la estructura, se definieron las secciones de los elementos estructurales (elementos superiores, inferiores, diagonales y montantes de la cercha) para el modelo. A estos elementos estructurales se les asigno su material correspondiente; en el caso de los elementos de la cercha para el Modelo 1 se utilizó una de las secciones transversales de los perfiles IPE que vienen por defecto en el programa, esta sección se le añade el material que no contempla el peso unitario.

Posterior a definir las secciones transversales de los elementos estructurales del modelo se procedió a generar el modelado de la cubierta estructural. Utilizando los comandos de dibujo en ETABS se realizó el primer trazado de la cercha y con la opción “replicate” se replicó la cercha en cada uno de los ejes que se muestra en el plano principal de AutoCAD, además, estos elementos deben ser de tipo individual por lo cual no deben transmitir momentos entre ellos, para que se cumpla esta idea se les liberó a estos elementos estructurales sus momentos en el programa.

Posteriormente al Modelo 1 se le añaden las placas por  $m^2$  que cubrirán la cercha, estas placas tuvieron en cuenta el material al cual no se le asigno peso unitario, de esta forma se aplicarán las cargas muertas, vivas y de viento calculadas anteriormente, estas fuerzas son aplicadas

directamente con las herramientas del programa. Las placas por  $m^2$  se dividen en tres grupos, las placas de cubierta Leeward las cuales son por las que la presión del viento llega indirectamente, y las placas de cubierta Windward las cuales son por las que la presión del viento llega directamente, para esto se define inicialmente las placas en el programa ETABS y se añaden a cada uno de los ejes de la cercha; posteriormente se añadirá a las placas de cubierta las cargas de diseño calculadas en el inciso 9.9 “Fuerzas de viento” y 9.10 “Cargas gravitacionales”.

**Figura 18.** *Asignación de carga muerta, carga viva y fuerza de viento para placa de cubierta*



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Consecutivamente de asignar las cargas muertas y vivas para el modelo, se asignó al modelo una fuente de masa para la edificación.

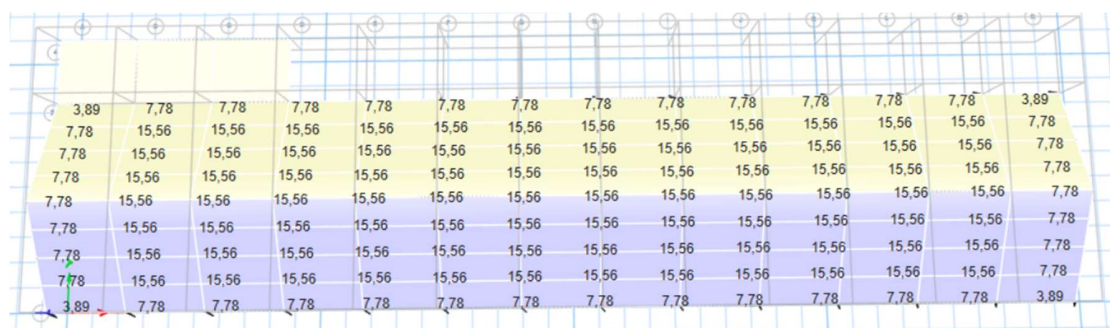
Luego de añadir las cargas al modelo, obtuvimos las fuerzas con las cuales realizaremos el dimensionamiento de los elementos de la cercha, estas fuerzas serán asignadas en el segundo modelo el cual constara de una de las partes de la cercha a las cuales se les aplicara la resultante axial del modelo anterior para finalmente obtener las fuerzas a tensión y compresión de la cercha y poder dimensionarla en su totalidad. Para esto debe de cumplirse que las resistencias de diseño de la cercha iguallen o excedan los efectos producidos de las cargas mayoradas de las

combinaciones de carga mostradas en el inciso B.2.4.2 “Combinaciones basicas”, de esta forma se garantiza un factor de seguridad para la edificación.

En el modelo 1 se añadieron las siguientes combinaciones de la NSR-10 para obtener las fuerzas de análisis para la cercha: B.2.4-1, B.2.4-2, B.2.4-3, B.2.4-4 y B.2.4-6, adicionalmente a esto se generó una carga envolvente que tuvo todas las combinaciones y nos arrojará como resultado los valores más altos de las fuerzas axiales y de momento de entre todas las combinaciones elegidas anteriormente.

Después de definir las combinaciones de carga y la envolvente de cargas corremos el modelo para obtener las componentes axiales sobre los nodos de la cercha producto de cada una de las solicitaciones actuantes.

**Figura 19.** Resultantes fuerzas axiales evolvente de viento en la cercha, Modelo 1.

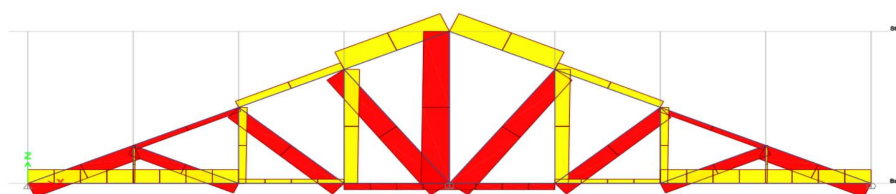


Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

A partir de las reacciones calculadas a través del Modelo 1 se generó un segundo modelo en el cual se tuvo en cuenta una vista en 2D de la cercha, de esta manera se cargarán los nodos de la cercha con las reacciones calculadas anteriormente, así se obtuvieron las fuerzas de tensión y compresión en los elementos de la cercha.

Para este modelo se definieron las propiedades del acero estructural A500 grado C, de esta manera el programa tuvo en cuenta el peso propio del tipo de perfil que escojamos y posteriormente que sea necesario para soportar las cargas a las cuales está siendo sometida la cercha; se tuvo en cuenta un perfil HEA 100 para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de la cercha de igual manera se le liberan los momentos M2, M3 y Torsión a los elementos de la cercha del segundo modelo. Posteriormente se corre el modelo y se obtienen las fuerzas a tensión y compresión de los elementos de la cercha (elementos superiores, inferiores, diagonales y montantes).

**Figura 20.** Resultantes fuerzas a tensión y compresión en la cercha, Modelo 2.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

**Figura 21.** Resultantes fuerzas a tensión y compresión en Excel, Modelo 2

SUPERIOR	FUERZAS	FACTOR	ESFUERZO
NUDO	AXIL	SEGURIDAD	A req
A-B	28,40 [Kn]	142,00 [Kn]	0,418 [m2]
B-D	7,80 [Kn]	39,00 [Kn]	0,115 [m2]
D-F	13,23 [Kn]	66,15 [Kn]	0,195 [m2]
F-H	34,33 [Kn]	171,65 [Kn]	0,505 [m2]
H-J	34,33 [Kn]	171,65 [Kn]	0,505 [m2]
J-L	13,23 [Kn]	66,15 [Kn]	0,195 [m2]
L-N	7,80 [Kn]	39,00 [Kn]	0,115 [m2]
N-P	28,40 [Kn]	142,00 [Kn]	0,418 [m2]
PROMEDIO			0,308 [m2]
MAYOR			0,505 [m2]

INFERIOR	FUERZAS	FACTOR	ESFUERZO
NUDO	AXIL	SEGURIDAD	A req
A-C	25,96 [Kn]	129,80 [Kn]	0,382 [m2]
C-E	25,96 [Kn]	129,80 [Kn]	0,382 [m2]
E-G	7,08 [Kn]	35,40 [Kn]	0,104 [m2]
G-I	12,06 [Kn]	60,30 [Kn]	0,177 [m2]
I-K	12,06 [Kn]	60,30 [Kn]	0,177 [m2]
K-M	7,08 [Kn]	35,40 [Kn]	0,104 [m2]
M-O	25,96 [Kn]	129,80 [Kn]	0,382 [m2]
O-P	25,96 [Kn]	129,80 [Kn]	0,382 [m2]
PROMEDIO			0,261 [m2]
MAYOR			0,382 [m2]

