

VERIFICACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA NORMA SISMO RESISTENTE  
NSR-10 VIGENTE EN COLOMBIA EN LA ESTRUCTURA “DOTACIONAL  
CULTURAL FILIPENSES”

MARIAJOSÉ SÁNCHEZ VALENZUELA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
MODALIDAD TRABAJO DE GRADO  
BOGOTÁ  
2018

VERIFICACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE LA NORMA SISMO RESISTENTE  
NSR-10 VIGENTE EN COLOMBIA EN LA ESTRUCTURA “DOTACIONAL  
CULTURAL FILIPENSES”

MARIAJOSÉ SÁNCHEZ VALENZUELA  
Código 505404

Trabajo de Grado para optar al título de  
Ingeniero Civil

Director  
ABRAHAM RUIZ VÁSQUEZ  
Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
MODALIDAD TRABAJO DE GRADO  
BOGOTÁ  
2018



## Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)

La presente obra está bajo una licencia:  
**Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)**

Para leer el texto completo de la licencia, visita:  
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/co/>

### Usted es libre de:



Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra

### Bajo las condiciones siguientes:



**Atribución** — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).



**No Comercial** — No puede utilizar esta obra para fines comerciales.



**Sin Obras Derivadas** — No se puede alterar, transformar o generar una obra derivada a partir de esta obra.

Nota de Aceptación

---

---

---

---

---

---

---

---

Firma del presidente del jurado

---

Firma del jurado

---

Firma del jurado

Bogotá, 20 de noviembre de 2018

## TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN .....	11
2.	JUSTIFICACIÓN .....	13
3.	PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....	14
3.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	14
4.	OBJETIVOS .....	16
4.1	GENERAL .....	16
4.2	ESPECÍFICOS.....	16
5.	MARCO TEÓRICO .....	17
5.1	ANTECEDENTES.....	17
5.2	MARCO CONCEPTUAL.....	20
5.3	MARCO NORMATIVO.....	25
6.	MARCO METODOLÓGICO .....	26
6.1	DISEÑO ESTRUCTURAL (Descripción del proyecto).....	26
6.1.1	Paso 1 – Pre-dimensionamiento y coordinación con los otros profesionales .....	29
6.1.2	Paso 2 – Evaluación de las solicitudes definitivas .....	32
6.1.3	Paso 3 – Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de $A_a$ y $A_v$ y análisis dinámico de la estructura.....	35
6.1.4	Paso 4 – Movimientos sísmicos de diseño .....	38
6.1.5	Paso 5 – Características de la estructuración y del material estructural empleado.....	44
6.1.6	Paso 6 – Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.....	46
6.1.7	Paso 7 – Determinación de las fuerzas sísmicas .....	48
6.1.8	Paso 8 – Análisis sísmico de la estructura .....	50
6.1.9	Paso 9 – Desplazamientos horizontales.....	51
6.1.10	Paso 10 – Verificación de las derivas .....	51
6.1.11	Paso 11 – Combinación de las diferentes solicitudes .....	52
6.1.12	Paso 12 – Diseño de los elementos estructurales .....	53
6.2	DISEÑO DE ETABS .....	54

6.3 VERIFICACIÓN .....	68
6.3.1 Verificación del acero de refuerzo existente .....	68
6.3.2 Verificación de las características del despiece de la viga .....	71
6.3.3 Verificación de las características del despiece de la columna .....	76
6.3.4 Tabla final de verificación por cuantías.....	78
6.3.5 Verificación del cumplimiento del título J .....	81
6.4 Verificación del cumplimiento del Capítulo C.21. Verificaciones adicionales y verificación de nudos columna fuerte - viga débil.....	80
7. RESULTADOS.....	101
7.1 CONCLUSIONES .....	101
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	103

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Dimensiones de los elementos del sistema estructural.....	31
Tabla 2. Factores de ampliación del espectro .....	40
Tabla 3. Coeficientes espectrales de diseño .....	42
Tabla 4. Determinación del coeficiente de capacidad de disipación de energía ....	43
Tabla 5. Cálculo del cortante basal.....	50
Tabla 6. Diámetros de varillas comerciales .....	69
Tabla 7. Cuantía de acero de refuerzo de una varilla comercial.....	70
Tabla 8. Traslapos de varilla.....	73
Tabla 9. Verificación del cumplimiento del acero de refuerzo requerido según planos estructurales en vigas.....	78
Tabla 10. Verificación del cumplimiento del acero de refuerzo requerido según planos estructurales en columnas.....	80
Tabla 11. Requisitos en las columnas para cumplimiento del Título J.....	84
Tabla 12. Requisitos en las columnas para cumplimiento del Título J.....	84
Tabla 13. Recubrimientos para el concreto .....	89
Tabla 14 – Derivas permitidas .....	91
Tabla 15 – Dimensiones del traslazo superior.....	92
Tabla 16 – Dimensiones del traslazo interior.....	92
Tabla 17 – Dimensiones de los elementos .....	96

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización VG-1 en plano estructural .....	30
Figura 2. Altura o espesores mínimos de vigas según NSR-10.....	31
Figura 3. Cargas vivas mínimas según NSR-10 .....	33
Figura 4. Avalúo de carga (sin muro).....	34
Figura 5. Avalúo de carga (con muro).....	34
Figura 6. Avalúo de carga (antepechos) .....	34
Figura 7. Valores de Aa y Av según el reglamento .....	36
Figura 8. Mapa de valores de Aa .....	36
Figura 9. Mapa de valores de Av .....	37
Figura 10. Localización del proyecto.....	38
Figura 11. Zona de amenaza sísmica para microzonificación .....	39
Figura 12. Datos para microzonificación .....	39
Figura 13. Valores del coeficiente de importancia .....	40
Figura 14. Valores de los parámetros para el cálculo del periodo aproximado.....	41
Figura 15. Opciones de capacidad de disipación de energía .....	46
Figura 16. Irregularidad torsional .....	47
Figura 17 Irregularidad del diafragma .....	48
Figura 18. Espectro de aceleración .....	49
Figura 19. Tabla de desplazamientos horizontales según memorias obtenidas en ETABS .....	51
Figura 20. Derivas máximas según SNR-10.....	51
Figura 21. Derivas obtenidas .....	52
Figura 22. Combinaciones de carga .....	53
Figura 23. Unidades.....	54
Figura 24. Ventana de alturas libres .....	55
Figura 25. Ventana de ejes.....	55
Figura 26. Ventana de propiedades.....	56
Figura 27. Ventana de especificaciones para concreto de 3000 Psi.....	57
Figura 28. Ventana de especificaciones para concreto de 4000 Psi.....	57
Figura 29. Ventana tipo de diseño para elemento de viga.....	57
Figura 30. Ventana de tipo de diseño para elemento columna.....	58
Figura 31. Localización de columnas dentro del modelo matemático ETABS .....	59
Figura 32. Localización de columnas en el modelo matemático ETABS .....	59
Figura 33. Tipos de espesor equivalente .....	60
Figura 34. Ejemplo de espesor equivalente 193 mm (0,463 Ton/m <sup>2</sup> ) .....	60
Figura 35. Asignación de espesores equivalentes.....	61
Figura 36. Espectro de derivas .....	61
Figura 37. Espectro de diseño .....	62
Figura 38. Casos de carga.....	62



Figura 39. Carga viva en segundo piso .....	63
Figura 40. Carga viva en cubierta .....	63
Figura 41. Carga de muros de mampostería confinada para fachada .....	64
Figura 42. Combinaciones de carga .....	65
Figura 43. Fuente de masa – peso propio .....	65
Figura 44. Pestaña de chequeo del modelo .....	66
Figura 45. Verificación del modelo comprobado .....	66
Figura 46. Verificación de cantidad coherente de varillas .....	71
Figura 47. Ubicación y longitud de traslapos .....	72
Figura 48. Cuadro de traslapos y ganchos del plano estructural .....	73
Figura 49. Recubrimientos .....	74
Figura 50. Verificación de dimensiones en planta.....	75
Figura 51. Flejes de la viga .....	75
Figura 52. Detalle del estribo .....	76
Figura 53. Despiece de la columna.....	76
Figura 54. Grupos y subgrupos de ocupación .....	81
Figura 55. Categorización de las edificaciones para resistencia contra el fuego ...	82
Figura 56. Resistencia requerida al fuego en horas.....	83
Figura 57. Diámetros mínimos de doblado .....	86
Figura 58 – Croquis de la ubicación de las columnas.....	87
Figura 59 – Detalle del estribo en vigas .....	87
Figura 60 – Detalle del estribo columna.....	88
Figura 61 – Detalle del estribo columna.....	88
Figura 62 – Combinaciones de carga .....	90
Figura 63 – Cuadro de verificación de derivas.....	91
Figura 64 – Tabla Secciones del capítulo C.21 que se debe satisfacer en las aplicaciones .....	94
Figura 65 – Nudo de columna con viga .....	96
Figura 66 – Dimensiones de la viga y la columna con el eje neutro .....	98
Figura 67 – Verificación columna fuerte – viga débil.....	100

## LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Espectro de aceleración de diseño como fracción de g .....	50
---	----

## LISTA DE ANEXOS

**Anexo 1:** Planos arquitectónicos

**Anexo 2:** Planos estructurales

**Anexo 3:** Memorias de cálculo programa de diseño ETABS 2016

**Anexo 4:** Excel – Análisis sísmico

**Anexo 5:** Excel – Cortante basal

**Anexo 6:** Excel – Irregularidad torsional

**Anexo 7:** Excel – Derivas

**Anexo 8:** Excel – Avalúos de carga

**Anexo 9:** Documento Word – Acero de columnas

**Anexo 10:** Documento Word – Acero de vigas (cortante)

**Anexo 11:** Documento Word – Acero de vigas (flexión)

**Anexo 12:** Excel – Análisis dinámico

## 1. INTRODUCCIÓN

Con el paso de tiempo, cada vez es más notoria la necesidad de regular y controlar el tema de la construcción en Colombia y más aún, cuando la vivienda informal es un factor fuerte que abunda en la ciudad de Bogotá y en otras zonas del país. El cumplimiento de la norma de sismo resistencia es indispensable para garantizar buenas prácticas en el diseño de edificaciones y el desarrollo de las obras con el propósito de satisfacer el objetivo de la misma.

En el presente trabajo, se pretende verificar el cumplimiento de los estatutos que definen una edificación como apta y segura para la población que vaya a hacer beneficio de esta, partiendo del diseño estructural de vigas y columnas; se trata de la estructura “Dotacional Cultural Filipenses” ubicada en la Diagonal 47sur # 53-52, barrio Venecia en la ciudad de Bogotá y que, para su construcción se hizo la adquisición de varios predios. En términos generales, la edificación contiene un gran número de elementos estructurales, como columnas, vigas y entrepisos, con los que será posible identificar el cumplimiento de la norma. Acerca de la estructura, en la actualidad cuenta con licencia de construcción emitida por la curaduría y se encuentra en construcción en la etapa de cimentación (por lo que se omite la revisión del diseño de cimentación) y con posibles modificaciones sobre los iniciales diseños estructurales debido a cambios arquitectónicos.

La evaluación de este estudio de caso, pretende determinar de manera específica, la importancia del cumplimiento de la norma sismo resistente de acuerdo a los títulos relacionados en el diseño estructural para que, finalizada su construcción cumpla con el propósito que la llevó a hacerse realidad, salvaguardar la vida de los que hagan uso de ella y perdurar de manera eficaz en el tiempo.

La norma sismo resistente hace un notorio énfasis en el objeto principal que es salvaguardar, en lo posible, la vida humana frente a sucesos sísmicos, siendo así, cabe aclarar que esta normatividad no garantiza que las edificaciones no colapsen, pero sí, que estructuralmente, sean resistentes, minimizando así, el número de víctimas que pueden existir en un suceso natural. De esta manera, la legislación para el manejo de obras de construcción requiere una responsabilidad ya que este sector es un fuerte índice de desarrollo socio-económico para el país y de este, dependen cientos de familias en Colombia.

Para el desarrollo del presente estudio, la información utilizada fue suministrada por la empresa MPA Ingeniería, Diseño y Construcción S.A.S quien avaló el uso de planos, cálculos y estudios por parte del Ingeniero Mauricio Páez Aldana, únicamente para propósitos académicos. La firma en mención, fue la encargada de la obtención de la licencia de construcción además de contar con experiencia y trayectoria en el desarrollo de diseños estructurales.

## 2. JUSTIFICACIÓN

La estructura Dotacional Cultural Filipenses, es una edificación ubicada en la Diagonal 47sur # 53-52 en el barrio Venecia en la ciudad de Bogotá, y que en la actualidad se encuentra en construcción en la etapa inicial de cimentación. Esta edificación corresponde a un centro cultural en el que la comunidad podrá reunirse con fines comunes a creencias religiosas y, por ende, recibirá enseñanzas acerca del tema que los reúne. Los diseños tanto estructurales como arquitectónicos ya están licenciados y aprobados por curaduría y en este estudio se pretende verificar que dichos diseños, respondan a características necesarias generadas según las especificaciones estipuladas en la norma a nivel del comportamiento de los elementos estructurales, con un fin académico donde se vean reflejados los conceptos estructurales desarrollados por un Ingeniero Civil.

Al tratarse de una edificación que ha sido diseñada estructuralmente bajo las condiciones indicadas en el reglamento NSR – 10, es importante resaltar nuevamente que el presente estudio tiene un fin académico en donde se pondrán en práctica los conceptos básicos adquiridos a lo largo de la formación del profesional que desarrolla el estudio.

### **3. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

#### **3.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La normatividad existente y vigente en Colombia, tiene como objetivo principal salvaguardar las vidas humanas ante sucesos naturales como lo es un sismo fuerte. De esta manera, la importancia del cumplimiento de dicha normatividad es vital al momento de diseñar y calcular una estructura que sea capaz de suplir las necesidades básicas para lograr el objetivo principal de dicha reglamentación. Con el cumplimiento de la norma, se busca minimizar la vulnerabilidad de las construcciones colombianas ante un suceso sísmico y de esta manera amparar la mayor cantidad de vidas humanas que sean posibles.

Es fundamental resaltar que, Bogotá, ciudad donde está situada la estructura a estudiar, pertenece a una zona de amenaza sísmica intermedia, y de allí, se tiene en cuenta que la legislación en cuestiones de construcción es de carácter obligatorio, así como también las actualizaciones que sean necesarias para adaptarse a los avances técnicos que se adquieran con los hechos sísmicos que vayan presentándose con el paso del tiempo y de igual manera, estar preparados para los que puedan ocurrir en un futuro.

Siendo así, se considera que, el proyecto en estudio cuenta con una licencia de construcción aprobada por la Curaduría Urbana en donde cumple con las especificaciones indicadas en la norma y que, con un fin académico, el presente estudio pretende corroborar si dichos diseños estructurales responden a los requisitos estipulados según la normatividad que rige el diseño estructural de construcciones en Colombia.

Las características de la estructura que conlleva al presente estudio, ahondan en cuanto a que se trata de un recinto cultural al servicio de la comunidad en el que se podrán reunir gran cantidad de personas y por lo que es indispensable garantizar que esta edificación cumple con los requisitos estipulados según la normatividad para salvaguardar y preservar de manera digna la vida de las personas que hagan uso de esta.

¿Cumple el proyecto “Dotacional Cultural Filipenses” con los requisitos estipulados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10 de acuerdo al diseño de los elementos estructurales y la respuesta de ellos ante la ocurrencia de un sismo?

## 4. OBJETIVOS

### 4.1 GENERAL

1. Verificar el cumplimiento del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10 aplicado en el diseño y cálculo estructural de la edificación “Dotacional Cultural Filipenses”

### 4.2 ESPECÍFICOS

1. Verificar el cumplimiento del acero de refuerzo en los elementos estructurales de acuerdo a las cuantías mínimas exigidas por las memorias de cálculo.
2. Revisar la ejecución de los Títulos A, B y C (cumplimiento del diseño estructural) y el Título J (requisitos de protección contra incendios) del reglamento NSR – 10 involucrados en el diseño de la estructura Dotacional Cultural Filipenses según las condiciones específicas de la misma.
3. Ejecutar la revisión del cumplimiento del reglamento NSR – 10 del diseño estructural ya existente de acuerdo al análisis sísmico, avalúo de cargas, diseño de elementos estructurales, y requisitos de protección contra incendios en edificaciones.



## 5. MARCO TEÓRICO

### 5.1 ANTECEDENTES

Toda la reglamentación existente en cuanto a construcción se encuentra en la norma sismo resistente que después del terremoto en Popayán en el año 1984, se convirtió en una obligación tanto para el Estado emitirlas como para los constructores cumplirlas y ejecutarlas en cada una de las obras que desarrollen minimizando así, en lo posible, la vulnerabilidad de los habitantes frente a un evento sísmico en el que sus vidas puedan correr peligro.