MONTANTE	FUERZAS	FACTOR	ESFUERZO
NUDO	AXIL	SEGURIDAD	A req
B-C	0,45 [Kn]	2,25 [Kn]	0,007 [m2]
D-E	9,01 [Kn]	45,05 [Kn]	0,133 [m2]
F-G	17,70 [Kn]	88,50 [Kn]	0,260 [m2]
H-I	43,91 [Kn]	219,55 [Kn]	0,646 [m2]
J-K	17,70 [Kn]	88,50 [Kn]	0,260 [m2]
L-M	9,01 [Kn]	45,05 [Kn]	0,133 [m2]
N-O	0,45 [Kn]	2,25 [Kn]	0,007 [m2]
PROMEDIO			0,206 [m2]
MAYOR			0,646 [m2]

DIAGONAL	FUERZAS	FACTOR	ESFUERZO
NUDO	AXIL	SEGURIDAD	A req
B-E	20,67 [Kn]	103,35 [Kn]	0,304 [m2]
D-G	25,57 [Kn]	127,85 [Kn]	0,376 [m2]
F-I	32,11 [Kn]	160,55 [Kn]	0,472 [m2]
J-L	32,11 [Kn]	160,55 [Kn]	0,472 [m2]
L-K	25,57 [Kn]	127,85 [Kn]	0,376 [m2]
N-M	20,67 [Kn]	103,35 [Kn]	0,304 [m2]
PROMEDIO			0,384 [m2]
MAYOR			0,472 [m2]

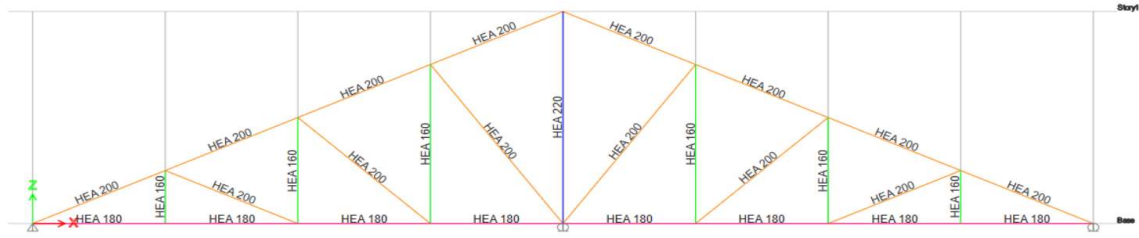
Cálculo de fuerza axial realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

Al obtener las fuerzas de tensión y compresión en los elementos de la cercha se procedió a dimensionar la cercha en su totalidad, para esto se mayoraron las cargas obtenidas con un factor de seguridad de 0.2, obteniendo así las fuerzas axiales últimas, luego teniendo en cuenta que la resistencia a la compresión del acero es de 340 Mpa, se calculó el área de acero requerida para cada uno de los elementos de la cercha, generalmente algunos elementos necesitaran una mayor cantidad de acero para soportar los esfuerzos a los que serán sometidos, por esto se realizó un promedio de las áreas requeridas para elegir el perfil a utilizar, posteriormente a ello se realizó una prueba para comprobar que el perfil escogido sea óptimo al soportar los esfuerzos a los cuales será sometido.

Inicialmente los perfiles escogidos para los elementos de la cercha son perfiles HEA, para los elementos superiores se escoge un perfil HEA 200 con un área de  $53.8 \text{ cm}^2$ , para los elementos inferiores se escoge un perfil HEA 180 con un área de  $45.3 \text{ cm}^2$ , para los elementos diagonales se escoge un perfil HEA 200 con un área de  $53.8 \text{ cm}^2$  y para los elementos montantes se escoge un perfil HEA 160 con un área de  $38.8 \text{ cm}^2$  con excepción del montante central el cual por efectos de la fuerza a compresión requiere de un perfil HEA 220 con un área de  $64.3 \text{ cm}^2$ . Estos perfiles fueron seleccionados según la tabla de Proveedores (Apéndice V “ficha técnica vigas IPE-HEA-WF”).

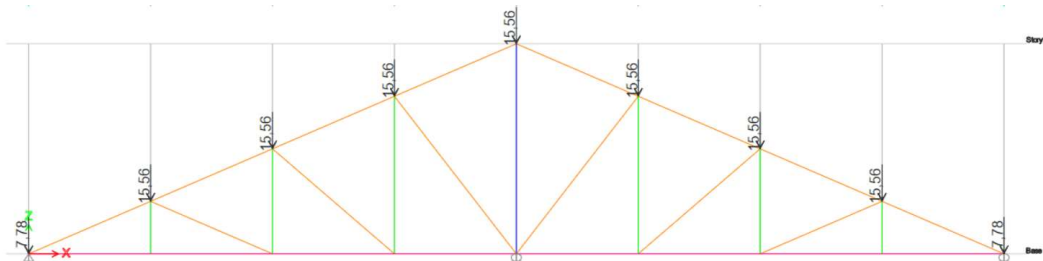
Se realizó el tercer modelo teniendo en cuenta los perfiles escogidos anteriormente para cada uno de los elementos de la cercha y las reacciones anteriores calculadas en el primer modelo, la propiedad del material de la cercha es la misma utilizada en el modelo anterior y las secciones transversales fueron diseñadas y modeladas en ETABS a partir del catálogo de proveedores (Apéndice V “ficha técnica vigas IPE-HEA-WF”).

Figura 22. Modelado de la cercha en 2D, Modelo 3.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Figura 23. Cercha cargada axialmente, Modelo 3.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Figura 24. Resultantes fuerzas a tensión y compresión en Excel, Modelo 3

SUPERIOR		FUERZAS	FACTOR	ESFUERZO
NUDO	AXIL	SEGURIDAD	A req	
A-B	29,57 [Kn]	147,85 [Kn]	0,435 [m2]	
B-D	7,20 [Kn]	36,00 [Kn]	0,106 [m2]	
D-F	16,20 [Kn]	81,00 [Kn]	0,238 [m2]	
F-H	39,70 [Kn]	198,50 [Kn]	0,584 [m2]	
H-J	39,70 [Kn]	198,50 [Kn]	0,584 [m2]	
J-L	16,20 [Kn]	81,00 [Kn]	0,238 [m2]	
L-N	7,20 [Kn]	36,00 [Kn]	0,106 [m2]	
N-P	29,57 [Kn]	147,85 [Kn]	0,435 [m2]	
PROMEDIO		0,341 [m2]		
MAYOR		0,584 [m2]		HEA 200

INFERIOR		FUERZAS	FACTOR	ESFUERZO
NUDO	AXIL	SEGURIDAD	A req	
A-C	26,92 [Kn]	134,60 [Kn]	0,396 [m2]	
C-E	26,92 [Kn]	134,60 [Kn]	0,396 [m2]	
E-G	6,43 [Kn]	32,15 [Kn]	0,095 [m2]	
G-I	14,68 [Kn]	73,40 [Kn]	0,216 [m2]	
I-K	14,68 [Kn]	73,40 [Kn]	0,216 [m2]	
K-M	6,43 [Kn]	32,15 [Kn]	0,095 [m2]	
M-O	26,92 [Kn]	134,60 [Kn]	0,396 [m2]	
O-P	26,92 [Kn]	134,60 [Kn]	0,396 [m2]	
PROMEDIO		0,276 [m2]		
MAYOR		0,396 [m2]		HEA 180

MONTANTE		FUERZAS	FACTOR	ESFUERZO
NUDO	AXIL	SEGURIDAD	A req	
B-C	0,97 [Kn]	4,85 [Kn]	0,014 [m2]	
D-E	10,66 [Kn]	53,30 [Kn]	0,157 [m2]	
F-G	20,55 [Kn]	102,75 [Kn]	0,302 [m2]	
H-I	49,90 [Kn]	249,50 [Kn]	0,734 [m2]	
J-K	20,55 [Kn]	102,75 [Kn]	0,302 [m2]	
L-M	10,66 [Kn]	53,30 [Kn]	0,157 [m2]	
N-O	0,97 [Kn]	4,85 [Kn]	0,014 [m2]	
PROMEDIO		0,240 [m2]		
MAYOR		0,734 [m2]		HEA 160

DIAGONAL		FUERZAS	FACTOR	ESFUERZO
NUDO	AXIL	SEGURIDAD	A req	
B-E	22,50 [Kn]	112,50 [Kn]	0,331 [m2]	
D-G	28,40 [Kn]	142,00 [Kn]	0,418 [m2]	
F-I	36,10 [Kn]	180,50 [Kn]	0,531 [m2]	
J-L	36,10 [Kn]	180,50 [Kn]	0,531 [m2]	
L-K	28,40 [Kn]	142,00 [Kn]	0,418 [m2]	
N-M	22,50 [Kn]	112,50 [Kn]	0,331 [m2]	
PROMEDIO		0,426 [m2]		
MAYOR		0,531 [m2]		HEA 200

Cálculo de fuerza axial realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

De esta manera se verifica que los perfiles HEA escogidos anteriormente para cada uno de los elementos estructurales de la cercha cumplen al soportar los esfuerzos sometidos.

El tipo de perfil que se tuvo en cuenta para las correas de la estructura metálica serán de tipo IPE, ya que este tipo de perfil es resistente sometido a flexión, por tanto, teniendo en cuenta las resultantes axiales mostradas en la figura 22 “Resultantes fuerzas axiales evolvente de viento en la cercha, Modelo 1”, se calcula la carga kN/m que se transmitirá a través de las correas, para calcular el momento resultante y a través del módulo de sección escoger la sección transversal del perfil que soporte de manera adecuada los esfuerzos a los cuales será sometida.

Para el diseño de las correas se tuvo en cuenta reacciones mayores en la cubierta, de esta manera se calcula que el momento flector en la correa es de 23.81 kN\*m y que la resistencia a la compresión del acero es de 340 Mpa, se divide el momento flector sobre el esfuerzo y hallaremos la sección de perfil, se tuvo en cuenta un factor de seguridad en el momento de 0.5, en este caso el módulo de sección que nos pide la correa es de 13.60 cm<sup>3</sup>, por lo cual se escoge un perfil IPE 120 con un módulo de sección de 13.20 cm<sup>3</sup>

## **7.6 Cargas sísmicas, diseño 2**

Para el análisis de cargas sísmicas se debe de entender que las fuerzas laterales que se aplican a una estructura inducen desplazamientos que a su vez también inducen acciones internas dentro de las edificaciones. Para entender la naturaleza de estas acciones sísmicas se tuvo en cuenta los requisitos de la Norma NSR-10 título A “Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente”; para efectos de diseño este proyecto debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se muestran en la tabla A.2.3-2, esta tabla también los da los valores de Aa

(coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva) y  $A_v$  (coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva) dependiendo de la localización del proyecto.

La estructura se diseñó en la misma ubicación que el diseño inicial por tanto se tomaron los valores de  $A_a = 0.25$  y  $A_v = 0.25$ , de la ciudad de Floridablanca, jurisdicción del área metropolitana de Bucaramanga.

Adicionalmente en el diseño se tuvo en cuenta los efectos del suelo ya que el sismo es un efecto que se produce al interior de la tierra por el choque de las placas tectónicas; el suelo es el medio por el cual se produce la liberación de esa energía generada, por tanto las condiciones del suelo pueden inducir a que las ondas generadas por la liberación de dicha energía se amplifiquen o se reduzcan, por lo tanto, es importante conocer las condiciones de suelo para el diseño cualquier edificación; en Colombia encontramos la clasificación de suelos en capítulo 2 “Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño” en la tabla A.2.4-1 de la NSR-10.

La información del tipo de suelo debe ser entregada por parte de la constructora o el ingeniero geotécnico, esto debido a que se debe conocer el tipo de suelo para la edificación por efectos del sismo en el diseño, en caso de que el tipo de suelo no se encuentre del A al E se tendrían que hacer otras evaluaciones para definir los valores que se le darán al suelo tipo F (suelos altamente compresibles) de acuerdo con los procedimientos de la Norma NSR10. La información entregada por el ingeniero geotécnico son documentos que se entregaran a la curaduría para poder expedir la licencia de construcción.

Posteriormente teniendo en cuenta la zona de amenaza sísmica, los valores de  $A_a$ - $A_v$  y el tipo de suelo, se podrán definir los valores del coeficiente de amplificación que afecta la aceleración para la zona de periodos cortos del espectro ( $F_a$ ) y el coeficiente de amplificación que afecta la aceleración para la zona de periodos intermedios del espectro ( $F_v$ ), estos valores se encuentran en

las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 de la norma NSR-10. En algunos casos donde dependiendo de los valores  $A_a$  y  $A_v$  y el tipo de suelo, no hay un valor exacto para  $F_a$  y  $F_v$  respectivamente, debemos interpolar linealmente los valores para los coeficientes.

Al igual que en el diseño inicial, no se entregó ningún tipo de informe geotécnico para el diseño de la estructura, por lo cual, se mantuvo el tipo de suelo tipo D debido a la ubicación del proyecto, de la misma forma los valores interpolados para  $F_a$  y  $F_v$  serán 1.3 y 1.9 respectivamente.

El coeficiente de importancia es un valor que modifica la carga sísmica, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación. En Colombia tenemos cuatro tipos de uso diferentes. Cada uno de estos grupos tiene un valor para el coeficiente de importancia, los valores se muestran en la tabla A.2.5-1 de la norma NSR10.

El proyecto mantiene el tipo de uso inicial, por lo cual, contara con grupo de uso II con un coeficiente de importancia  $I = 1.10$ . Ya definidos los valores  $A_a$ ,  $F_a$ ,  $A_v$ ,  $F_v$  y  $I$  podemos diseñar el espectro sísmico de diseño, para esto tendremos en cuenta los requisitos dados en el capítulo 2.6 “Espectro de diseño”, figura A.2.6-1 de la norma NSR10. En el espectro podremos encontrar el valor de la aceleración espectral de diseño para un período de vibración dado “ $S_a$ ”.

Véase, Figura 7. Espectro Elástico de Diseño para la ciudad de Bucaramanga.

Posteriormente para hallar el valor “ $S_a$ ” de la edificación se debe conocer el periodo de mi edificación ( $T$ ), para lo cual tendremos en cuenta los requisitos del título A capítulo 4 “Método de la fuerza horizontal equivalente”, en el inciso A.4.2.2 nos indica que el valor  $T$  puede ser igual al valor calculado  $T_a = C_t h^\alpha$ ; donde,  $C_t$  y  $\alpha$  son valores que se obtienen de la tabla A.4.2-1.

Al ser una edificación tipo pórtico, diseñada con una cubierta metálica, se tomó  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$ , por tanto, el valor del periodo  $T_a = 0.15$  [seg], la norma indica en el inciso A.4.2.1 que el periodo de diseño no debe ser mayor a  $C_u T_a$ , por tanto, se calcula  $C_u = (1.75 - 1.2A_v F_v) \leq 2 \rightarrow C_u = 1.18 \leq 2$ ; como resultado,  $C_u T_a = 0.17$ [seg], en este caso el periodo  $T_a$  cumple con las indicaciones de la norma. Obteniendo el valor del periodo de la edificación se puede calcular a través de la gráfica de diseño espectral el valor de la aceleración espectral “ $S_a$ ”. En este caso al ser el valor del periodo tan bajo debido a efectos de la altura de la edificación, la aceleración espectral se encuentra en la zona de periodos cortos,  $S_a = 0.89375$  (g)

Para hallar la carga sísmica por piso de la edificación se debe calcular el cortante sísmico en la base ( $V_s$ ), el cual es el equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, para el cálculo de  $V_s$  se tiene en cuenta el inciso A.4.3.1 de la NSR10; para encontrar el valor de  $V_s$  se debe conocer el peso total de la edificación, la cantidad de pisos, la altura de entrepisos,  $S_a$ ,  $T$  edificación, y el valor de  $k$  (exponente relacionado con el periodo fundamental).