En los años 70, se comenzaron a hacer traducciones del código de construcción norteamericano por parte de la Asociación de Ingeniería Sísmica, entidad que hoy en día está encargada de la emisión y circulación de la normatividad sismo resistente en Colombia.

Posteriormente, según García<sup>1</sup> después de la aparición del código ATC 3 en Estados Unidos, que también tuvo traducción en Colombia, con colaboración de la Universidad de los Andes y la Universidad de Illinois se creó una adaptación que junto con el primer código traducido serían la base del primer Decreto (1400 de 1984) generando un documento denominado Norma AIS-100 y considerado en dicho Decreto, para después de la creación de la Ley 400 de 1997 se expidiera el primer Reglamento NSR – 98 y, posteriormente, en el 2010 el NSR – 10.

El autor en mención<sup>2</sup> determina que gracias al Decreto 1400 de 1984, se creó el primer intento de reglamentación oficial de sismo resistencia en Colombia, debido a la necesidad de reconstruir Popayán, de manera que, usando el término

---

<sup>1</sup> GARCÍA, Luis. Desarrollo de la normativa Sismo Resistente colombiana en los 30 años desde su primera expedición. En: Revista de Ingeniería. Febrero, 2015. p.71-77.

<sup>2</sup> Ibíd., p.16

“antisísmico” (que se dejó de usar hace años porque nada actúa contra el sismo) esta normatividad tuvo vigencia catorce años, mucho más de lo que se esperaba, al ser creada bajo un decreto de facultades extraordinarias.

Así, según el reglamento<sup>3</sup> en 1998 fue creada la primera norma, en donde se incluían no solamente las cargas, sino el concreto estructural, mampostería estructural, edificaciones de uno y dos pisos (que a nivel mundial es único), estructuras metálicas, sanciones, revisiones contra el fuego y demás títulos que hoy en día están siendo considerados dentro de la legislación de la construcción.

La norma ha tenido varias ediciones haciendo mejoras según la experiencia de expertos en Ingeniería y los avances técnicos en los que se ahonde el tema de construcción.

La estructura Dotacional Cultural Filipenses, es una edificación ubicada en la Diagonal 47sur # 53-52 en el barrio Venecia en la ciudad de Bogotá, y que en la actualidad se encuentra en construcción en la etapa inicial de cimentación. Esta edificación corresponde a un centro cultural en el que la comunidad podrá reunirse con fines comunes a creencias religiosas y, por ende, recibirá enseñanzas acerca del tema que los reúne.

Los diseños tanto estructurales como arquitectónicos ya están licenciados y aprobados por curaduría y en este estudio se pretende verificar que dichos diseños, respondan a características estipuladas en la norma a nivel del diseño estructural, con un fin académico donde se vean reflejados los conceptos estructurales desarrollados por un Ingeniero Civil.

---

<sup>3</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá D.C.: El instituto, 2017. xii

Al tratarse de una edificación que ha sido diseñada estructuralmente bajo las condiciones indicadas en el reglamento NSR – 10, es importante resaltar nuevamente que el presente estudio tiene un fin académico en donde se pondrán en práctica los conceptos básicos adquiridos a lo largo de la formación de la estudiante dentro del marco de los elementos estructurales básicos que responden a las fuerzas sísmicas e internas de la edificación.

## 5.2 MARCO CONCEPTUAL

Para el diseño de estructuras, se debe tener en cuenta las fuerzas y momentos internos que actúan sobre esta. Para desarrollar el dimensionamiento de los elementos que la conforman y su durabilidad debe estudiarse el estado límite de falla y servicio. Es así como se busca seguridad para los ocupantes que harán uso de la estructura, como también durabilidad teniendo una vida útil de al menos cincuenta años, según Jiménez.<sup>4</sup>

En este sentido, se estudia la masa de la estructura que está formada por los elementos que logran soportar las fuerzas bajo las cuales estará sometida. De manera que, dicha masa, soportará cargas muertas, cargas vivas y efectos sísmicos.

Las cargas muertas, son cargas verticales aplicadas sobre la estructura en donde se incluye el peso de la misma estructura más los elementos permanentes, según el reglamento<sup>5</sup> NSR – 10, se definen como aquellas cargas que consideran el peso de los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas que no son causadas por la ocupación y uso de la construcción.

Por su parte, las cargas vivas son cargas externas movibles considerando el peso mobiliario, equipamiento, personas que actúan verticalmente sobre la estructura, el reglamento<sup>6</sup> NSR – 10, define estas cargas como aquellas producidas por el uso y ocupación de la edificación sin incluir las cargas ambientales (viento y sismo). Es importante resaltar, que las cargas vivas que se utilizan en el diseño deben ser las máximas cargas que puedan esperarse debido al uso que vaya a tener. Asimismo,

---

<sup>4</sup> JIMENEZ, S. (12 de junio de 2013). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras en concreto [Mensaje en blog]. Blogger. Recuperado de: <http://sistestructura6.blogspot.com/2013/06/normas-tecnicas-complementarias-para.html>

<sup>5</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Tomo 1. Bogotá D.C.: El instituto, 2017. B-9 p.

<sup>6</sup> *Ibíd.*, p.19

la carga ambiental es importante que sea considerada dependiendo de la zona en la que es construida la edificación.

Si bien cada sismo tiene características dinámicas, según el Doctor Hernández<sup>7</sup> el movimiento se caracteriza por su duración, amplitud y frecuencia quienes son las encargadas de definir la importancia del sismo. Para que la estructura soporte fuerzas sísmicas, intervienen características propias que la hacen resistente y eficaz ante la ocurrencia de estos movimientos, dentro de las características principales de la estructura se encuentran:

- Rigidez
- Amortiguamiento
- Ductilidad
- Problema dinámico
- Resonancia

La rigidez depende de la sección transversal de los elementos de la estructura, puesto que esta característica, corresponde a la capacidad que tiene el material a las deformaciones elásticas o bien, para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones. Según los autores<sup>8</sup> las estructuras rígidas, pueden perder su forma tras someterse a esfuerzos denominándose deformables; esta propiedad es necesaria dentro de las estructuras, ya que, ante movimientos sísmicos o cambios de temperatura, necesita dilatación y flexibilidad para mantener sus condiciones sin provocar la rotura de los elementos.

Durante el diseño, se espera que el comportamiento de los elementos que conforman la estructura sea dúctil, puesto que esto proporciona a la edificación

---

<sup>7</sup> HERNANDEZ, D. Efecto sísmico en las construcciones. [diapositivas]. El Salvador. Consultores. 2008

<sup>8</sup> Introducción a las estructuras de la edificación. Sevilla, España. no. 1

soporte para grandes deformaciones inelásticas usando un material adecuado, convirtiéndose así en una propiedad deseable para cualquier zona sísmica.

Por otra parte, las estructuras se enfrentan ante problemas dinámicos como la resonancia que existe, “cuando la frecuencia de excitación coincide con la frecuencia natural del sistema obteniéndose de esta manera, la amplificación dinámica máxima”<sup>9</sup>. Asimismo, las estructuras al ser diseñadas pueden enfrentarse a diferentes fenómenos de vulnerabilidad:

- Concentración de cargas en niveles superiores
- Distribución asimétrica no controlada
- Formas asimétricas en planta incrementando el riesgo de vibración torsional

Con el diseño de una estructura, se busca obtener los esfuerzos y deformaciones que deberá soportar la estructura (según Ardila y Monroy<sup>10</sup>) y definir así, las dimensiones que deben tener los elementos para lograr este propósito al ser sometidos a las respectivas cargas. En tal sentido, se evalúan los estados límites de la estructura o bien, de los elementos estructurales en donde se define el límite de su uso programado, existiendo tres diferentes estados límites denominados así:

Según Segura<sup>11</sup> el estado límite de falla, concierne al colapso total o parcial de una estructura con las siguientes características:

- Pérdida de equilibrio total o parcial
- Rotura del elemento

---

<sup>9</sup> HERNANDEZ, D. Efecto sísmico en las construcciones. [diapositivas]. El Salvador. Consultores. 2008

<sup>10</sup> ARDILA, Edgar. MONROY, Daniel. Análisis y Diseño de Columnas de concreto reforzado. Bogotá D.C, Colombia. 2003

<sup>11</sup> SEGURA, Jorge. Estructuras de concreto I. 7ma ed. Bogotá D.C. Universidad Nacional de Colombia, 2011. 600 p. ISBN 978-958-99888-0-0

- Elementos principales que lleven al colapso
- Falla progresiva
- Formación de mecanismos plásticos
- Fatiga del material

El estado límite de servicio, concierne a la “interrupción del uso de la estructura sin que conlleve al colapso”<sup>12</sup> debido a:

- Deflexiones excesivas
- Fisuras o grietas importantes
- Vibraciones excesivas

Según Segura<sup>13</sup> los estados límites especiales conciernen a daños fallidos por condiciones especiales como:

- Movimientos sísmicos anormales
- Intervención del fuego
- Explosiones
- Colisiones
- Corrosión
- Deterioro por factores no contemplados en el diseño

El diseño de una estructura, puede efectuarse bajo dos métodos denominados:

1. Método de los esfuerzos admisibles o Método Elástico
2. Método de la resistencia última

---

<sup>12</sup> *Ibíd.*, p.21

<sup>13</sup> *Ibíd.*, p.21

Para el desarrollo del presente estudio, se efectuó el diseño estructural bajo los preceptos propuestos en el Método de la Resistencia Última, en donde según Mora<sup>14</sup> se tienen en cuenta los estados límites explicados anteriormente y los comportamientos de los materiales estudiando su comportamiento hasta la falla y, por consiguiente, se obtendrá un diseño adecuado si los elementos soportan las cargas normales antes de la falla. Este método, es escogido puesto que a diferencia del método elástico teniendo en cuenta que el comportamiento de los materiales inelásticos en el instante de falla, no puede conocerse el comportamiento de la estructura en su resistencia última. Por lo tanto, como lo explica Segura<sup>15</sup> es diferente al supuesto dentro del periodo elástico de su funcionamiento, es decir, para su trabajo con cargas, esfuerzos y deformaciones admisibles.

---

<sup>14</sup> MORA SAMACÁ, Jaime Iván. Universidad Piloto de Colombia, Diseño Básico de Concreto Reforzado. Bogotá D.C., 2016

<sup>15</sup> *Ibíd.*, p.21



### 5.3 MARCO NORMATIVO

La normatividad que rige la presente revisión del cumplimiento de la norma se basan en primer lugar el Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR – 10, no obstante, también se tiene en cuenta:

1. Ley 400 de 1997
2. Resolución 0017 del 04 de diciembre de 2017
3. Ley 1229 de 2008
4. Ley 1796 de 2016 y aquellas normas que la modifican o complementan

Todas estas normativas que han modificado la versión del reglamento a lo largo del tiempo, fueron tenidas en cuenta para la presente comprobación de su cumplimiento bajo lo estipulado en la última edición de la Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica.

Igualmente, para definir las propiedades de los materiales del sistema estructural (acero y concreto) se tiene en cuenta:

1. NTC 2289 (ASTM A706M) para el acero
2. NTC 4045 (ASTM C330) para el concreto

## **6. MARCO METODOLÓGICO**

### **6.1 DISEÑO ESTRUCTURAL**

En términos generales, para el desarrollo de la verificación del cumplimiento del proyecto Dotacional Cultural Filipenses, es indispensable revisar la norma para dar cumplimiento en cuanto a las especificaciones dadas en los planos (estructurales y arquitectónicos), memorias de cálculo obtenidas y algunas especificaciones adicionales que se encuentran citadas en el reglamento que son vitales para dar seguridad al diseño.

En este sentido, en primer lugar, se realizó el diseño estructural de la edificación por medio del programa matemático ETABS con el que se obtuvo el comportamiento de la estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico y el refuerzo que debe llevar cada uno de los elementos estructurales pertenecientes al pórtico para soportar las fuerzas sísmicas.

Para el procedimiento de diseño desde la normativa del reglamento NSR – 10, este, en primer lugar, plantea una serie de pasos para el diseño de los elementos en donde para poder desarrollarlos, se debe tener en cuenta la teoría explicada desde diferentes referencias donde se da conocimiento del comportamiento y diseño de cada uno de estos elementos.

### **DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

La estructura, denominada Dotacional Cultural Filipenses, ubicada en la ciudad de Bogotá en la dirección Diagonal 47 sur No. 49 – 50, barrio Venecia. La edificación tendrá dos (2) niveles ubicados en disposición hacia un centro en común en donde se dictarán las lecciones y discursos religiosos por el propósito que los reúne. Es preciso anotar que, en el segundo nivel, la estructura tiene un vacío en la placa en

donde se puede tener visibilidad hacia el primer piso en donde se espera, se cuente con barandas y antepechos de dimensiones consideradas en el avalúo de cargas. El área neta de construcción corresponde a 1164,64 m<sup>2</sup> en el primer nivel, y en el segundo nivel con 525,84 m<sup>2</sup>, para un total de 1690,48 m<sup>2</sup>.

Con respecto a la altura del edificio, los entrepisos tienen una altura de 0.80 metros; por su parte, la altura libre del primer piso corresponde a 4,56 metros y en el segundo nivel de 5,00 metros para un total de 9,93 metros desde el nivel +0.00 de la estructura considerando que se tiene una cimentación a 2,25 metros de este nivel. El primer nivel de la estructura empieza a 1,25 metros del nivel +0.00.

La construcción tiene un diseño para la cubierta en estructura metálica para lo que, en el presente estudio, se omite su verificación y diseño debido a que no es una estructura en concreto y tiene otros procedimientos rigurosos. Sin embargo, en el diseño de la estructura se tuvo en cuenta su peso en el avalúo de cargas.

La estructura no es de diafragma rígido ya que solo contiene pórticos con vigas y columnas que resisten las fuerzas sísmicas en dos de sus dimensiones. No cuenta con muros que mejoren en el comportamiento de las derivas, sin embargo, el pórtico resiste las fuerzas que son aplicadas en el modelo. Tiene una cubierta en estructura metálica convirtiéndose así, en un diafragma flexible en el último nivel. La verificación ejecutada al proyecto, no considera la cubierta al estar diseñada bajo la normatividad de las estructuras metálicas. En el modelo, se comprobó que el pórtico es resistente a los momentos y peso propio, así como también a las fuerzas sísmicas que pueden afectar a la estructura.

El sistema estructural pertenece a un pórtico en concreto, con los siguientes parámetros sísmicos establecidos en el diseño estructural:

### **Definición de los parámetros de diseño sísmico**

- Tipo de suelo F
- Zona Aluvial 200
- $A_a = 0.15$

- $A_v = 0.20$
- Edificio por niveles: 2 niveles y cubierta en estructura metálica
- D.M.O: Grado de disipación moderado
- $R_o = 5.00$
- $\Phi_a = 1.00$  → Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía (planta)
- $\Phi_p = 0,90$  → Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía (altura)
- $\Phi_r = 1,00$  → Coeficiente por irregularidad por ausencia de redundancia
- Método del análisis Dinámico modo espectral
- Sistema estructural: Sistema para cargas verticales: Pórticos de concreto
- Programa utilizado para el modelo matemático: ETABS
- Coeficiente de importancia 1.1
- Grupo de uso II
- Zona de amenaza sísmica intermedia (Bogotá D.C)

De acuerdo a la arquitectura planteada para el proyecto, en donde su uso principal será cultural (religioso), se establecen las características iniciales con las que según el reglamento NSR – 10, es indispensable que trabaje la estructura para su debido funcionamiento. Por lo tanto, como lo indica el Título A, según A.1.3 – Procedimiento de diseño y construcción de edificaciones, dicho diseño debe considerar estudios geotécnicos, diseño arquitectónico y el diseño estructural; para el caso en estudio, se omite el proceso de diseño en cimentación puesto que este se limita al comportamiento del pórtico asumiendo la propuesta del diseño en cimentación y considerando el diseño arquitectónico con el cual se procederá a realizar el diseño estructural.

El reglamento, según el literal A.1.3.4 – Diseño estructural, establece doce (12) pasos para realizar el procedimiento de diseño para edificaciones nuevas y existentes:

Paso 1 – Pre-dimensionamiento y coordinación con los otros profesionales

Paso 2 – Evaluación de las solicitudes definitivas

Paso 3 – Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de  $A_a$  y  $A_v$

Paso 4 – Movimientos sísmicos de diseño

Paso 5 – Características de la estructuración y del material estructural empleado

Paso 6 – Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis

Paso 7 – Determinación de las fuerzas sísmicas

Paso 8 – Análisis sísmico de la estructura

Paso 9 – Desplazamientos horizontales

Paso 10 – Verificación de derivas

Paso 11 – Combinación de las diferentes solicitudes

Paso 12 – Diseño de los elementos estructurales

6.1.1 Paso 1 – Pre-dimensionamiento y coordinación con los otros profesionales

a) Definición del sistema estructural.