**Figura 25.** *Peso total de la edificación, diseño 2.*

PESO ELEMENTOS ESTRUCTURALES				
NIVEL	Area edif	W viga borde	W columna	W edificación
C	90,00 [m2]	530,10 [Kn]	342,79 [Kn]	980,89 [Kn]
5	0,00 [m2]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]
4	0,00 [m2]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]
3	0,00 [m2]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]
2	0,00 [m2]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]
1	0,00 [m2]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]	0,00 [Kn]

**Wtotal edificación**  
980,89 [Kn]

Cálculo de pesos realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

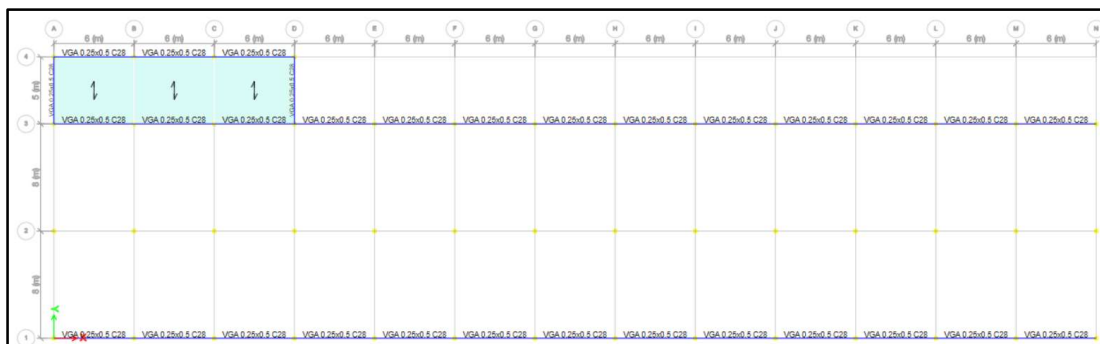
La fuerza sísmica horizontal para cualquier nivel “ $x$ ” de la edificación está dada por la formula A.4.3.2 de la NSR10. En este caso como la edificación de un piso el  $V_s$  será el mismo en toda la edificación. Véase, Apéndice G “Fuerza horizontal equivalente”.

### **7.7 Modelamiento en ETABS, diseño 2**

Se realizaron dos modelos estructurales en el programa ETABS, uno para el diseño de vigas y el segundo para el diseño de columnas, ambos contarán con los mismos trazados, propiedades en los materiales y secciones transversales, de esta forma, se inicia generando una “grid” en el programa de 14 líneas en el eje X y 4 líneas en el eje Y, esta edificación consta de un solo nivel con una altura de entrepiso de 3.5m. Los materiales que se usaran en el modelamiento del programa están definidos por la empresa, para este proyecto la empresa solicito el uso de un concreto con resistencia de 28Mpa el cual se usara en la totalidad del sistema estructural del proyecto.

Al asignar la resistencia del concreto para la estructura, se podrán definir las secciones de los elementos estructurales (vigas de carga, vigas de rigidez, columnas y placa estructural) para el modelo. A estos elementos estructurales se les asignara el concreto de 28 Mpa definido anteriormente. Posterior a definir las secciones transversales de los elementos estructurales del modelo se procedió a generar el modelado de la planta estructural.

Las reacciones de la cubierta fueron añadidas a los elementos estructurales teniendo en cuenta las reacciones calculadas, véase figura 19 “Resultantes fuerzas axiales evolvente de viento en la cercha, Modelo 1”, además, teniendo en cuenta las solicitaciones mencionadas en el pre-dimensionamiento, el sistema estructural ubicado entre los ejes 3 – 4, por tanto, para añadir la placa al modelado en ETABS se tuvo en cuenta el concreto y una altura de placa de 50 cm, ETABS nos permitió definir nuestro tipo de placa que en el proyecto se define como aligerada y la dirección en la que las cargas serán distribuidas a los elementos estructurales; de esta manera definimos en el programa la placa como tipo membrana y añadimos la opción “special One-Way load distribution”, y para finalizar añadimos la sección al modelo estructural.

**Figura 26.** Modelado planta estructural con placa aligerada en una dirección.

Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Luego de asignar la placa aligerada en una dirección en el modelo, ETABS permitió cargar la placa por  $m^2$ , por lo cual se añadió la carga de diseño calculada en el inciso 4.4 “Cargas gravitacionales”, adicionalmente se debe tener en cuenta que ETABS al momento de correr el modelo tuvo en cuenta el peso propio de los elementos ya asignados, por lo cual, conociendo que en la carga de diseño calculada anteriormente se tuvo en cuenta los elementos no estructurales, el peso de la placa superior, el peso de las viguetas y el peso de las riostras, se debe tener en cuenta para que no ocurran errores de sobredimensionamiento en la carga del modelo, restar en la carga de diseño el peso de la placa superior que se asignó al modelo. Este cálculo se realiza de la siguiente manera:

Carga muerta para PA = Carga muerta de diseño – Peso propio de la placa superior

Carga muerta para PA =  $3.12 \text{ kN/m}^2 - 1.2 \text{ kN/m}^2$

Carga muerta para PA ETABS =  $1.92 \text{ kN/m}^2$

Carga viva para PA =  $6.0 \text{ kN/m}^2$

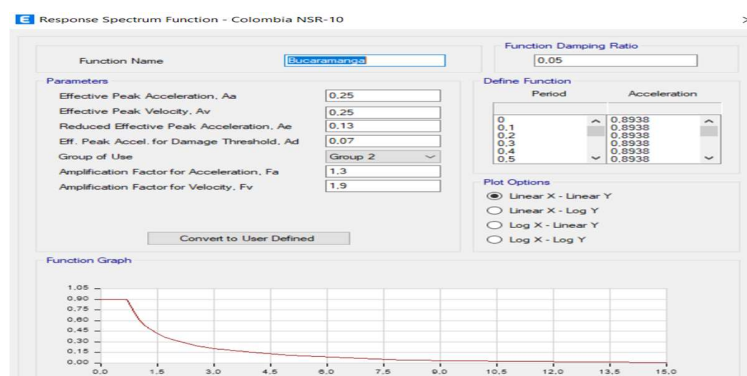
Consecutivamente de asignar las cargas muertas y vivas para el modelo, se deben de añadir en el modelo las cargas sísmicas, estas cargas son uniaxiales lo que quiere decir que dependen de la masa, por esto se debe asignarle al modelo una fuente de masa en para la edificación.

### 7.8 Análisis modal espectral en ETABS diseño 1

El método de Análisis modal espectral en ETABS permitió evidenciar el proceso de aplicación de cargas sísmicas; el sismo como tal no es una fuerza sino un desplazamiento, estos desplazamientos pueden aplicarse directamente a la estructura a través del análisis espectral en el programa ETABS.

Una de las facilidades que tiene el programa ETABS es que permitió generar el espectro de diseño desde el mismo programa y aplicarlo directamente a la edificación, para esto y con la ayuda del comando “Define” → “Functions” → “Response Spectrum” se generó el espectro de diseño ya que ETABS trae por defecto los parámetros para diseñarlo teniendo en cuenta la norma NSR-10 de Colombia.

**Figura 27.** Espectro de diseño ciudad de Bucaramanga en ETABS.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

Posteriormente al tener el espectro de diseño generado en ETABS, se deben definir los casos de carga en el eje X “Sismo X ME” y en el eje Y “Sismo Y ME”, para estos nuevos casos el tipo de carga será un espectro de respuesta “Response spectre”, el cual será el espectro de diseño que se generó en ETABS. Para definir en el modelo en qué dirección llegara el espectro de respuesta,

se debe de configurar en el modelo las dos direcciones X y Y en la que llegan los desplazamientos, U1 para la dirección X para “sismo X” y U2 para la dirección Y para “sismo Y”

Este análisis modal espectral es avalado por la norma NSR-10, para esto se debe tener en cuenta el capítulo A.5 “Método del análisis dinámico”, inciso A.5.4.5 “Ajuste de los resultados”, el cual exige unas comprobaciones para el método sea validado.

Para realizar las comprobaciones se deben tener en cuenta los siguientes parámetros: el peso de la estructura y los resultados de las fuerzas de sismo X y sismo Y obtenidas del modelo, adicionalmente, el periodo y Sa asociado a la edificación.