En cuanto a la definición del sistema estructural, correspondiendo al Título A según A.3.2 – Sistemas estructurales, se selecciona un sistema de pórtico dado en A.3.2.1.2 en donde se especifica que este sistema estructural está compuesto por un pórtico espacial resistente a momentos, esencialmente completo, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

b) Dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las solicitudes de carga correspondientes a las requeridas por la estructura.

Para el pre-dimensionamiento se utilizó la luz libre más larga que presenta la estructura, garantizando el cumplimiento de la rigidez entendiéndose por rigidez

como la medida de capacidad para soportar esfuerzos sin presentar grandes deformaciones y en efecto, controlar las deflexiones de los elementos. Por consiguiente, el elemento analizado fue la viga uno (VG-1), en el vano comprendido entre los ejes B-C-D (figura 1), considerando una longitud de 12.95 metros, entre ejes y una luz libre de 12.30 metros, por lo tanto, correspondiente al Título C del reglamento, en la tabla C.9.5(a) y/o CR.9.5:

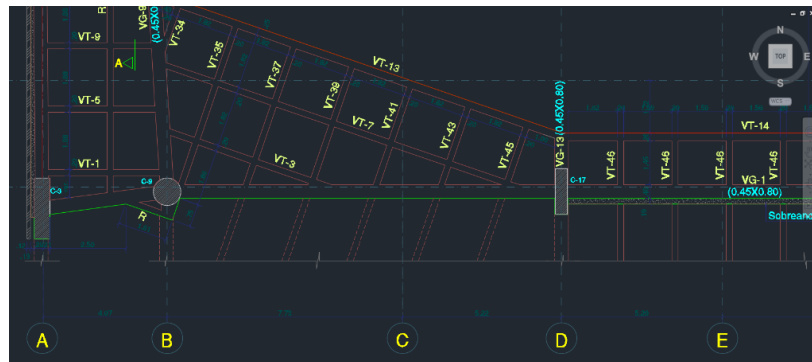
$$H \geq \frac{Lu}{21}$$

$$H \geq \frac{12.30m}{21}$$

$$H \geq 0.50m$$

Así que, por motivos constructivos la altura del entrepiso pre-dimensionada será de  $H=0.50m$

**Figura 1. Localización VG-1 en plano estructural**



Fuente: Autor

Figura 2. Altura o espesores mínimos de vigas según NSR-10

**TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones**

	Espesor mínimo, <b>h</b>			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que <b>NO</b> soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Reglamento NSR-10. 2017

En este sentido, la altura mínima de las vigas y viguetas corresponde a 0,50m. De igual manera, las columnas se establecieron de acuerdo a las condiciones arquitectónicas así:

**Tabla 1. Dimensiones de los elementos del sistema estructural**

DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL			
ELEMENTO	SECCIÓN	ANCHO (cm)	LARGO (cm)
VIGA	1	45	50
	2	40	50
	3	40	80
	4	45	80
COLUMNA	1	50	200
	2	90	
	3	40	150
	4	40	110
	5	50	130
	6	40	80

Fuente: Autor

### 6.1.2 Paso 2 – Evaluación de las solicitaciones definitivas

En cuanto a la evaluación de las solicitaciones definitivas, es preciso remitirse al Título B del reglamento. Si bien en el Título A se tienen en cuenta las razones sísmicas que afectan la estructura, en este título según el reglamento<sup>16</sup>, en términos generales se estudian las cargas que debe soportar la edificación enunciando los requisitos básicos correspondientes a resistencia, funcionamiento, fuerzas causadas por deformaciones impuestas y el análisis que aprecian los efectos de las cargas en cada uno de los elementos. En este sentido, dando continuidad a la secuencia de pasos a seguir, el reglamento plantea que se estipulen las siguientes cargas:

- Peso propio de los elementos
- Cargas de acabados y elementos no estructurales
- Cargas muertas
- Fuerzas de viento

Es importante anotar, que para el diseño de esta edificación las fuerzas de viento deberían ser consideradas en el diseño de una cubierta liviana (cerchas) y debido a la localización del proyecto (ciudad de Bogotá) y su altura menor a dieciocho (18) metros, se toma el valor mínimo que podría tomar esta fuerza de viento que, al ser mínima, se desprecia dentro del diseño. Es así como esta fuerza es considerable en ciudades costeras y, por ende, en el caso en estudio no aplica.

En consecuencia, fue calculado el avalúo de cargas muertas (ver anexo 8) para cada uno de los pisos (son dos) en los que se tuvo en cuenta los requisitos del Título B considerando la tabla B.3.2 – 1 Masas de los materiales y B.4.2.1 – 1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, obteniendo así, los siguientes avalúos

---

<sup>16</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Tomo 1. Bogotá D.C.: El instituto, 2017.



de carga. En primer lugar, se determinó la carga viva de la estructura de acuerdo al uso al que está destinado el proyecto.

Según el capítulo B.4<sup>17</sup> – Cargas vivas del reglamento, estas cargas son todas aquellas que son producidas por el uso y ocupación de la edificación y no incluyen cargas de viento y sismo. De acuerdo a la tabla B.4.2.1 – 1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, se establecen los valores para las cargas vivas de esta estructura predominando el uso de auditorios con escenarios y plataformas correspondientes a 500 kgf/m<sup>2</sup>. Estos valores, corresponden a las solicitaciones de carga por parte de la estructura en consideración a las cargas de servicio a las que está siendo sometida. Por otra parte, no se considera la carga de la cubierta debido a que es liviana para el caso en estudio.

**Figura 3. Cargas vivas mínimas según NSR-10**

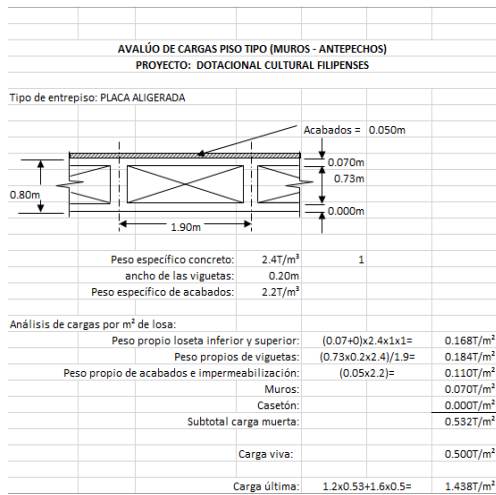
Tabla B.4.2.1-1  
Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<i>Reunión</i>	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestibulos	5.0	500
	Sillotería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
<i>Oficinas</i>	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
<i>Educativos</i>	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas	2.0	200
	Salones de lectura	2.0	200

Fuente: Autor

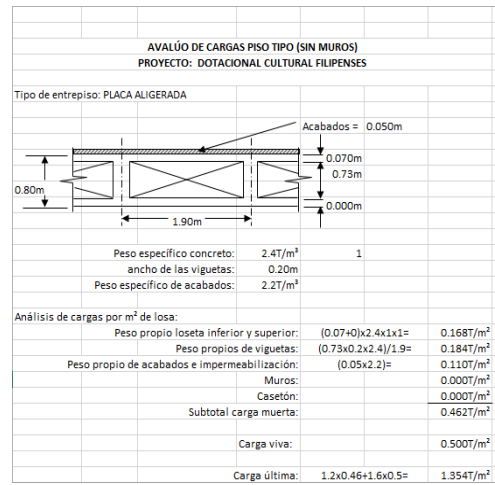
<sup>17</sup> *Ibíd.*, p.29

**Figura 4. Avalúo de carga (sin muro)**



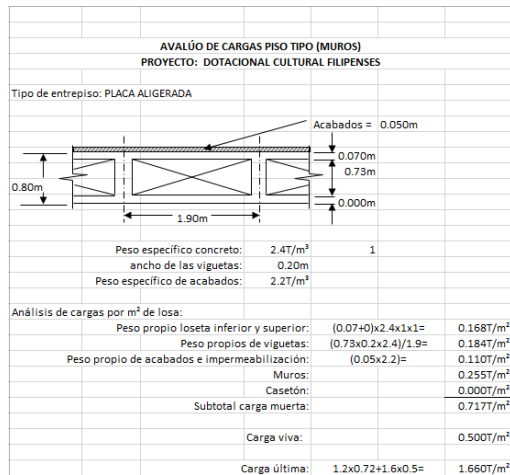
Fuente: Autor

**Figura 5. Avalúo de carga (con muro)**



Fuente: Autor

**Figura 6. Avalúo de carga (antepechos)**



Fuente: Autor

En la sección B.4.2.2 – Empuje en pasamanos y antepechos, según lo estipula el reglamento para escenarios públicos, estas deberán ser sometidas a pruebas de carga por parte de un Supervisor Técnico Independiente para ser puestas en servicio. Esta sección incluye la carga que debe soportar las barandas, pasamanos de escaleras y balcones, barras auxiliares y antepechos que corresponde a una fuerza de 1.00 kN/m.

### 6.1.3 Paso 3 – Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de Aa y Av

Considerando la localización de construcción del proyecto, el reglamento<sup>18</sup> en el Capítulo A.2 – Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño, tiene en cuenta los mapas de zonificación para así, determinar el nivel de amenaza sísmica y los parámetros de Aa y Av.

Aa: Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño

Av: Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño

En relación a la información anteriormente suministrada y consignada a partir del Título A, Capítulo A.2, en la sección A.2.2 – Movimientos sísmicos de diseño, los coeficientes Aa y Av, están diseñados para una probabilidad del diez por ciento (10%) de ser excedidos en un lapso de 50 años. Para determinar estos coeficientes:

1. Se tuvo en cuenta la región donde está localizado el proyecto. (Bogotá – Venecia)
2. El valor es indicado según las figuras A.2.3 – 2 para Aa y A.2.3 – 3 para Av
3. En la tabla A.2.3 – 2 se encuentran consignados para cada ciudad además de especificar la zona de amenaza sísmica.

---

<sup>18</sup> *Ibíd.*, p. 29

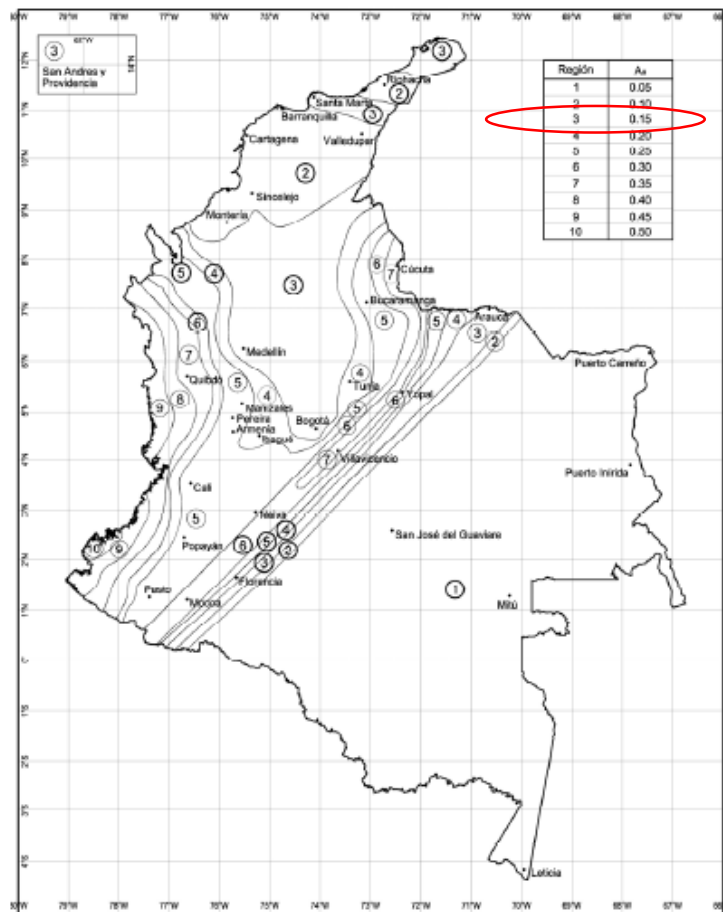
**Figura 7. Valores de  $A_a$  y  $A_v$  según el reglamento**

**Tabla A.2.3-2**  
**Valor de  $A_a$  y de  $A_v$  para las ciudades capitales de departamento**

Ciudad	$A_a$	$A_v$	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja

Fuente: Reglamento NSR-10. 2017

**Figura 8. Mapa de valores de  $A_a$**



**Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de  $A_a$**

Fuente: Reglamento NSR-10. 2017

Figura 9. Mapa de valores de  $A_v$

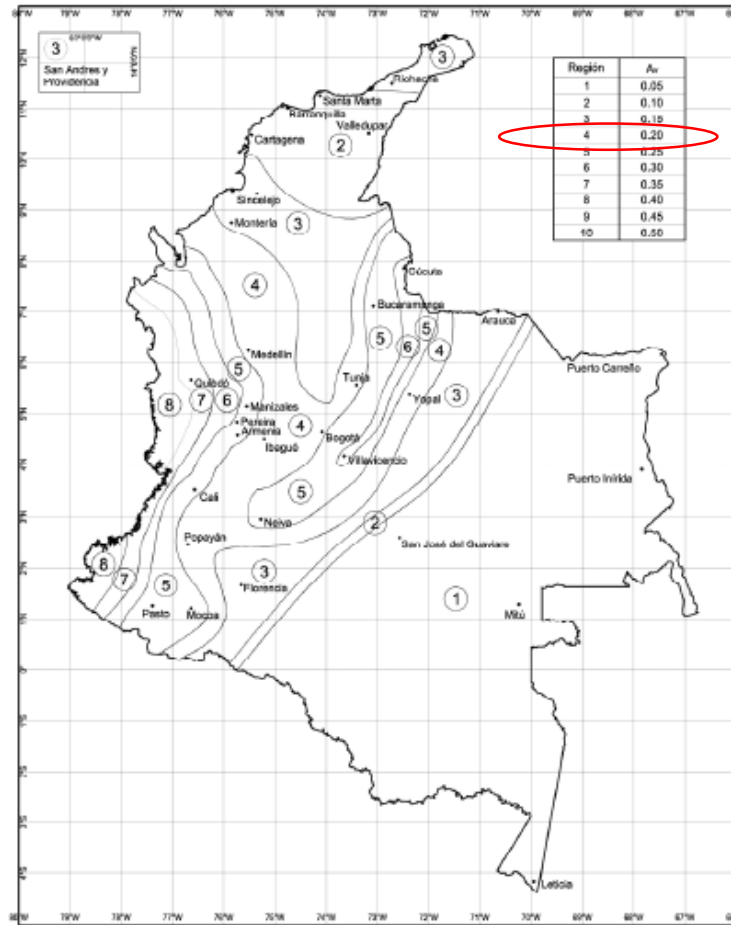


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de  $A_v$

Fuente: Reglamento NSR-10. 2017

#### 6.1.4 Paso 4 – Movimientos sísmicos de diseño

En cuanto a este paso, se tiene en cuenta el grupo de uso al cual corresponde el proyecto. Este proyecto, está localizado en la ciudad de Bogotá en la dirección Diagonal 47 sur No. 49 – 50, barrio Venecia y según el reglamento<sup>19</sup> en la sección A.2.5.1.3 pertenece a un grupo de uso II (estructuras de ocupación especial) donde las edificaciones pueden reunir más de 200 personas a la vez. De este modo y teniendo en cuenta el paso tres (3) en el que se determinó el valor de los coeficientes  $A_a$  y  $A_v$ , se procede a establecer el valor de  $F_a$  y  $F_v$  con las características de la estratificación del suelo, así como también la importancia de la edificación para seguir funcionando después de la ocurrencia de un sismo clasificándose por medio del coeficiente de importancia. Las estipulaciones anteriormente mencionadas, se encuentran consignadas en el Capítulo A.2 en la sección A.2.4 – Efectos locales. Sin embargo, gracias a la localización del proyecto en la ciudad de Bogotá, es posible determinar los valores de  $F_a$  y  $F_v$  mediante microzonificación sísmica concertado en el Decreto 523 de 2010, de la siguiente manera:

**Figura 10. Localización del proyecto**

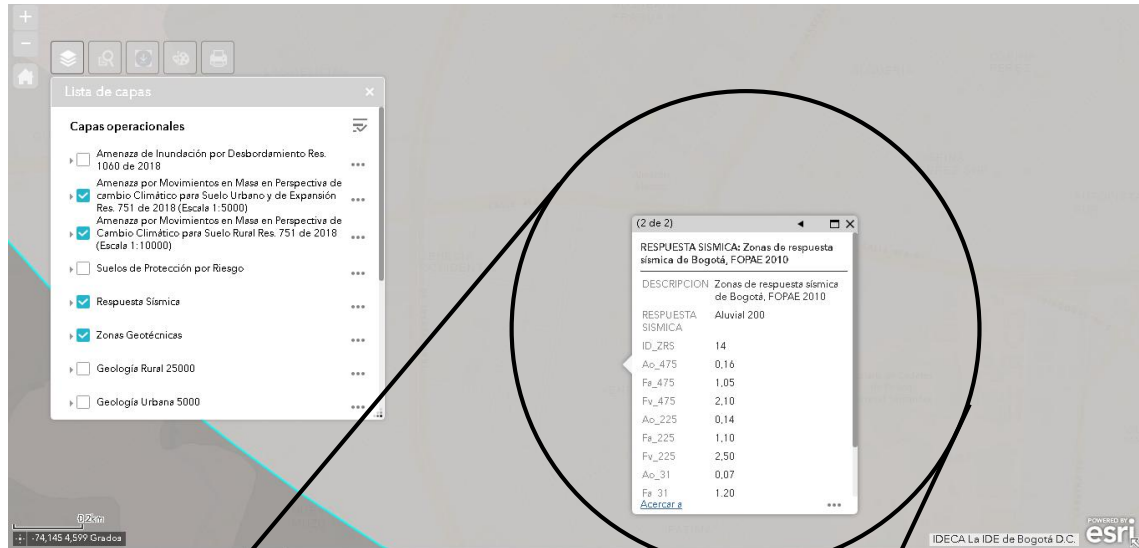


Fuente: Google Maps. 2018

<sup>19</sup> *Ibíd.*, p. 29

De acuerdo a la página del SIRE en el Geo Portal:

**Figura 11. Zona de amenaza sísmica para microzonificación**



Fuente: Geo Portal Sire. 2018

**Figura 12. Datos para microzonificación**

DESCRIPCION	Zonas de respuesta sísmica de Bogotá, FOPAE 2010
RESPUESTA SISMICA	Aluvial 200
ID_ZRS	14
Ao_475	0,16
Fa_475	1,05
Fv_475	2,10
Ao_225	0,14
Fa_225	1,10
Fv_225	2,50
Ao_31	0,07
Fa_31	1,20
Fv_31	2,90
TL	3,50

[Acercar a](#)

En el apartado A.2.5.2 – Coeficiente de importancia, se determina el factor que afectará el espectro de diseño y por ende las fuerzas involucradas de acuerdo al grupo de uso al que pertenece la estructura. Según el Título A y la tabla A.2.5 – 1 Valores del coeficiente de importancia I, se determinó que el coeficiente de importancia del proyecto corresponde a 1.10

**Figura 13. Valores del coeficiente de importancia**

**Tabla A.2.5-1  
Valores del coeficiente de importancia, I**

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Fuente: AIS. Reglamento NSR-10. 2017

Sintetizando la información recopilada, se tiene en cuenta los factores  $A_a$  y  $A_v$  junto con la estratificación del suelo obtenida de la microzonificación sísmica (aluvial 200) clasificándose como un suelo con perfil tipo F para calcular los coeficientes  $F_a$  y  $F_v$ , de manera que, se consigna la información en la tabla a continuación para así, definir los parámetros de ampliación del espectro de aceleración.

**Tabla 2. Factores de ampliación del espectro**

FACTORES DE AMPLIACIÓN DEL ESPECTRO POR EFECTOS DE SITIO	
$F_a$	1,05
$F_v$	0,10
$A_a$	0,15
$A_v$	0,20
Coeficiente de importancia de la edificación	1,00

Fuente: Autor



Para realizar el análisis sísmico, en primer lugar, se calcula el periodo fundamental ( $T_a$ ) por medio de la ecuación:

$$T_a = C_t * h^\alpha$$

En donde:

$T_a$ : Periodo fundamental

$C_t$ : Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura según en A.4.2.2

$h$ : Altura total de la edificación

$\alpha$ : Exponente para ser utilizado en el calculo del periodo fundamental según la tabla A.4.2.2

Mediante la Tabla A.4.2 – 1 del reglamento, se determinan los valores de  $C_t$  y  $\alpha$  equivalentes a 0,047 y 0,9 respectivamente.

**Figura 14. Valores de los parámetros para el cálculo del periodo aproximado**

**Tabla A.4.2-1**  
Valor de los parámetros  $C_t$  y  $\alpha$  para el cálculo del período aproximado  $T_a$

Sistema estructural de resistencia sísmica	$C_t$	$\alpha$
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros $C_t$ y $\alpha$ , donde $C_w$ se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Fuente: AIS. Reglamento NSR-10. 2017

De esta manera el valor de  $T_a$  se calcula así:

$$T_a = 0,047 * 11,19^{0,9}$$

$$T_a = 0,41 \text{ s}$$

Posterior a calcular el periodo fundamental, se realiza el cálculo del espectro de aceleración para el diseño de la estructura (ver anexo 4). De tal manera que, se calcula el periodo corto para definir la fórmula con la que se va a calcular según el reglamento, el valor del espectro de desplazamiento de diseño para un periodo de vibración dado determinado como ( $S_a$ ), también definido como la máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

De esta manera, al calcular los valores de la microzonificación sísmica se obtienen los valores de los periodos corto y largo con los que posteriormente se calculará los valores de  $S_a$  mediante las tres (3) fórmulas planteadas en el reglamento.

Para la determinación del espectro se usa la fórmula:

$$S_a = 2,5A_aF_aI$$

Para obtener el valor de  $S_a$ , es necesario calcular los valores de los coeficientes espectrales de diseño:

**Tabla 3. Coeficientes espectrales de diseño**

Coeficientes espectrales de diseño	
Municipio	Bogotá
Zona de amenaza	Intermedia
Microzonificación	Aluvial 200
$A_a$	0,15
$A_v$	0,2
$A_o$	0,16
$F_a$	1,05
$F_v$	0,1
$T_c$	1,28
$T_L$ :	3,5
Tipo de suelo	F
Coef. Importancia	1,1

Fuente: Autor

**Tabla 4. Determinación del coeficiente de capacidad de disipación de energía**

DETERMINACIÓN COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	
Sistema estructural:	Pórticos en concreto reforzado
Capacidad de disipar energía:	DMO
Valor $R_o$ :	5,00
Irregularidad en planta $\phi_p$ : (1bP)	0,90
Irregularidad en altura $\phi_a$ :	1,00
Irregularidad por ausencia de redundancia $\phi_r$ :	1,00
Valor para ser empleado en el diseño R:	4,50

Fuente: Autor

Los valores que fueron usados para calcular el valor de  $S_a$  en los diferentes periodos se encuentran consignados en el anexo (ver anexo 4) para que así, se calcule y pueda elaborarse la gráfica en la que se representa el espectro de aceleración.

Análisis dinámico con base a un análisis modal (requisitos y criterios normativos al respecto)

De acuerdo al capítulo A.3 del Reglamento, se debe establecer un análisis dinámico en donde se tenga en cuenta desde el sistema estructural de la edificación, así como también las fuerzas sísmicas reducidas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía con los parámetros estipulados en Tabla 4.

Para calcular el coeficiente de capacidad de disipación de energía se utiliza la siguiente ecuación:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_o$$

$$R = 1.00 * 0.9 * 1.00 * 5$$

$$R = 4,50$$

Con este valor, se calcula el espectro de aceleraciones de acuerdo al modelo estipulado en el Capítulo A.3 del reglamento. (Ver anexo 12)

A diferencia del análisis obtenido por medio de la microzonificación sísmica, se obtienen valores de  $S_a$  diferentes. En el análisis dinámico el espectro de aceleraciones arroja un valor de  $T$  (s) para las derivas mayor (0,60s). En cambio, en el análisis sísmico se obtiene un valor menor (0,39s). Para el diseño, el espectro de aceleraciones en el análisis dinámico arroja un valor de  $T$ (s) de 0,13s (valor afectado por el coeficiente de disipación de energía) mientras que, en el análisis sísmico obtenido a partir de los datos de la microzonificación sísmica es de 0,096s. La condición más crítica, se da en el análisis sísmico y por ende, son los periodos utilizados en el diseño de la estructura.

#### 6.1.5 Paso 5 – Características de la estructuración y del material estructural empleado.

Conforme al Capítulo A.3 del reglamento, en este paso se definirá las características de la estructuración del proyecto, así como también los requisitos necesarios para establecer la capacidad de disipación de energía mínima requerida respondiendo a las disposiciones propuestas en los pasos anteriores.

En primer lugar y de acuerdo a la sección A.3.1.2 – Características de la estructuración, se determina el sistema de resistencia sísmica de acuerdo a la sección A.3.2 – Sistemas estructurales donde se establece que la estructura pertenece a un sistema estructural aporticado. (Véase paso uno).

La zona de amenaza sísmica, que ya fue determinada en el paso tres (3), en este paso es especificada en detalle, es así como entrando en detalle se establece que la localidad de Venecia está constituida sobre un suelo con un perfil tipo D (Piedemonte A) con características:

El tipo de material estructural empleado es el concreto estructural reforzado con varillas de acero. El concreto estructural, según SEGURA es un material estructural formado por medio de una mezcla homogénea de:

- ✓ Los agregados inertes finos o arena
- ✓ Los agregados gruesos o grava
- ✓ Cemento hidráulico (actúa como ligante)
- ✓ Agua
- ✓ En algunos casos aditivos para mejorar las propiedades del concreto.

El acero de refuerzo para el concreto con varillas corrugadas, deben cumplir la norma NTC 2289 (ASTM A706M), colocándose dentro de los elementos de concreto como armadura para absorber esfuerzos de tracción, compresión de cortante y torsión.

Es así, con estos dos materiales que se propone utilizar concreto reforzado como material resistente de la estructura, complementándose el acero de refuerzo con el concreto. En tal sentido, el acero es capaz de absorber esfuerzos que el concreto no puede suplir con sus propiedades y teniendo en cuenta que el trabajo de ambos materiales es en conjunto. Cada uno de los materiales tiene resistencias específicas, el concreto por su parte expresa su resistencia en MPa (Mega pascales) o PSI (*pound square inch*) y según el reglamento NSR – 10, el concreto no debe ser inferior a 17 MPa y el acero, expresa su resistencia nominal a la fluencia explicándose como la resistencia a los esfuerzos de tracción y compresión también establecidos en MPa (mega pascales) en el límite de fluencia.

En efecto, al estar definida la zona de amenaza sísmica, tipo de material estructural empleado, la forma en la que se pondrán los elementos estructurales y que responda satisfactoriamente a movimientos sísmicos, por medio de su capacidad de disipación de energía, altura de la edificación y grado de irregularidad se definen

los parámetros con los cuales la estructura resistirá dichas fuerzas sísmicas y como se ven afectados los elementos ante características geométricas.

Según el reglamento NSR – 10, se tiene en cuenta el desempeño sísmico esperado y el nivel de amenaza sísmica para definir la capacidad de disipación de energía.

**Figura 15. Opciones de capacidad de disipación de energía**

**Tabla 1.** Opciones de grados de capacidad de disipación de energía en función de la amenaza sísmica establecidos en NSR-10

Capacidad de disipación de energía	Zona de amenaza sísmica		
	BAJA	MEDIA	ALTA
Mínima (DMI)	✓		
Moderada (DMO)	✓	✓	
Especial (DES)	✓	✓	✓

Fuente: AIS (2012).

Fuente: Revista Universidad Distrital, 2014

De manera que, para la ciudad de Bogotá se define una capacidad de disipación de energía Moderada (DMO).

En la sección A.3.1.3 – Capacidad de disipación de energía mínima requerida, se estipula el grado de disipación de energía de acuerdo a al tipo de material y las características del sistema de resistencia sísmica correspondientes a la zona de amenaza sísmica definida. Conforme a las disposiciones expuestas anteriormente, en la Tabla A.3 – 3 Sistema estructural de pórtico resistente a momentos.

#### 6.1.6 Paso 6 – Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis

Definición del procedimiento de análisis sísmico de la estructura según el Capítulo A.3 del reglamento que incluye:

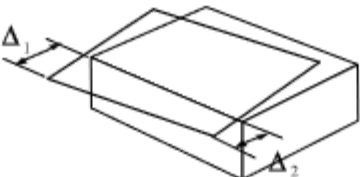
- Regularidad e irregularidad de la estructura (planta y altura)
- Grado de redundancia o ausencia de ella
- Altura
- Características del suelo
- Nivel de amenaza sísmica

Para determinar la regularidad o irregularidad del sistema en planta, se toma como referente la Tabla A.3-6 y Tabla A.3-7 con las irregularidades tanto en planta, como en altura. Entonces, en altura no presenta ninguna irregularidad, pero en planta presenta dos irregularidades, que son:

Tipo 1aP – Irregularidad Torsional (Tabla 1)

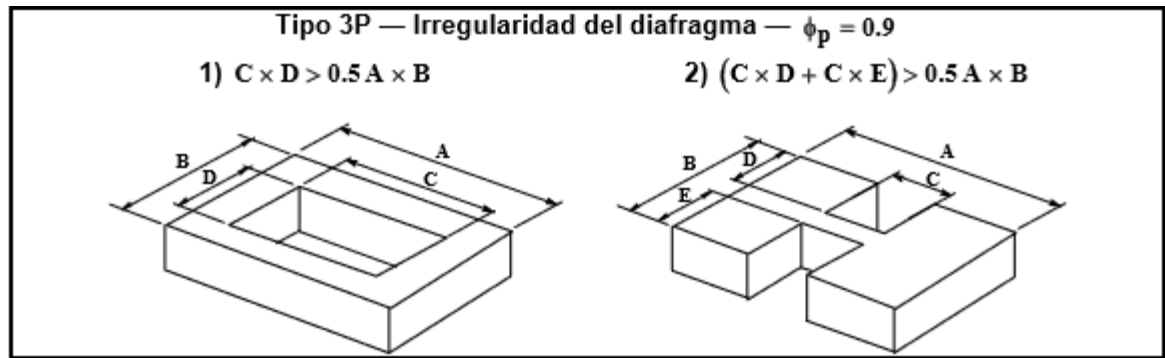
Tipo 3P – Irregularidad del diafragma (Tabla 2)

**Figura 16. Irregularidad torsional**

<p><b>Tipo 1aP – Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_p = 0.9</math>  <math>1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 &gt; 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)</math></p>	<p><b>Tipo 1bP – Irregularidad torsional extrema</b>  <math>\phi_p = 0.8</math>  <math>\Delta_1 &gt; 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)</math></p>
	

Fuente: Fuente: AIS. Reglamento NSR-10. 2017

Figura 17 Irregularidad del diafragma



Fuente: AIS. Reglamento NSR-10 2017

Teniendo en cuenta el área total del proyecto, correspondiente a  $1161,64 \text{ m}^2$  y con un vacío en la parte central equivalente a  $638,80 \text{ m}^2$ , se calcula la irregularidad torsional de acuerdo a la fórmula de tipo 3P así:

$$C * D > 0,5A * B$$

$$638,80\text{m}^2 > 0,5 * 1164,64\text{m}^2$$

$$638,80\text{m}^2 > 580,11\text{m}^2$$

En consecuencia, la estructura si presenta irregularidad del diafragma debido al vacío de un área considerable ubicado en el piso dos (2) de la edificación.

Entonces, las dos irregularidades deberán ser afectadas por un factor equivalente a 0.9, pero sólo se considera una, en caso dado, si una irregularidad tuviera factor 0.8 y la otra 0.9, se escoge la que tenga el menor factor.

#### 6.1.7 Paso 7 – Determinación de las fuerzas sísmicas

De acuerdo al paso cuatro, se obtiene el valor de  $V_s$ :

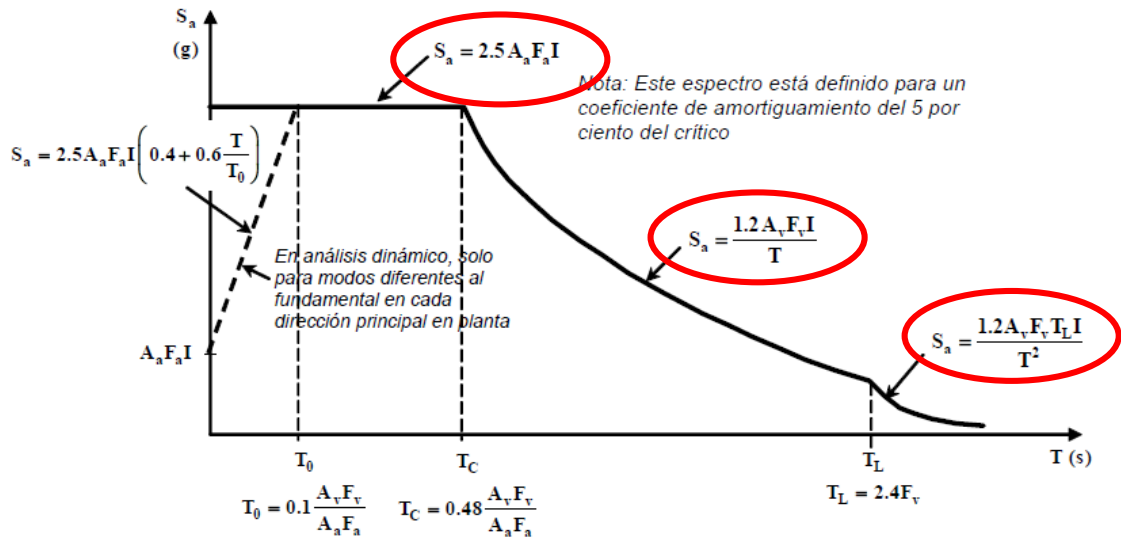
Siendo consecuente con el sistema estructural empleado, de acuerdo al reglamento en la sección A.3.4.2 – Método de análisis a utilizar del Capítulo A.3, se determinan



las fuerzas sísmicas mediante el método de la fuerza horizontal equivalente, ya que este método permite ser utilizado en todas las estructuras sin importar su regularidad de hasta 20 niveles. Mediante la información obtenida en el proceso de diseño con el programa matemático ETABS se calcula el cortante basal y se compara con el exigido en el reglamento NSR – 10. Según los cálculos realizados (ver anexo 5), se obtuvo el valor de Vs correspondiente a 865,23 Ton.