**Figura 28.** Resultados iniciales peso de la estructura, fuerzas sismo X y sismo Y.

TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Dead	LinStatic		0	0	663,72	7124,16	-20701,08	0
PP	LinStatic		0	0	979,86	10329	-31682,34	0
SismoX	LinRespSpec	Max	1295,09	0,24	0	0,8421	4532,7982	11158,89
SismoY	LinRespSpec	Max	0,24	1313,99	0	4598,972	0,8421	41198,85

PESO DE LA ESTRUCTURA	1643,58
SISMO X	1295,0852
SISMO Y	1313,9919

Cálculo de fuerzas realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

Entonces para emplear el método modal espectral, se tuvo en cuenta el valor del Vs (cortante basal en la edificación) calculado a través del método de fuerza horizontal equivalente, este valor dependiendo de la forma de la estructura se deberá multiplicar por el 80% para estructuras regulares o que el 90% para estructuras irregulares. En este caso la estructura se tomó como irregular por tanto el valor del Vs calculado por FHE se multiplico por el 90%, adicionalmente se verifica que la fuerza sísmica en X y Y realizada a través del análisis modal espectral supere la fuerza del Vs con la corrección del 90%.

**Figura 29.** Comprobación inicial de fuerzas sísmicas.

FACTORES DE CORRECCION			
Vs (FHE)	1468,94963		Con correccion por la norma (0,9) para estructuras irregulares
Vs (0,9 NSR-10) (FHE)	1322,05466		
FACTORES DE CORRECCION PRUEBA 1			
SISMO X	1,02082447	NO CUMPLE	LOS VALORES CUMPLEN SI SON MENORES A 1
SISMO Y	1,00613608	NO CUMPLE	

Comprobación modal espectral realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

Inicialmente los resultados de la fuerza sísmica por el método de análisis modal espectral son menores que el cortante basal con la corrección del 90%, por lo que se debe realizar una corrección en las fuerzas sísmicas para esto se ajusta el factor de escala designado en los casos de carga del modelo en ETABS. De esta forma se realiza una segunda revisión en las fuerzas sísmicas y el cortante basal al 90%, teniendo en cuenta el peso de la edificación y los nuevos resultados de las fuerzas sísmicas.

**Figura 30.** Resultado final peso de la estructura, fuerzas sismo X y sismo Y.

TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Dead	LinStatic		0	0	663,72			
Dead	LinStatic		0	0	7791,18			
PP	LinStatic		0	0	979,86			
SismoX	LinRespSpec	Max	1322,28	0,25	0			
SismoY	LinRespSpec	Max	0,25	1341,59	0			
PESO DE LA ESTRUCTURA			1643,58					
SISMO X			1322,2807					
SISMO Y			1341,5857					

Cálculo de fuerzas realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

**Figura 31.** *Comprobación final de fuerzas sísmicas.*

FACTORES DE CORRECCION			
Vs (FHE)	1468,94963		Con correccion por la norma (0,9) para estructuras irregulares
Vs (0,9 NSR-10) (FHE)	1322,05466		
FACTORES DE CORRECCION PRUEBA 1			
SISMO X	0,99982905	OK	LOS VALORES CUMPLEN SI SON MENORES A 1
SISMO Y	0,98544183	OK	

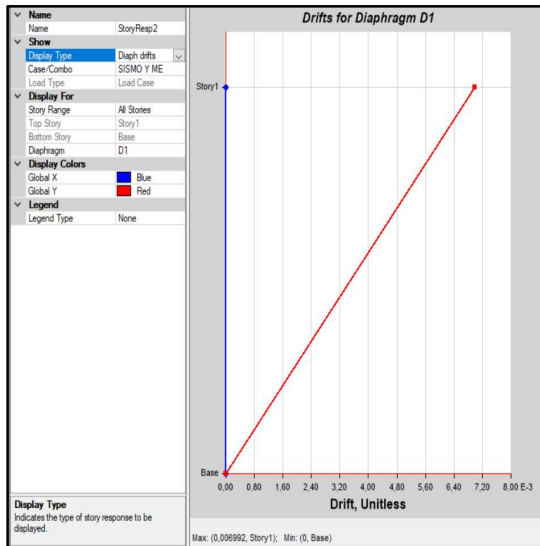
Comprobación modal espectral realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

De esta forma se comprueba que los resultados de fuerza sísmica a través del análisis modal espectral en ETABS son mayores que el cortante basal con la corrección del 90%, por lo que a juicio de diseño no deben realizar más correcciones.

### 7.9 Derivas, diseño 2

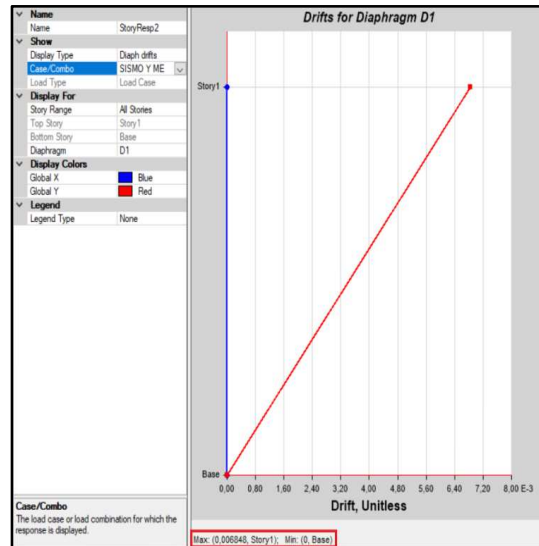
Las derivas son desplazamientos horizontales relativos entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos, estos desplazamientos suceden en dirección X y Y. ETABS es un programa con muchas herramientas, una de ellas es la obtención y gráfica de derivas generado a través del mismo modelo matemático que se encuentra en la NSR-10, a continuación, se muestra el cálculo de derivas en sismo X y sismo Y en ETABS.

**Figura 32.** Cálculo de derivas en ETABS, Sismo X ME.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

**Figura 33.** Cálculo de derivas en ETABS, Sismo Y ME.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

El valor máximo de deriva es menor al 1% de la altura de entrepiso ( $h_{\text{entrepiso}} = 350 \text{ cm}$ ), para comprobar estos resultados se exportaron los resultados de los desplazamientos a una hoja de Excel y se realizó el cálculo matemático de derivas mostrado en el inciso A.6.3.1.2 de la norma NSR-10.

Véase los apéndices P “Comprobación derivas sismo x, diseño 2” y Q “Comprobación derivas sismo y, diseño 2”, como se observa en estos las derivas máximas en la edificación son de 0.35% para sismo X y de 0.68% para sismo Y, teniendo en cuenta una altura de entrepiso de 350cm, por lo tanto, la edificación cumple los requisitos de deriva máxima estipuladas en el Capítulo A.6 de la norma NSR-10.

### 7.10 Irregularidades, diseño 2

Teniendo en cuenta los efectos de diseño sísmico, la edificación debe clasificarse como regular o irregular en planta y en altura, adicionalmente debido al tipo de sistema estructural que se haya escogido para la estructura se obtuvo un valor del coeficiente de disipación de energía básico ( $R_0$ ) que se usara para el diseño sísmico de la edificación, en caso de que la edificación sea irregular este coeficiente de disipación de energía básico ( $R_0$ ) debe reducirse multiplicándolo por  $\phi_p$ , debido a irregularidades en planta, por  $\phi_a$  debido a irregularidades en altura, y por  $\phi_r$  debido a ausencia de redundancia como indica la ecuación A.3.3-1 de la norma NSR-10 ( $R = R_0 \phi_a \phi_p \phi_r$ ).

Los valores de  $\phi_a$   $\phi_p$   $\phi_r$  fueron calculados a partir de las figuras A.3-1 y A.3-2 de la norma NSR10, se encontró una irregularidad en planta de tipo 2P por la cual se considera la edificación como irregular, véase apéndice H “Irregularidad planta”.