En este paso, se tiene en cuenta el valor de Sa obtenido mediante las tres (3) fórmulas del espectro de aceleración según A.2.6 – Espectro de diseño y posteriormente se escoge el mínimo valor obtenido.

**Figura 18. Espectro de aceleración**



Fuente: Fuente: AIS. Reglamento NSR-10. 2017

Es necesario calcular el valor por medio de las tres (3) fórmulas de Sa para posteriormente escoger el valor mínimo obtenido que será usado en el cortante basal.

**Tabla 5. Cálculo del cortante basal**

**CALCULO DEL CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA - MODELO**

<b>S<sub>a</sub>=</b>	<b>0,96</b>		obtenido del modelo
<b>g =</b>	9810	mm/s <sup>2</sup>	
<b>M=</b>	916,66	Mg	masa obtenida del modelo
<b>V<sub>s</sub>=</b>	<b>8652,27</b>	kN	

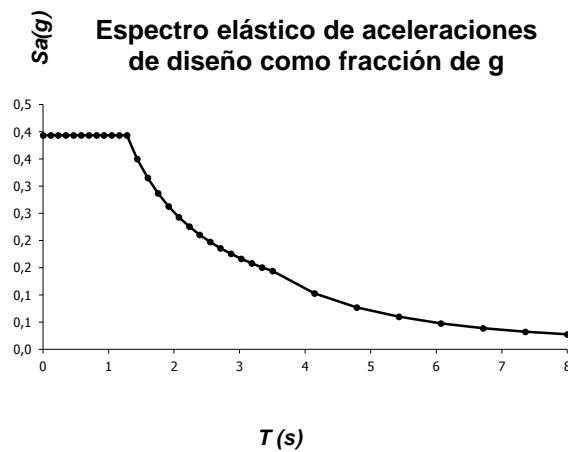
**ESTRUCTURA REGULAR** SI

Fuente: Autor

**6.1.8 Paso 8 – Análisis sísmico de la estructura**

Según el reglamento<sup>20</sup>, se aplican los movimientos sísmicos de diseño prescritos según A.3. En este paso no se tiene en cuenta el coeficiente de capacidad de disipación de energía, el factor denominado como R y según el método del paso seis (6) se determinan los desplazamientos máximos que se imponen en los movimientos sísmicos de diseño a la estructura obtenidos en el paso cuatro (4) y las fuerzas internas.

**Gráfica 1. Espectro de aceleración de diseño como fracción de g**



Fuente: Autor

<sup>20</sup> *Ibíd.*, p.29

### 6.1.9 Paso 9 – Desplazamientos horizontales

Según el Capítulo A.6<sup>21</sup>, se evalúan los desplazamientos horizontales teniendo en cuenta los efectos torsionales de toda la estructura y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos). En consecuencia, se revisan los desplazamientos tanto en X como en Y, verificando que el desplazamiento no exceda el 1% de acuerdo al método de la fuerza horizontal equivalente.

**Figura 19. Tabla de desplazamientos horizontales según memorias obtenidas en ETABS**

CUBIERTA	COMBDER1 Max	X	26.849	19.479	1.378
CUBIERTA	COMBDER1 Max	Y	23.39	15.119	1.547

Fuente: Autor

### 6.1.10 Paso 10 – Verificación de las derivas

Comprobación para que las derivas no excedan los límites del Capítulo A.6 en donde se determinan las derivas máximas de la estructura de acuerdo a las irregularidades que presente la estructura.

De manera que, según la sección A.6.4.1 – Deriva máxima, la deriva máxima para cualquier piso no deberá exceder los límites planteados en la tabla A.6.4 – 1 Derivas máximas como porcentajes de  $h_{pi}$  (es decir, la altura del piso).

**Figura 20. Derivas máximas según SNR-10**

**Tabla A.6.4-1**  
Derivas máximas como porcentaje de  $h_{pi}$

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left( \Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left( \Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Fuente: AIS. Reglamento NSR-10. 2017

<sup>21</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Título A, capítulo A.6. Bogotá D.C.: El instituto, 2017.

Como resultado, según las memorias de cálculo (ver anexo 3), en la Tabla 5.5 *Story Drifts*, se obtienen las derivas de todos los pisos considerando las cargas de servicio como las sísmicas obteniéndose valores menores al uno por ciento (1%).

**Figura 21. Derivas obtenidas**

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
CUBIERTA	Dead	Y	0.000321	5	29.87	0	11.19
CUBIERTA	Live	Y	2.8E-05	5	29.87	0	11.19
CUBIERTA	MUROS	Y	1.3E-05	4	17.07	0	11.19
CUBIERTA	SISMOXDIS Max	X	0.000711	10	42.82	11	11.19
CUBIERTA	SISMOXDIS Max	Y	0.00019	21	17.07	22	11.19
CUBIERTA	SISMOYDIS Max	Y	0.001581	22	29.87	22	11.19
CUBIERTA	SISMOXDER Max	X	0.004479	10	42.82	11	11.19
CUBIERTA	SISMOXDER Max	Y	0.001195	21	17.07	22	11.19
CUBIERTA	SISMOYDER Max	Y	0.009957	22	29.87	22	11.19
CUBIERTA	COMB1DIS	Y	0.000449	5	29.87	0	11.19
CUBIERTA	COMB2DIS	Y	0.000429	5	29.87	0	11.19

Fuente: Autor

#### 6.1.11 Paso 11 – Combinación de las diferentes solicitaciones

Dando continuidad, se realiza la combinación de cargas en donde se tiene en cuenta la disipación de energía y también, se consideran factores (efectos sísmicos reducidos de diseño) mediante el Título B del reglamento. En la sección B.2.4.2 – Combinaciones básicas, el reglamento especifica que, la resistencia de la estructura debe ser igual o mayor que los efectos producidos por las cargas mayoradas.

Las combinaciones de carga se efectuaron bajo condiciones de diseño, derivas, cortante y para las columnas, en donde para los cuatro (4) casos, se consideraron las fuerzas que sismo que actúan sobre la estructura para obtener las máximas derivas y obteniendo la envolvente solo con las combinaciones de diseño de acuerdo a la ecuación B.2.4 – 5 del reglamento en donde se tiene en cuenta:

$$1.2D + 1.0E + 1.0L$$

En donde (D) es la carga muerta, (E) los efectos sísmicos y (L) la carga viva de la edificación. Sin embargo, el reglamento enumera siete (7) ecuaciones en donde se tienen en cuenta todos los factores que deben afectar cualquier tipo de carga que deba soportar la estructura así:

**Figura 22. Combinaciones de carga**

$1.4(D+F)$	(B.2.4-1)
$1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-2)
$1.2D+1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)+(L \text{ ó } 0.8W)$	(B.2.4-3)
$1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-4)
$1.2D+1.0E+1.0L$	(B.2.4-5)
$0.9D+1.6W+1.6H$	(B.2.4-6)
$0.9D+1.0E+1.6H$	(B.2.4-7)

Fuente: AIS, Reglamento SNR-10

### 6.1.12 Paso 12 – Diseño de los elementos estructurales

De acuerdo a las características del proyecto ya descritas en cuanto a resistencia sísmica y material estructural empleado, los elementos deben diseñarse y detallarse de acuerdo a los requisitos propios del grado de disipación de energía y de esta manera, responder ante la ocurrencia de un sismo en el rango inelástico de respuesta y cumplir los objetivos de las normas sismo resistentes. El diseño final, se hace para los valores más desfavorables de las combinaciones de carga.

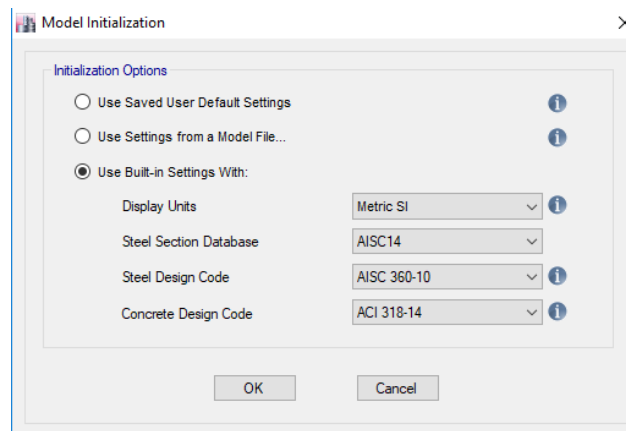
## 6.2 DISEÑO DE ETABS

### 6.2.1 PRE-PROCESO

#### 1. UNIDADES, CODIGO DE DISEÑO

Para comenzar, al crear un nuevo proyecto en el programa de simulación ETABS 2016, es indispensable establecer las unidades métricas y el código de diseño con el cual se ejecutará el proceso de diseño, siendo en este caso las Unidades del Sistema Internacional, SI, y el código de diseño americano, versión más actualizada, *American Concrete Institute*, ACI 318-14, puesto que el Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR – 10, se encuentra basado en el anteriormente mencionado.

**Figura 23. Unidades**

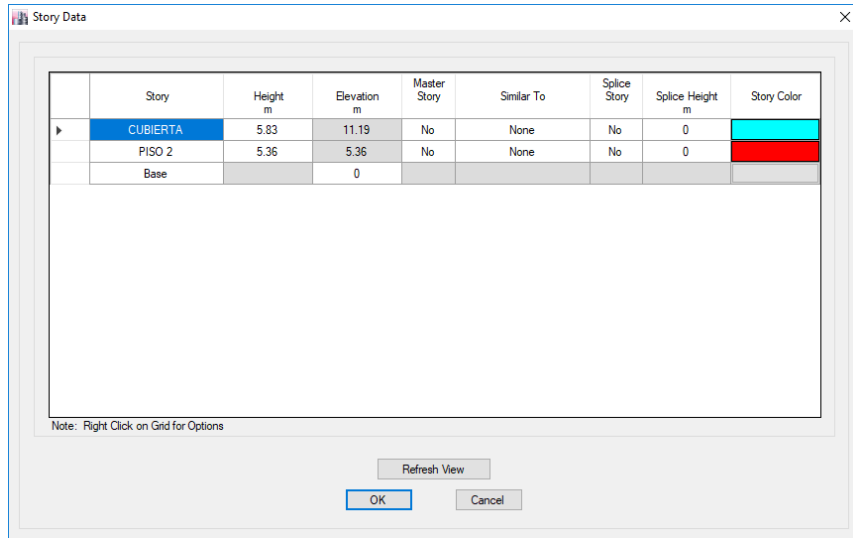


Fuente: Autor

#### 2. EJES Y ALTURAS

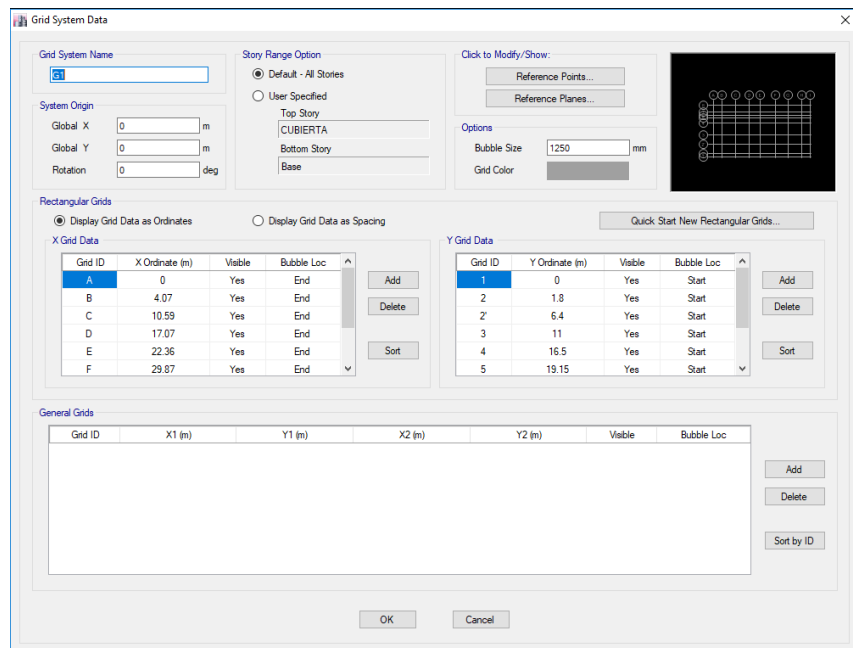
Se procede a indicar los ejes y las alturas del proyecto, los cuales deben ser correspondientes con los planos arquitectónicos, cabe resaltar que en algunos casos será necesario crear ejes virtuales para facilitar el proceso de dibujo, además, en las alturas se consideran que van de fino a fino.

**Figura 24. Ventana de alturas libres**



Fuente: Autor

**Figura 25. Ventana de ejes**

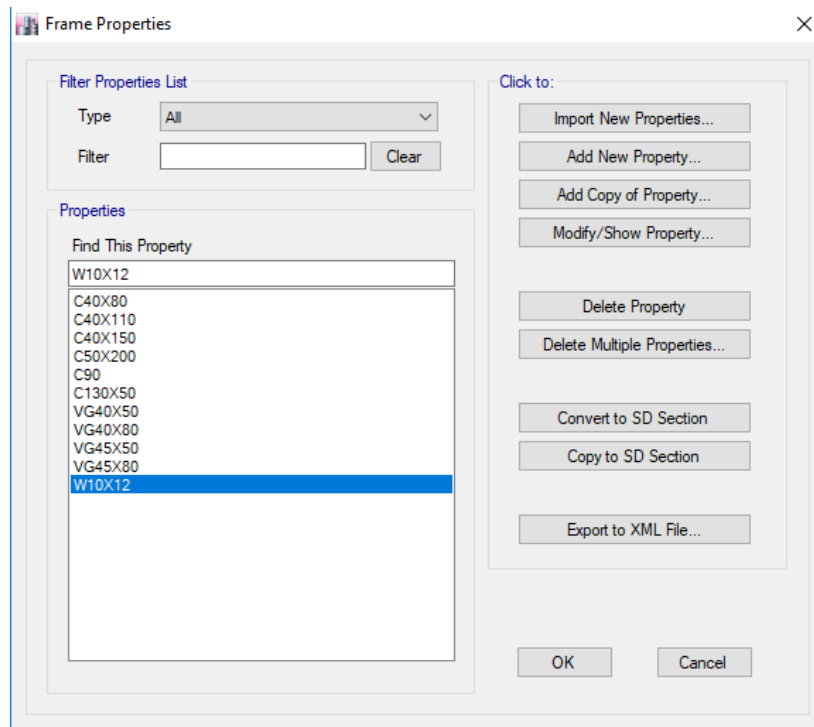


Fuente: Autor

### 3. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS Y MATERIALES

Ahora, se establecen las secciones transversales de cada uno de los elementos que hacen parte del sistema estructural, es decir, vigas y columnas, considerando el tipo de material, en este caso los entrepisos tendrán concreto de 3000 PSI (21MPa), y las columnas de 4000 PSI (28MPa), adicional, es necesario indicar el tipo de diseño a cada elemento, siendo, diseño P-M2-M3 para elementos tipo columna, y diseño M3 para elementos tipo vigas.