**Figura 34.** Cálculo de coeficiente de disipación de energía reducido en Excel.

Irregularidad en planta	$\Phi_p =$	0,9
Irregularidad en altura	$\Phi_a =$	1
Irregularidad por redundancia	$\Phi_r =$	1
Coeficiente de disipación de energía básico	$R_0 =$	7
<b>Coeficiente de disipación de energía reducido</b>		
	<b>R =</b>	<b>6,3</b>

Cálculo de irregularidades realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

### 7.11 Combinaciones de Carga diseño 1

El diseño de las estructuras y su cimentación debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos de las cargas mayoradas de las combinaciones de carga mostradas en el inciso B.2.4.2 “Combinaciones básicas”, de esta forma se garantiza un factor de seguridad para la edificación.

Las fuerzas sísmicas de diseño ( $F_s$ ) utilizadas en las combinaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 deben de ser reducidas para el diseño ( $E$ ), para esto se tuvo en cuenta el coeficiente de disipación de energía ( $R$ ), entonces teniendo en cuenta este requerimiento, mis fuerzas sísmicas reducidas de diseño serán:  $E = F_s/R$ .

La dirección de la aplicación de las fuerzas sísmicas se tuvo en cuenta siguiendo las indicaciones del inciso A.3.6.3 de la norma NSR-10, se entiende que los efectos de las fuerzas sísmicas se definen de manera ortogonal, por lo cual, se supone una concurrencia simultanea del 100% para una dirección y el 30% de la fuerza sísmica en la dirección perpendicular, esto se realiza debido a que el sismo no conoce de ejes coordenados, él se manifiesta como una liberación de energía, pero a través de herramientas como ETABS en donde nosotros establecemos unos ejes coordenados X,Y,Z podemos generarle una orientación a nuestro sismo, por esto, se contempla una concurrencia simultanea para que la liberación de energía del sismo sea lo más correcta posible al momento de modelarla, de esta manera se contempla la idea de que el sismo llegue en cualquier dirección.

## **8. Diseño de vigas, diseño 2**

El comportamiento de una viga cargada es de compresión en las fibras superiores y de flexión para las fibras inferiores ya que al momento de la deformación en la parte superior las fibras tienden a juntarse mientras que en la parte inferior tienden a expandirse; dentro de estas deformaciones podemos encontrar que hay un eje de la viga que no sufre de ningún esfuerzo, este punto se denomina eje neutro, esta fibra siempre se mide a partir de la última fibra a compresión del concreto.

El concreto es un material que no resiste totalmente la tracción por lo cual para mejorar el trabajo del material se añade acero de refuerzo en la parte inferior de la viga para que logre resistir la tracción final, por tanto, al momento de diseñar una viga se tienen en cuenta los esfuerzos a compresión que soportara el concreto y los esfuerzos a tracción a los que va a someterse el acero de refuerzo en la parte inferior de la viga, de esta manera se establece un equilibrio de fuerzas donde los esfuerzos a compresión del concreto ( $C_c$ ) deben ser iguales a los esfuerzos a tracción de las barras de acero en la parte inferior ( $T_s$ ), de esta manera cumpliéndose esta igualdad se deduce que a mayor cantidad de acero se debe tener un bloque de compresión igualmente grande para que el sistema se encuentre en equilibrio.

Teniendo en cuenta la información anterior se debe tener en cuenta que los esfuerzos a compresión del concreto y a tracción de acero van a generar unos tipos de falla, el tipo de falla más conveniente en las vigas es el que ocurre con un diseño sub-reforzado en donde al momento de ocurrir la falla el acero no perderá resistencia al generarse una falla dúctil y en ese momento el concreto no alcanzará su estado límite.

### **8.1 Módulos**

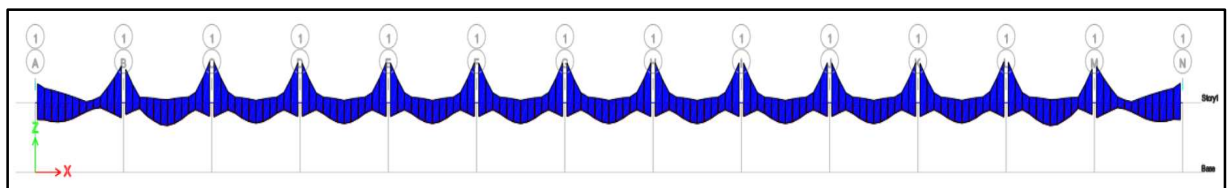
Teniendo en cuenta el inciso C.8.5.1 el módulo de elasticidad del concreto puede tomarse como  $4700 * \text{Raíz}(f'c)$  o  $3900 * \text{Raíz}(f'c)$  en Mpa, este también se puede definir como la pendiente de la secante de trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de  $0.45*f'c$ , para casos en donde no se tenga estudios el módulo de Poisson puede tomarse de 0.20. También en el inciso C.8.5.2 se indica el módulo de elasticidad del acero de refuerzo no preesforzado el cual será de 200000 Mpa.

## 8.2 Cuantía en vigas

Teniendo en cuenta el inciso C.10.5.1 de la norma NSR-10, en donde se especifica que toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis requiera refuerzo de tracción, el área de acero ( $A_s$ ) proporcionado no debe ser menor que el obtenido a través de la fórmula (C.10.3). pero no menor a  $1.4 \cdot b_w \cdot d / f_y$ , de esta forma obtuvimos una cuantía mínima para el diseño, para cuestiones de diseño la forma para hallar la cuantía real será  $A_s / (b_w \cdot d)$ , esta cuantía no debe ser menor a la mayor entre las cuantías mínimas calculadas anteriormente.

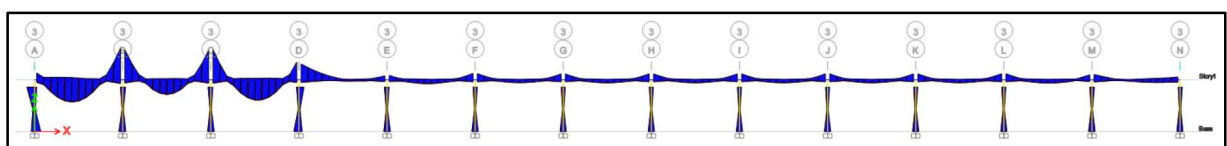
## 8.3 Obtención de diagramas de momento envolvente sísmica de diseño en ETABS

**Figura 35.** Momento flector viga Eje 1

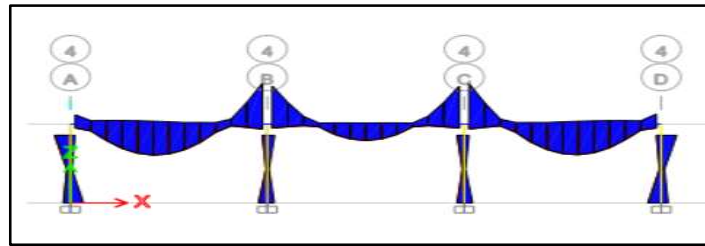


Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

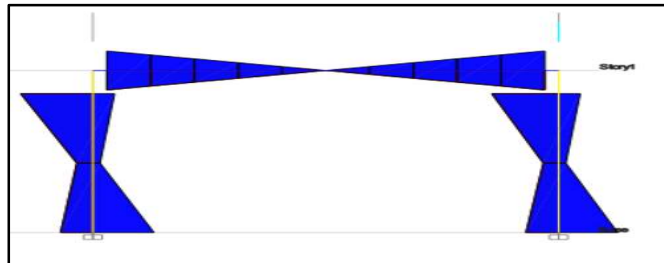
**Figura 36.** Momento flector viga Eje 3



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

**Figura 37.** *Momento flector viga Eje 4*

Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

**Figura 38.** *Momento flector viga Eje A – B – C – D.*

Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

#### 8.4 Calculo de acero.

Teniendo en cuenta lo establecido anteriormente se procedió a calcular la cantidad de acero de refuerzo que tuvo cada una de las vigas a diseñar, el modelo consta de 3 vigas en el eje longitudinal y 4 vigas en el eje transversal. El cálculo de acero se realizó en Excel teniendo en cuenta los requisitos dados por la norma NSR-10. Véase los apéndices L “Diseño acero de vigas

” y 7.1 “Excel diseño acero de vigas”