**Figura 26. Ventana de propiedades**



Fuente: Autor



**Figura 27. Ventana de especificaciones para concreto de 3000 Psi**

Fuente: Autor

**Figura 28. Ventana de especificaciones para concreto de 4000 Psi**

Fuente: Autor

**Figura 29. Ventana tipo de diseño para elemento de viga**

Fuente: Autor

**Figura 30. Ventana de tipo de diseño para elemento columna**

Fuente: Autor

### 6.2.3 PROCESO

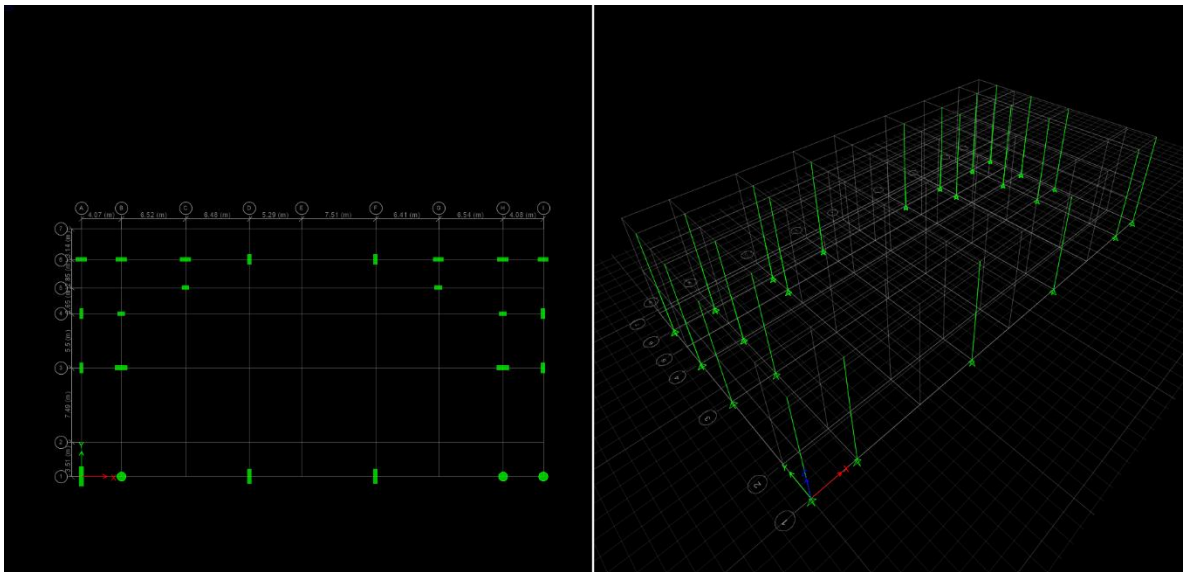
Luego de haber realizado el proceso de entrada de datos, es consecuente realizar el montaje de la estructura, mediante la geometría de la misma, además de establecer las cargas, tipos de cargas y combinaciones de carga, espectros de derivas y de diseño, entre otros.

#### 1. REALIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA

Para realizar el trazado de las columnas es importante identificar que en la esquina inferior derecha se encuentra la opción de trabajar en un solo nivel o en todos los niveles, así que, será ideal trabajar en la opción de todos los niveles para facilitar el proceso. Ahora, en cuanto a las vigas, la opción anteriormente nombrada brinda el mismo beneficio, adicional, que presenta una opción en la cual se puede trabajar simultáneamente en todos los pisos tipo.

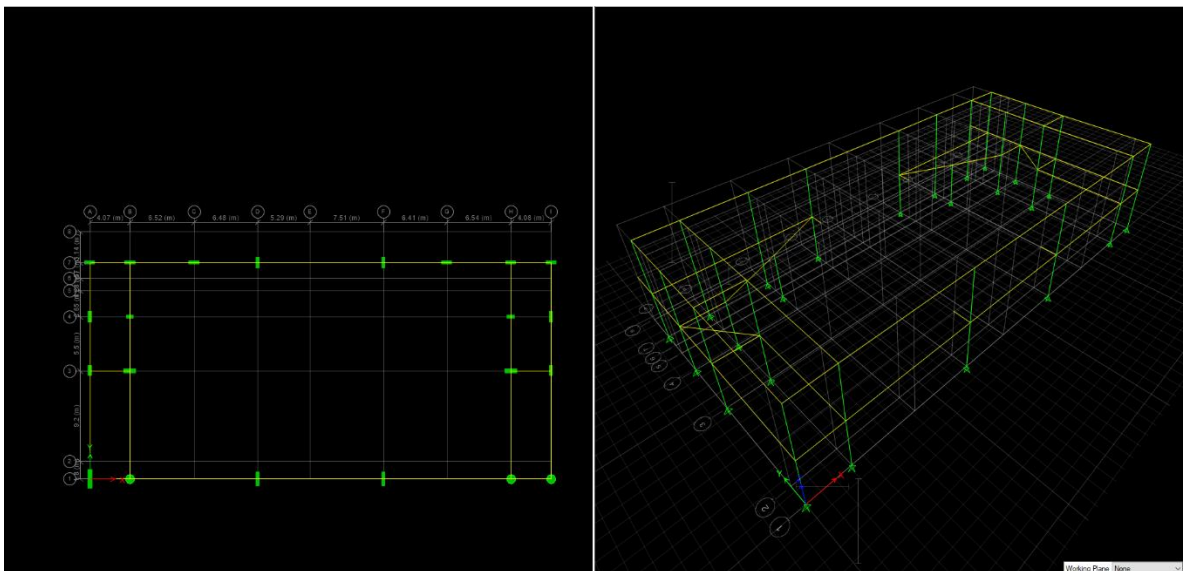
Es importante conservar la correspondencia entre las propiedades de los elementos que se encuentran en los planos estructurales y las propiedades que se le asigna a cada elemento en el proceso, además del sentido de las columnas.

**Figura 31. Localización de columnas dentro del modelo matemático ETABS**



Fuente: Autor

**Figura 32. Localización de columnas en el modelo matemático ETABS**

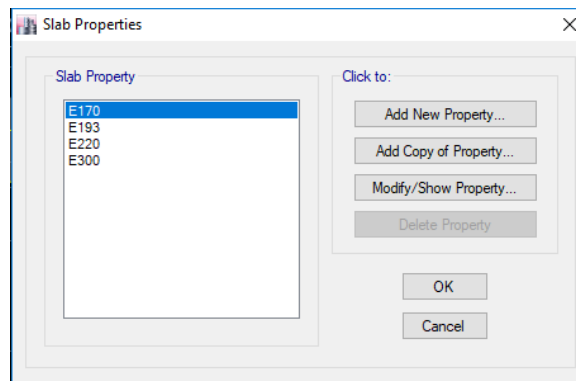


Fuente: Autor

## 2. ESPESOR EQUIVALENTE

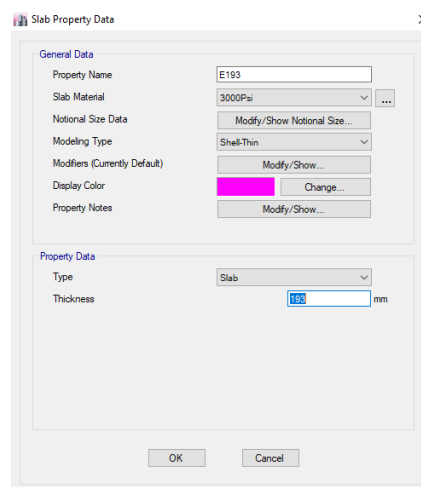
Por otra parte, el espesor equivalente es una manera de indicar el peso propio que tiene cada entrepiso, en el que se realiza el avalúo de cargas para las zonas en las que se cuenta con y sin muros de mampostería, lo cual varía la carga por peso propio, dicha carga debe ser dividida sobre el peso unitario del concreto reforzado, 2.4 Ton/m<sup>3</sup>, generando el espesor que debe tener una losa maciza para representar la carga de dichas losas aligeradas. Posteriormente, al asignar los diferentes espesores equivalentes, se indica en cada losa el tipo de espesor respectivo.

**Figura 33. Tipos de espesor equivalente**



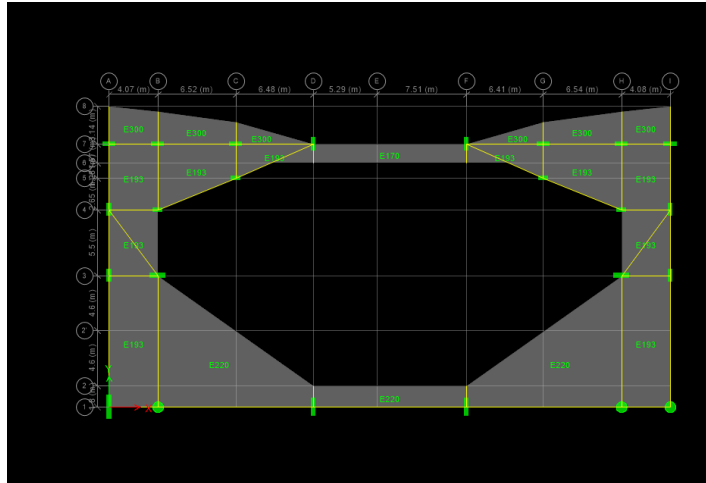
Fuente: Autor

**Figura 34. Ejemplo de espesor equivalente 193 mm (0,463 Ton/m<sup>2</sup>)**



Fuente: Autor

**Figura 35. Asignación de espesores equivalentes**

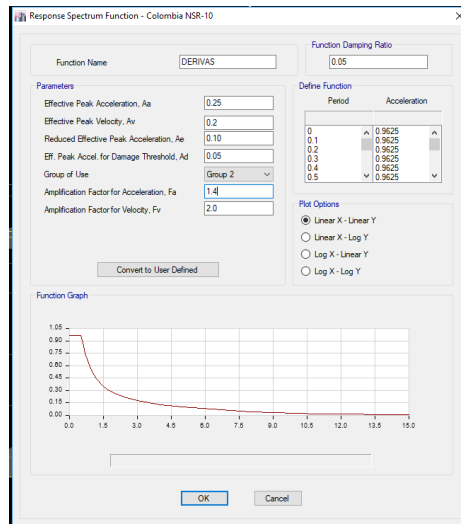


Fuente: Autor

### 3. ESTABLECER LOS ESPECTROS DE DERIVAS Y DISEÑO

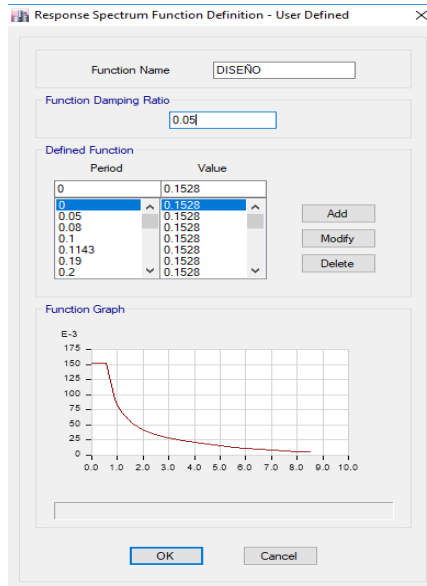
Para los espectros de derivas y diseño, el programa permite establecer el espectro de derivas mediante los parámetros sísmicos que menciona la NSR-10, tal y como se indica, por otra parte, el espectro de diseño lo permite importar del análisis sísmico realizado mediante Excel.

**Figura 36. Espectro de derivas**



Fuente: Autor

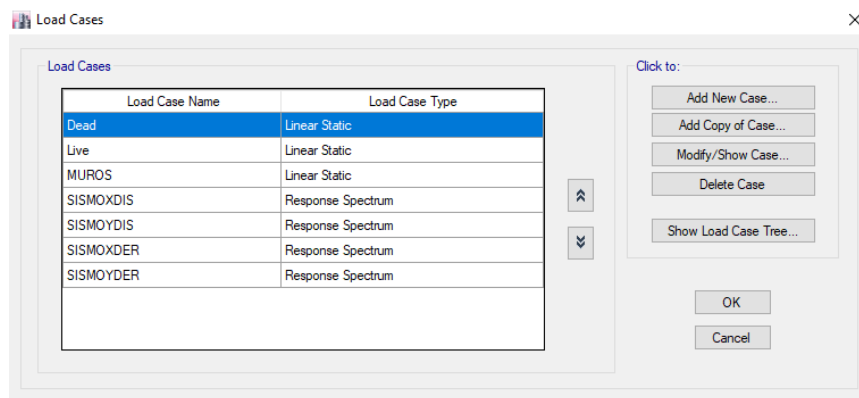
**Figura 37. Espectro de diseño**



Fuente: Autor

Luego de indicar los espectros, se establecerán los casos de carga para los sismos, indicando sismo en X, y sismo en Y para derivas y diseño.

**Figura 38. Casos de carga**

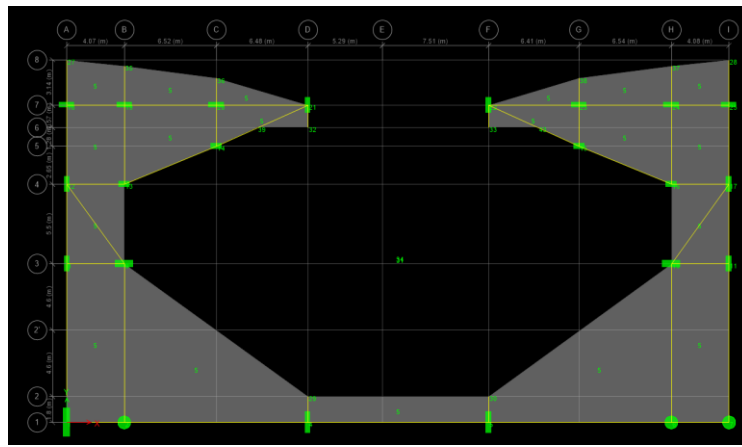


Fuente: Autor

#### 4. CARGAR LA ESTRUCTURA

Para cargar la estructura, se deben indicar las cargas vivas que actuarán sobre los entrepisos, según el reglamento NSR – 10, Título B, tabla B.4.2.1-1. Por lo tanto, la carga viva para el segundo piso será considerada de Graderías, a la cual corresponde  $0.500\text{Ton}/\text{m}^2$  o  $5.00\text{kN}/\text{m}^2$ , por cuestiones de la actividad vibratoria al ser un centro cultural (religioso).

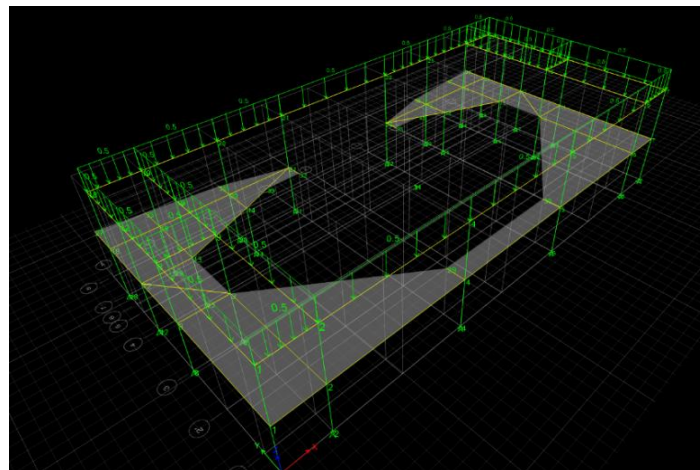
**Figura 39. Carga viva en segundo piso**



Fuente: Autor

Mientras que, para la cubierta, se considerará una carga viva de  $0.050\text{Ton}/\text{m}^2$  o  $0.500\text{kN}/\text{m}^2$ , por cuestiones de mantenimiento.

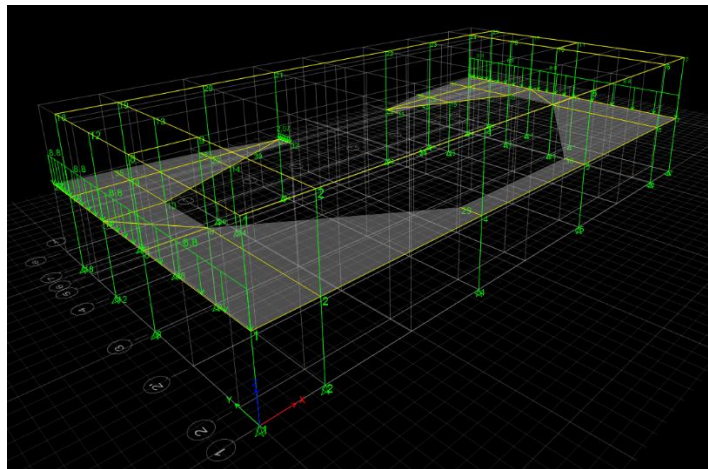
**Figura 40. Carga viva en cubierta**



Fuente: Autor

Por otra parte, la carga que proporcionan los muros de mampostería confinada en la fachada se deberá cargar exactamente sobre la viga en la cual se encuentran apoyados, luego de realizar el avalúo de carga de los muros de fachada, se encuentra que la carga es de 8.8kN/m, uniformemente, como se indica a continuación.

**Figura 41. Carga de muros de mampostería confinada para fachada**



Fuente: Autor

## 5. COMBINACIONES DE CARGA

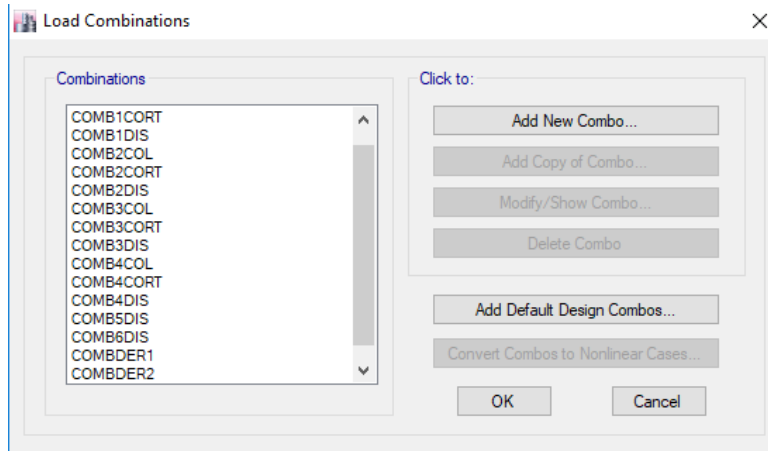
Después de contar con los casos de carga necesarios, se procede a indicar las combinaciones de carga, las cuales son mencionadas en el Título B<sup>22</sup>, sección B.2.4.2. Adicionalmente, las combinaciones de carga que cuenten con sismo deben ser modificadas por factores, con la finalidad verificar el cumplimiento del cortante en las vigas, y en las columnas, siendo el factor para las vigas de 2 y el factor para las columnas de  $\Omega$ , siendo en este caso 3, por ser un sistema estructural de pórticos resistentes a momento, por lo tanto, las combinaciones son las siguientes, sin embargo, se encuentran en la memoria de cálculos. (Véase en anexo 3).

---

<sup>22</sup> *Ibíd.*, p. 29



**Figura 42. Combinaciones de carga**

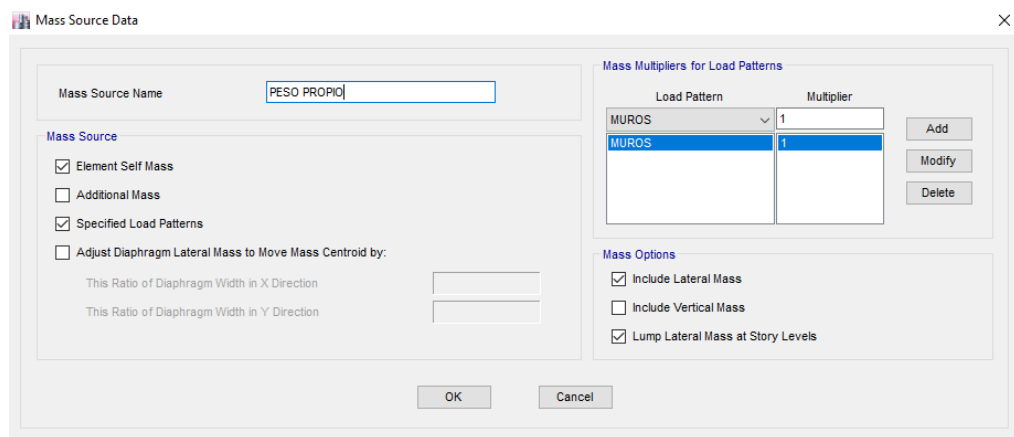


Fuente: Autor

## 6. ESTABLECER FUENTE DE MASA – PESO PROPIO

En la fuente de masa, se indica cuáles son los factores que van a darle la magnitud a la carga muerta por peso propio, por lo tanto, entran en consideración el Peso propio de cada uno de los elementos del sistema estructural y las cargas adicionales especificadas, en este caso los muros de mampostería que se encuentran en la fachada.

**Figura 43. Fuente de masa – peso propio**

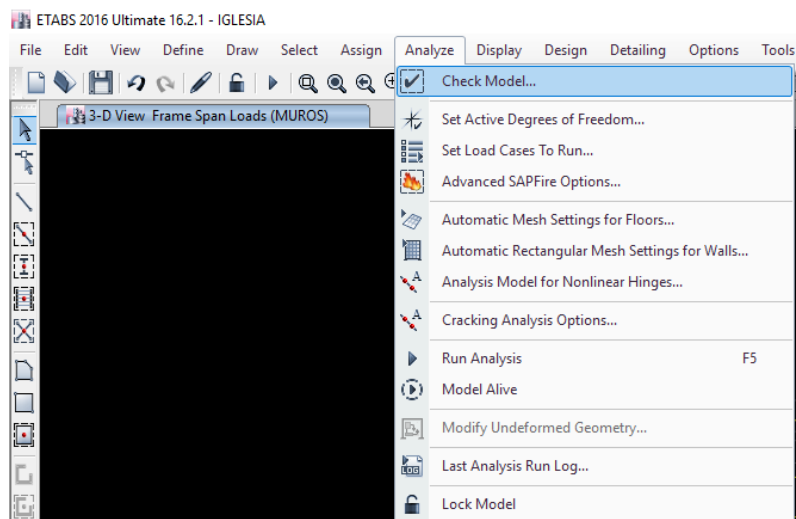


Fuente: Autor

## 7. CHEQUEO DEL MODELO

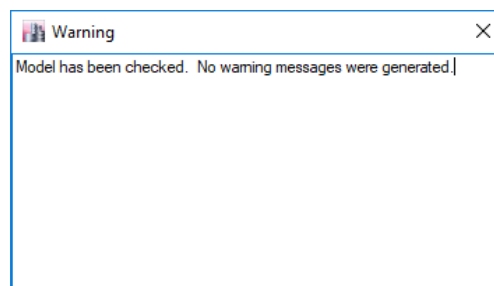
El programa ETABS 2016, permite realizar un chequeo al modelo con la finalidad de verificar que no se cuente con errores de geometría o errores de falta de lógica, entre otros. Si se indica que no presenta ningún tipo de error, el modelo está listo para ser simulado.

**Figura 44. Pestaña de chequeo del modelo**



Fuente: Autor

**Figura 45. Verificación del modelo comprobado**



Fuente: Autor

### 6.2.3 POST PROCESO

Después de haber chequeado el modelo, fue simulado y se obtuvieron los resultados consignados en las memorias de cálculo (ver anexo 3)

## 6.3 VERIFICACIÓN

### 6.3.1 Verificación del acero de refuerzo existente

El refuerzo mínimo requerido ( $A_s$ ) en los elementos que son sometidos a flexión se establece en el Capítulo<sup>23</sup> C.10.5.1 – Refuerzo mínimo en los elementos sometidos a flexión, que se obtiene por medio de:

$$A_{s, \min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$$

Sin ser menor que:

$$1,4b_w d / f_y$$

Donde:

$f'c$  y  $f_y$  son propiedades de los materiales con los que se diseña el elemento  
 $b_w$  y  $d$  corresponden a las dimensiones útiles del elemento.

Una vez se ha establecido todo el diseño estructural de la edificación, las memorias de cálculo finalmente, determinan el valor que debe llevar cada elemento en milímetros cuadrados ( $\text{mm}^2$ ) y que debe ser correspondiente a la cantidad y número de varillas en acero que van a reforzar al elemento diseñado en concreto.

---

<sup>23</sup> ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Tomo 2, Título C. Bogotá D.C.: El instituto, 2017.

De manera que, se calcula el valor que es capaz de cubrir cada varilla comercial de acuerdo a su diámetro así:

**Tabla 6. Diámetros de varillas comerciales**

Nomenclatura de la varilla	Diámetro en pulgadas (pulgadas)	Diámetro en centímetros (centímetros)
#3	3/8	0,9525
#4	1/2	1,27
#5	5/8	1,5875
#6	3/4	1,905
#7	7/8	2,2225
#8	1	2,54

Fuente: Autor

Se calcula el área de cada una de las varillas de la forma mostrada según la ecuación expuesta a continuación correspondiente al cálculo de área transversal de acuerdo al diámetro de la varilla siendo irrelevante las unidades en las que sea calculada en el ejemplo, se determina el valor del área que recubre la varilla #3, y así, se procede con el resto de varillas.

$$a = \frac{\pi * (\text{diámetro})^2}{4}$$

$$a = \frac{\pi * 0,9525^2}{4}$$

$$a = 0,7125 \text{ cm}^2$$

**Tabla 7. Cuantía de acero de refuerzo de una varilla comercial**

Nomenclatura de la varilla	As (pulgadas <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
#3	0,1104	0,7125
#4	0,1963	1,2664
#5	0,3068	1,9793
#6	0,4418	2,8503
#7	0,6013	3,8793
#8	0,7854	5,0671

Fuente: Autor

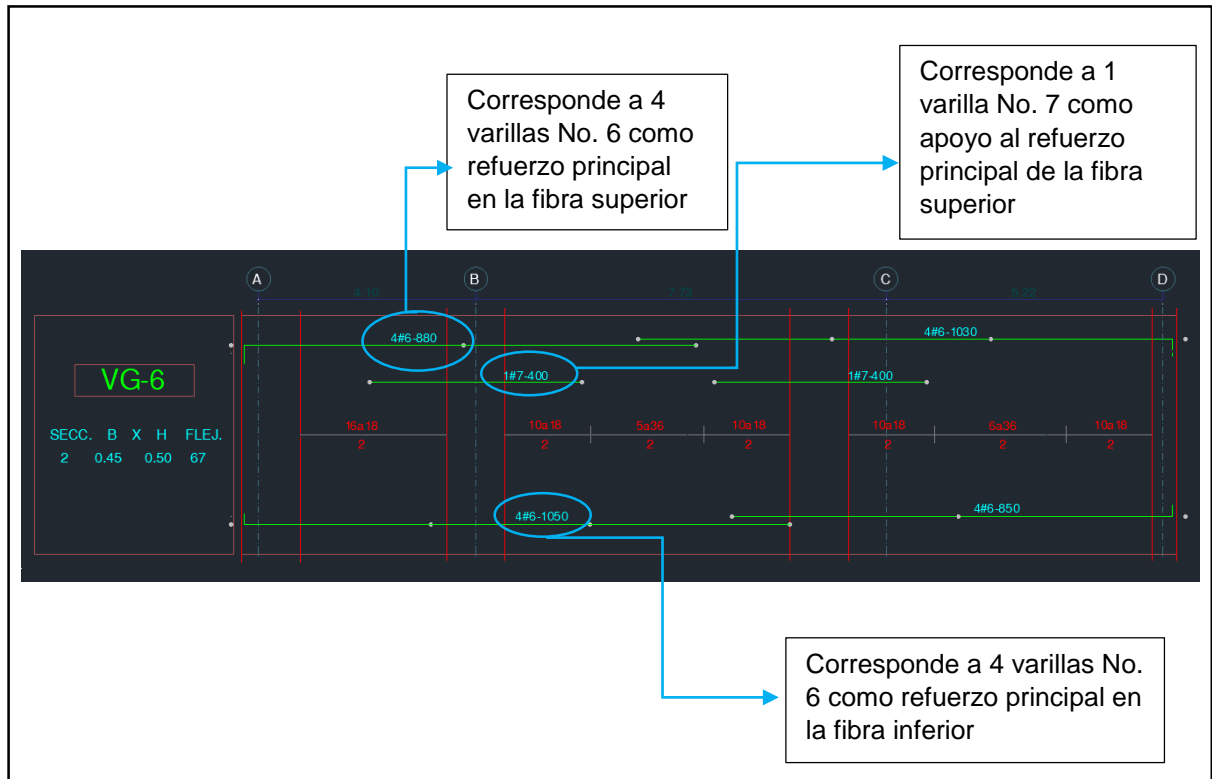
**NOTA:** Para efectos del cálculo en cada uno de los elementos, se consideran únicamente dos cifras después de la coma.

De acuerdo a esta información, posteriormente se realiza la verificación de cada una de las vigas y columnas calculando la cuantía con la que el concreto estructural que conforman los elementos será reforzado.

### 6.3.2 Verificación de las características del despiece de la viga

La revisión del elemento estructural se hace de la siguiente manera:

**Figura 46. Verificación de cantidad coherente de varillas**

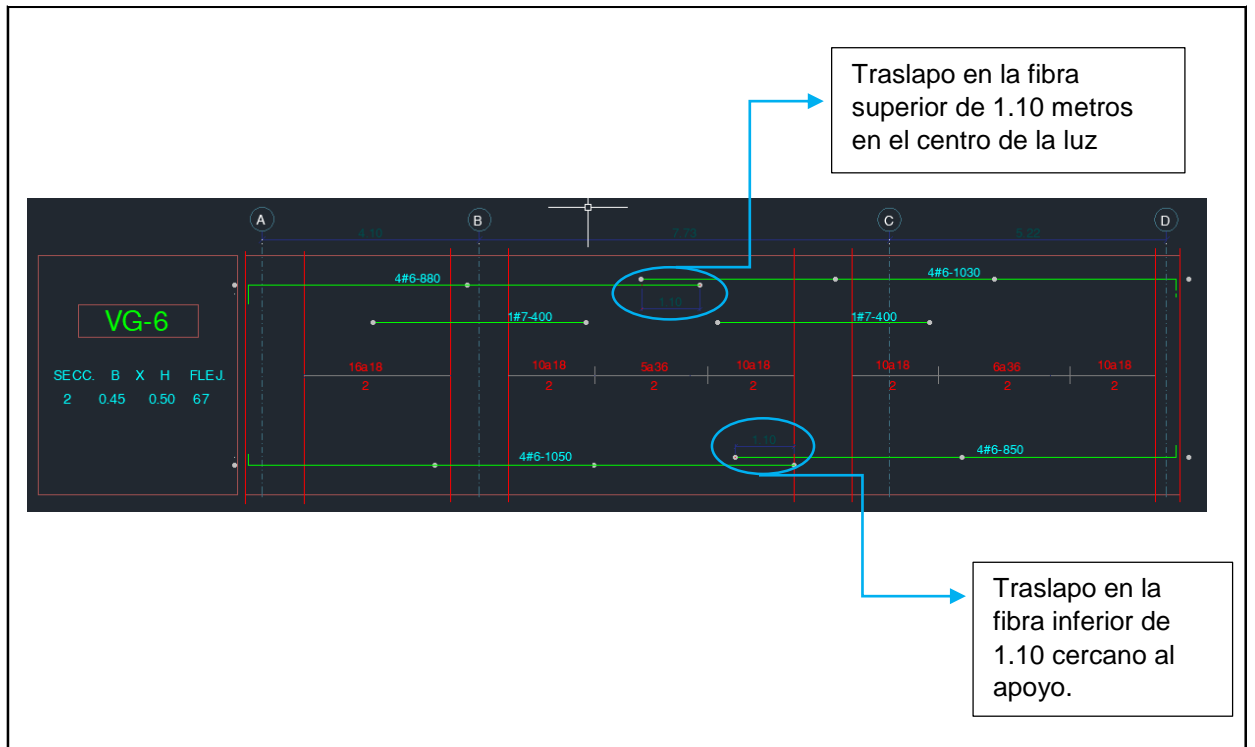


Fuente: Autor

En primer lugar, se verificó que la cantidad de varillas planteadas en el despiece, fuera la adecuada. En el ejemplo de la viga uno, la base de la viga es de 0,45 metros con una altura de 0,50 metros por lo que, pueden distribuirse de manera coherente 8 varillas en las ramas superior e inferior acompañados de bastones en los apoyos de la fibra superior para garantizar, que el cortante de la viga no afecte ni fracture el elemento.

Después de efectuar esta verificación en todas las vigas, se procede a verificar la ubicación y longitud de los traslapos.

Figura 47. Ubicación y longitud de traslajos



Fuente: Autor

La ubicación de los traslajos se efectúa de manera adecuada, en donde en la rama superior se ubica en el centro de la luz, mientras que en la rama inferior se ubica cercano al apoyo dado que la flexión, fenómeno al cual el elemento se expone de manera crítica, necesita ser reforzado en esta zona; en cambio, en la rama superior, se somete a compresión aproximadamente a  $2/3$  de la longitud de la luz. No obstante, los diseños propuestos en los planos, no especifican la resistencia con la que serán construidas las vigas.

En consecuencia, no se ajusta a las especificaciones concretas del reglamento, sin embargo, el traslajo planteado (ver figura 48) está dentro de un margen adecuado acercándose a los requerimientos en donde la varilla tiene suficiente longitud de desarrollo para trabajar.



Figura 48. Cuadro de traslapos y ganchos del plano estructural

NUMERO VARILLA	DETALLE CUADRO GANCHOS ESTANDAR A 90° / 180°	TRASLAPOS REFUERZO MINIMOS	
	LONGITUD REFUERZO	SUPERIOR	INFERIOR
2 - 3	0.10	0.80	0.60
4	0.15	0.80	0.70
5	0.20	0.90	0.80
6	0.25	1.10	1.00
7	0.30	1.30	1.10
8	0.35	1.40	1.20

Fuente: Autor

El reglamento, en el Capítulo C.21.7.5.4<sup>24</sup> establece de acuerdo a la resistencia del concreto a la compresión los traslapos adecuados para cada una de las varillas comerciales como se indica en la Tabla 8. Para el caso en estudio, la resistencia del concreto de las vigas es de 3000Psi equivalente a  $f'c=28$  MPa.