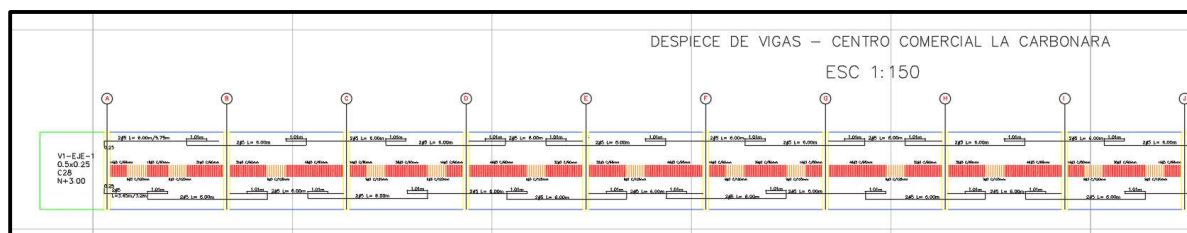
### **8.5 Despiece de viga.**

Para realizar el despiece en vigas se tuvo en cuenta inicialmente las longitudes entre ejes, esto para asegurar que las longitudes del acero de refuerzo al momento de ser trazados en AutoCAD sean diseñadas con las longitudes correctas, se debe de ubicar los ejes centrales de las columnas para poder designar las zonas de traslapo y confinamiento, para las zonas de confinamiento se establece 2 veces la altura de la viga (1.0 m), en las zonas de confinamiento no se pueden realizar traslapos.

Posteriormente se calcula la longitud de desarrollo a través de las fórmulas mostradas en el inciso C.12.2.2 de la norma NSR-10, esta permitió conocer las distancias a las que se deben realizar los traslapos dependiendo del tipo de barra con el que se realizan los refuerzos, en este caso se calcula traslapo para refuerzos #5 y #6.

De igual forma que el proceso anterior se calculan los ganchos para los refuerzos anteriores para esto se tiene en cuenta las fórmulas del inciso C.12.5, este indica dos maneras de calcular las longitudes: para ganchos a  $90^\circ$  se calcula como 16 veces el diámetro de la barra y para ganchos a  $180^\circ$  se calcula como 8 veces el diámetro de la barra.

Se procedió a trazar los refuerzos longitudinales cumpliendo las especificaciones anteriores; para finalizar se deben colocar refuerzos transversales en la viga para esto se tiene en cuenta el inciso C.21.6.4.3 el cual indica la distancia a la cual se deben colocar los estribos dependiendo de las zonas de la viga, para zonas de confinamiento y traslapo la distancia entre estribos escogida fue de 60mm y para zonas de no confinamiento y traslapo la distancia entre estribos debía ser el doble de la calculada anteriormente, en este caso la distancia es de 120mm, Véase el apéndice N “Cálculo de longitud desarrollo, traslapo y ganchos”

**Figura 39.** Trazado refuerzo longitudinal y transversal.

Trazado de despiece de vigas realizado en AutoCAD (Autoría propia, 2021)

## 9. Diseño de columnas

Los diagramas de interacción de columnas se refieren al esquema de la resistencia de los materiales respecto a las solicitaciones, estos diagramas se obtienen a partir del análisis de la resistencia del material, la resistencia de los materiales y las propiedades geométricas de los elementos, los cuales son independientes de las solicitaciones axiales y de momento flector que llegan a la columna.

En el caso de los materiales homogéneos el diagrama de interacción resulta en una línea recta que delimita la sección o zona resistente de la zona de falla, diferente a los diagramas de las columnas de hormigón armado, comúnmente debido a la aplicación del momento flector las columnas tienen una zona de tracción en el lado izquierdo y una zona de compresión en el lado derecho; teniendo en cuenta la cantidad de barras de acero y la posición en la sección transversal de la columna se identifica una cota de altura efectiva ( $d$ ), la cual se mide desde la cara de compresión de la columna hasta el eje de los aceros que trabajen a tracción, por otro lado tendremos otra cota de altura efectiva prima ( $d'$ ) la cual nos va a indicar la posición del eje de los aceros a compresión a la fibra más comprimida de la columna, teniendo en cuenta estas cotas denominamos la cantidad de barras de acero de la columna que estarán en la zona de esfuerzos de tracción y la cantidad de barras de acero en la zona de compresión, finalmente tendremos una cota

que denota el eje neutro de la columna ( $c$ ), la cual está cerca de la zona de compresión, dependiendo de la cota de eje neutro la zona de compresión puede aumentar o disminuir. La zona de compresión se denomina con la letra ( $a$ ) y puede ser calculada como  $\beta_1 * c$ , donde  $\beta_1 = 0.85$  para  $f'c$  entre 17 y 28 Mpa y  $c =$  eje neutro de la columna.

Teniendo en cuenta los conocimientos anteriores podemos generar nuestro diagrama de interacción de columna en el cual podemos hallar la carga axial nominal de la sección y en el momento nominal al momento flector que resiste la columna.

El resultado del diagrama de interacción de columna será un eje horizontal de momentos resistentes y un eje vertical de fuerzas axiales resistentes que a medida que varié nuestro eje neutro, formaran la curva de interacción de la columna de hormigón armando donde todos los valores de sollicitación que entren dentro de este diagrama serán valores que serán resistidos por la columna diseñada, mientras que los valores que estén por fuera del diagrama con fuerzas axiales y momentos flectores muy altos generaran que falle la columna.

Si alguna de las sollicitaciones generadas por las columnas se encuentra muy cerca a la curva de interacción, se deduce que puede ser susceptible a fallar debido a que su resistencia está sujeta a varias variables, por seguridad se aplican ciertos factores al diagrama para que, al momento de diseñar la columna, esta no falle.

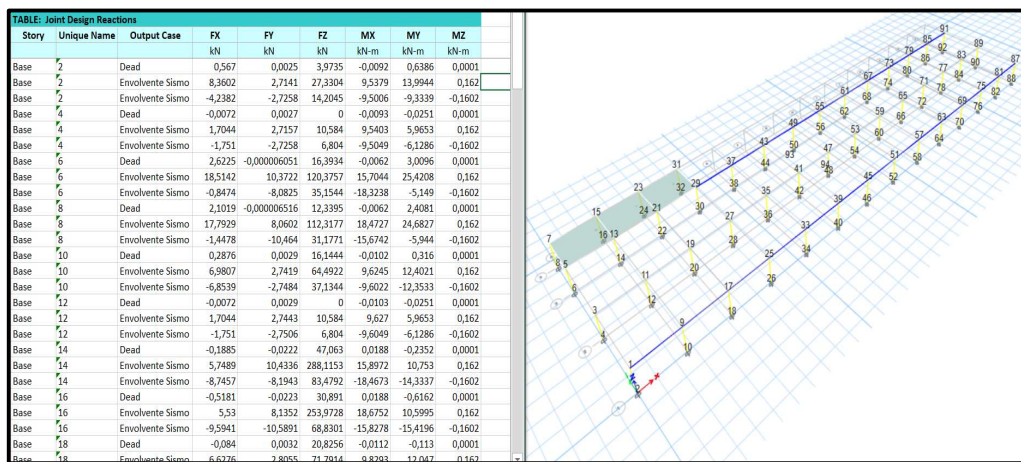
Teniendo en cuenta lo anterior se realizó un nuevo diagrama de interacción que tenga en cuenta los factores de seguridad para el diseño de la columna, para esto se utiliza los valores calculados en el primer diagrama al cual se le aplica un factor de seguridad ( $\phi$ ), normalmente para columnas con estribos  $\phi=0.65$

Ahora teniendo en cuenta la compresión y la flexión puras en el diagrama y los factores de seguridad para la resistencia de diseño se debe tener en cuenta otro factor, el cual reducirá el área

de compresión pura en el diagrama, normalmente en forma de techo y otro factor para la flexión pura en este punto ya que la columna deja de trabajar como columna y más como viga por lo cual se realizó una transición del factor de seguridad  $\phi$  de  $\phi = 0.65$  a  $\phi = 0.9$ .

**9.1 Obtención de fuerza axial envolvente y momento envolvente sísmico de diseño en ETABS**

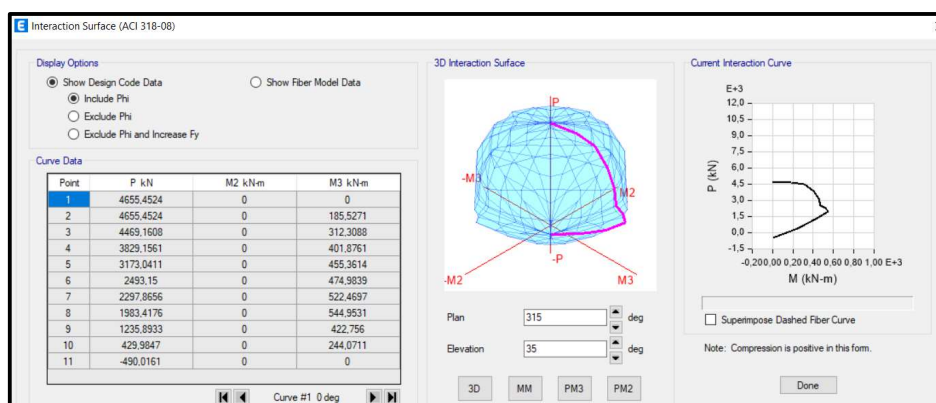
**Figura 40.** Obtención de fuerza axial envolvente y momento MX-MY envolvente.



Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

**9.2 Calculo de acero.**

Teniendo en cuenta lo establecido anteriormente se procedió a calcular la cantidad de acero de refuerzo longitudinal que tuvo cada una de las columnas a diseñar, el modelo consta de 46 columnas de sección 0.3m x 0.3m. El cálculo de acero se realizó en ETABS teniendo en cuenta los requisitos dados por la norma NSR-10. Las fuerzas axiales y momento MX-MY envolvente en el diagrama de interacción de momentos. Se diseñaron las 46 columnas con refuerzos de #5 en sus esquinas y #4 en los centros de la columna, de esta manera se cumplen las sollicitaciones requeridas en el modelo.

**Figura 41.** Diagrama de interacción de columna ETABS.

Modelamiento estructural realizado en ETABS (Autoría propia, 2021)

### 9.3 Despiece de columna.

Para realizar el despiece en columnas se tuvo en cuenta inicialmente la altura libre de entrepiso, de esta manera se puede asegurar que las longitudes del acero de refuerzo longitudinal y transversal al momento de ser trazados en AutoCAD serán trazados con las longitudes correctas, se debe de ubicar las alturas de entrepiso para poder designar las zonas de traslapo y confinamiento, para las zonas de confinamiento se establece 500mm, en las zonas de confinamiento no se pueden realizar traslapos.

Posteriormente se calcula la longitud de desarrollo a través de las fórmulas mostradas en el inciso C.12.2.2 de la norma NSR-10, esta permitió conocer las distancias a las que se deben realizar los traslapos dependiendo del tipo de barra con el que se realizan los refuerzos, en este caso se calcula traslapo para refuerzos #5 y #4, debido a la altura de entrepiso no se requiere traslapar en las columnas.

De igual forma que el proceso anterior se calculan los ganchos para los refuerzos anteriores para esto se tiene en cuenta las fórmulas del inciso C.12.5, este indica dos maneras de calcular las

longitudes: para ganchos a 90° se calcula como 16 veces el diámetro de la barra y para ganchos a 180° se calcula como 8 veces el diámetro de la barra.

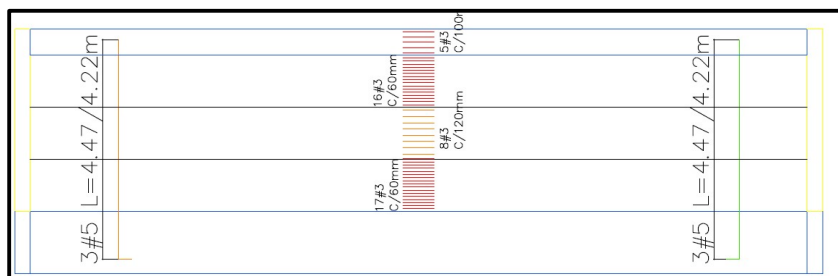
**Figura 42.** Hoja de Excel para cálculo de Longitud de gancho a 90° y 180°.

Ganchos			
Tipo de barra		#4	
Diámetro de la barra		12,70 mm	
Doblez 90	Doblez 180	Ldh (mm)	
203,2 mm	101,6 mm	241,93 mm	
0,20 m	0,10 m	0,24 m	
Tipo de barra		#5	
Diámetro de la barra		15,88 mm	
Doblez 90	Doblez 180	Ldh (mm)	
254,0 mm	127,0 mm	302,41 mm	
0,25 m	0,13 m	0,30 m	

Cálculo de longitudes de refuerzo realizado en hoja de cálculo de Excel (Autoría propia, 2021)

Se procedió a dibujar los refuerzos cumpliendo la longitud de desarrollo y las especificaciones anteriores; para finalizar se deben colocar refuerzos transversales en la viga para esto se tiene en cuenta el inciso C.21.6.4.3 el cual indica la distancia a la cual se deben colocar los estribos dependiendo de las zonas de la viga, para zonas de confinamiento y traslazo la distancia entre estribos escogida fue de 60mm y para zonas de no confinamiento y traslazo la distancia entre estribos debía ser el doble de la calculada anteriormente, en este caso la distancia es de 120mm.

**Figura 43.** Trazado acero longitudinal y transversal.



Trazado de despiece de columna realizado en AutoCAD (Autoría propia, 2021)

### Referencias

- [1] Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente. NSR-10, Segunda actualización, Bogotá, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS, 2010.
- [2] R. Meli, Diseño Estructural 2da edición, Second. México DF: Universidad Nacional Autónoma de México, 2014.
- [3] A. Velandia, Análisis del comportamiento del suelo de cimentación de edificaciones pequeñas, sometidas a incrementos de esfuerzos generados por construcciones vecinas de mayor tamaño, Universidad Santo Tomas, Bogotá, Colombia, 2016
- [4] V. Yepes, “Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención.”, E. Universitat and P. De València, 2020
- [5] N. García, “Análisis de carga viva en el diseño de cerchas en celosía para cubiertas metálicas.”, Universidad Pontificia Bolivariana seccional Bucaramanga, 2010.
- [6] G. García, “Origen y evolución de la cercha.”, Universidad Politécnica de Madrid, 2009
- [7] R. Brufay, I. Costales, “La flexión en las estructuras metálicas.”, Universidad Politécnica de Catalunya, 2012
- [8] F. Gelvis, “Propuesta preliminar y diseño estructural académico de un elemento de una cubierta metálica para una cancha deportiva en el colegio santa Isabel de Hungría”, Universidad Pontificia Bolivariana seccional Bucaramanga, 2018

**Apéndices**

(Nota: Ver archivo en carpeta externa)

**Apéndice A** *Bitácora*

**Apéndice B** *Pre-dimensionamiento secciones transversales*

**Apéndice C** *pesos propios, diseño 2*

**Apéndice D** *pesos propios, diseño 1*

**Apéndice E** *Cargas muerta y viva, diseño 2*

**Apéndice F** *Cargas cercha*

**Apéndice G** *Fuerza horizontal equivalente, diseño 2*

**Apéndice H** *Irregularidades planta, diseño 2*

**Apéndice I** *Irregularidades altura, diseño 2*

**Apéndice J** *Cálculo de presiones de viento para cubierta y muros*

**Apéndice K** *Fuerzas de viento*

**Apéndice L** *Diseño acero de vigas*

**Apéndice M** *Excel diseño acero de vigas*

**Apéndice N** *Cálculo de longitud desarrollo, traslapo y ganchos*

**Apéndice O** *Comprobación modal espectral en ETABS*

**Apéndice P** *Comprobación derivas sismo x, diseño 2*

**Apéndice Q** *Comprobación derivas sismo y, diseño 2*

**Apéndice R** *Comprobación derivas sismo y, diseño 1*

**Apéndice S** *Comprobación derivas sismo y, diseño 1*

**Apéndice T** *Entrega final pasantía-cubierta*

**Apéndice U** *Entrega final pasantia-N+00-N+3.5*

**Apéndice V** *Ficha técnica vigas IPE-HEA-WF*