Tabla 8. Traslapos de varilla

TRASLAPOS DE VARILLA PARA CONCRETO DE $f'c=28$ MPa		
VARILLA	TRASLAPO	
	SUPERIOR	INFERIOR
#3	0,7	0,5
#4	0,8	0,6
#5	1,1	0,8
#6	1,2	0,9
#7	1,5	1,1
#8	1,6	1,2

Fuente: Autor

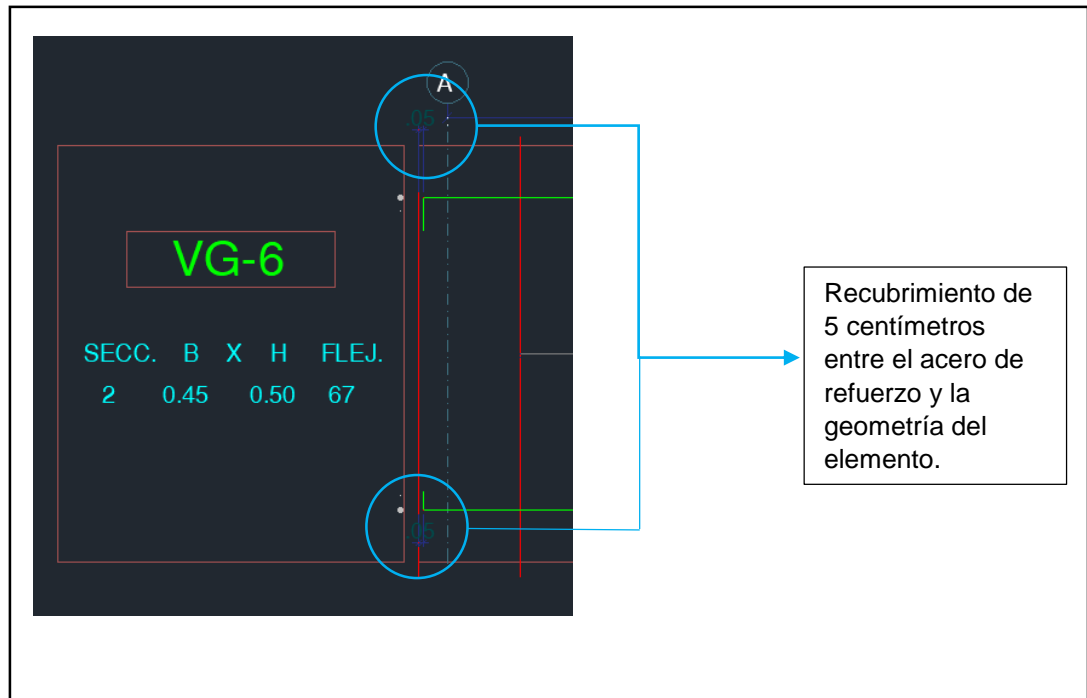
También, es preciso anotar que, las luces entre apoyos de algunas vigas (por ejemplo la viga uno y la nueve) que son de una longitud considerable, necesitan ser

<sup>24</sup> *Ibíd.*, p.64

traslapadas por una varilla adicional, es decir, una varilla de doce metros que es la más larga en la oferta comercial, no es capaz de alcanzar la longitud necesaria para traslaparse cerca al apoyo, por lo que necesita una varilla de longitud más corta a la siguiente varilla del refuerzo, cumpliendo con las especificaciones de los traslapos.

Consecutivamente, se efectúa la verificación del cumplimiento del recubrimiento como se muestra en la figura 48,

**Figura 49. Recubrimientos**



Fuente: Autor

La geometría, dimensiones y apoyos de la viga despiezada cumplen con las mismas características mostradas en la planta conforme al planteamiento arquitectónico.

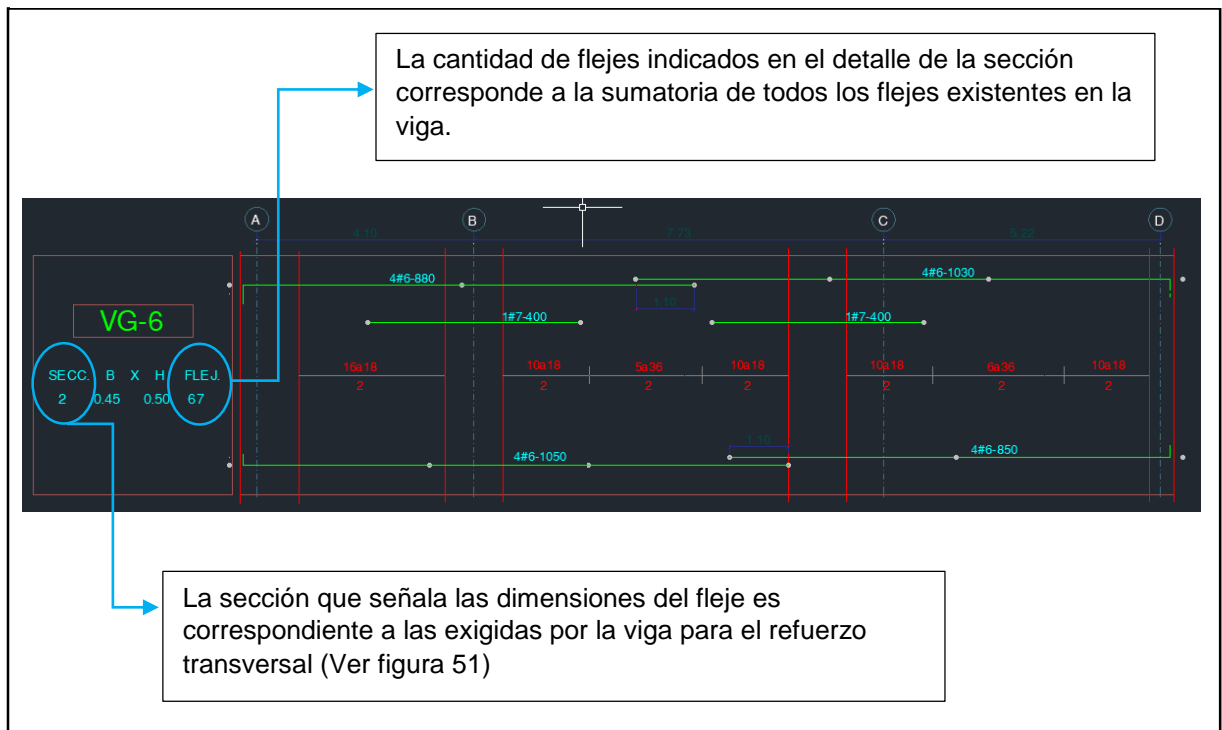
**Figura 50. Verificación de dimensiones en planta**



Fuente: Autor

Dando cumplimiento al Título C del reglamento<sup>25</sup>, en la sección C.11.4 – Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, se plantea este refuerzo como estribos perpendiculares al eje del elemento con un espaciamiento del 75% de la altura del elemento no mayor a 600 milímetros.

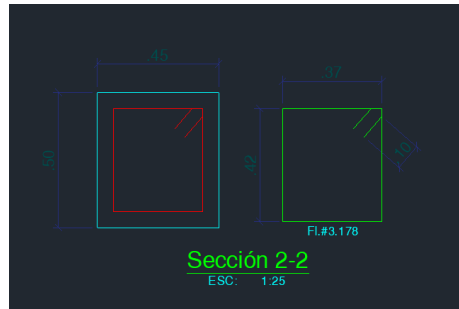
**Figura 51. Flejes de la viga**



Fuente: Autor

<sup>25</sup> *Ibíd.*, p. 64

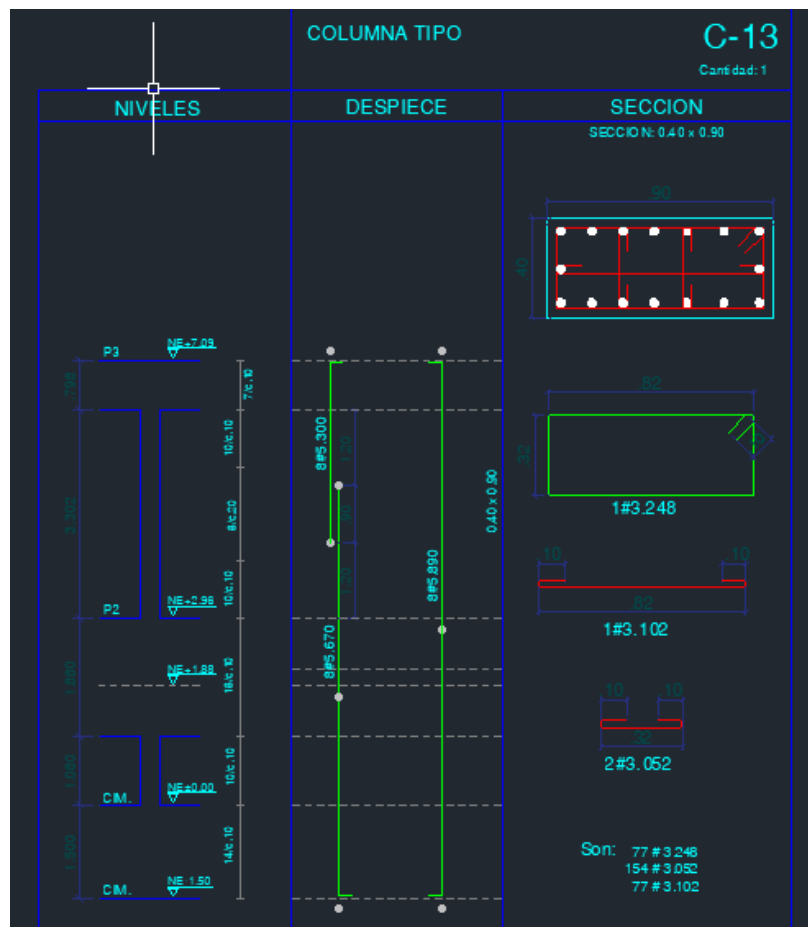
Figura 52. Detalle del estribo



Fuente: Autor

### 6.3.3 Verificación de las características del despiece de la columna

Figura 53. Despiece de la columna



Fuente: Autor

Para la revisión del acero de refuerzo en las columnas, se procedió de la misma manera que en las vigas, considerando que, es un elemento que trabaja a compresión pero que el traslape, recubrimiento y cantidades de varilla se evalúan y ejecutan de acuerdo al tramo de los entrepisos y alturas libres.

### 6.3.4 Tabla final de verificación por cuantías

La revisión de estas vigas se realizó, escogiendo el mayor valor solicitado en la cuantía de la longitud completa de la viga, garantizándose así que, si se cumple el mayor valor, con la cantidad de varillas tenidas en cuenta en los planos, todas las partes de la viga estarán cumpliendo con la cuantía solicitada.

**Tabla 9. Verificación del cumplimiento del acero de refuerzo requerido según planos estructurales en vigas**

ELEMENTO	DIMENSIONES		Acero de refuerzo mínimo (cm <sup>2</sup> ) según memorias de cálculo		Acero de refuerzo (cm <sup>2</sup> ) con el que fue diseñado el elemento según lo estipulado en planos estructurales		
	BASE (cm)	ALTURA (cm)	As (+) máx. (cm <sup>2</sup> )	As (-) máx. (cm <sup>2</sup> )	Cantidad y número de varilla por tramo (fibra superior) entre apoyos	Cantidad y número de varilla por tramo (fibra inferior) entre apoyos	As de refuerzo (cm <sup>2</sup> ) de acuerdo a la cantidad de varillas por tramo entre apoyos
VG-1	45	80	20,86	38,31	5#8	5#8	25,4
VG-2	45	50	1,47	2,86	5#6	5#6	14,2
VG-3	45	50	1,48	2,85	5#6	5#6	14,2
VG-4	45	50	4,46	6,84	5#6	5#6	14,2
VG-5	45	50	4,46	5,63	5#6	5#6	14,2
VG-6	45	50	5,95	9,39	5#6	5#6	14,2
VG-7	45	50	6,14	9,49	5#6	5#6	14,2
VG-8	45	80	8,37	12,87	5#6	5#6	14,2
VG-9	45	80	23,88	51,43	5#8	5#8	25,4
VG-10	45	50	5,27	8,11	5#6	5#6	14,2
VG-11	45	80	7,25	11,1	5#6	5#6	14,2
VG-12	45	80	6,28	10,85	5#6	5#6	14,2

VG-13	45	80	9,54	14,71	5#6	5#6	14,2
VG-14	45	50	1,48	2,85	5#6	5#6	14,2
VG-15	45	80	8,97	3,82	5#6	5#6	14,2
VG-16	45	80	3,52	7,39	5#6	5#6	14,2
VG-17	40	50	1,48	2,85	5#6	5#6	14,2
VG-18	40	50	1,48	2,85	5#6	5#6	14,2
VG-19	40	80	3,52	6,14	5#6	5#6	14,2
VG-20	40	80	4,76	6,89	5#6	5#6	14,2
VG-21	40	80	3,32	5,83	5#6	5#6	14,2
VG-22	40	80	4,15	5,89	5#6	5#6	14,2

Fuente: Autor

Las vigas subrayadas en color amarillo, que corresponden a las vigas uno (VG-1) y nueve (VG-9) como se puede observar, no cumplen con el refuerzo mínimo mediante el refuerzo principal, no obstante, estas cuentan con bastones de refuerzo en los apoyos o luces largas en las que se requiere mayor refuerzo llegando así, al valor solicitado por las memorias de cálculo al tener más varillas que alcancen la cuantía solicitada.

Para las columnas, se procedió de manera similar que, en las vigas, evaluando la cantidad de varillas que hay en todo el tramo que está siendo sometido a compresión. El total de varillas expuestas corresponde tanto a la fibra superior como a la fibra inferior.

**Tabla 10. Verificación del cumplimiento del acero de refuerzo requerido según planos estructurales en columnas**

COLUMNAS	ELEMENTO	DIMENSIONES		Acero de refuerzo mínimo (cm2) requerido según las memorias de cálculo	Acero de refuerzo (cm2) con el que fue diseñado el elemento según lo estipulado en planos estructurales	
		BASE (cm)	ALTURA (cm)		Cantidad y número de varillas por tramo (fibra superior) entre apoyos	As de refuerzo (cm2) de acuerdo a la cantidad de varillas por tramo entre apoyos
	C-3	50	200	100,00	30#7	116,1
	C-4		90	63,61	18#7	69,66
	C-9		90	63,61	18#7	69,66
	C-14		90	63,61	18#7	69,66
	C-16	40	150	60,00	24#6	68,16
	C-17	40	150	60,00	24#6	68,16
	C-21	40	110	44,00	26#6	73,84
	C-22	50	130	65,00	24#6	73,84
	C-23	40	110	44,00	26#6	73,84
	C-24	40	110	44,00	26#6	73,84
	C-25	40	110	44,00	26#6	73,84
	C-26	40	80	32,00	26#6	51,12

Fuente: Autor



### 6.3.5 Verificación del cumplimiento del título J

Es necesario definir el cumplimiento de los parámetros que determinan la resistencia al fuego de acuerdo a las estipulaciones del título J del reglamento, pese a que la información obtenida del proyecto no presentó esta revisión, en el presente trabajo se hace la respectiva evaluación en donde se debe efectuar los requisitos de protección contra incendios en edificaciones fijados en el Título J y en donde es necesario verificar el cumplimiento de las dimensiones y recubrimientos por parte del diseño original licenciado para que estas, sean resistentes al fuego.

Por lo anterior, en primer lugar, se define el grupo de ocupación institucional (I) y como subgrupo educación (I3) de acuerdo a la tabla J.1.1 – 1

**Figura 54. Grupos y subgrupos de ocupación**

**Tabla J.1.1-1  
Grupos y subgrupos de ocupación**

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
<b>A</b>	<b>ALMACENAMIENTO</b>	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
<b>C</b>	<b>COMERCIAL</b>	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
<b>E</b>	<b>ESPECIALES</b>	K.2.4
<b>F</b>	<b>FABRIL E INDUSTRIAL</b>	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
<b>I</b>	<b>INSTITUCIONAL</b>	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	

Fuente: AIS. Reglamento NSR-10. 2017

Conforme al literal J.3.3 en cuanto a la clasificación de edificaciones en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión, tiene para este caso al tratarse de una institución educativa, según el reglamento a J.3.3.1.1 que

es correspondiente a la categoría I, la cual comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión. Aunque el caso en estudio no es precisamente una institución educativa, en el, se reunirán personas dispuestas a recibir conocimientos de culto, por lo que se clasifica dentro de este grupo para la revisión.

De acuerdo a la información anteriormente señalada, y con la tabla J.3.3 – 1, se establece la categorización de la edificación con la cual se determinarán las dimensiones y recubrimientos mínimos de los elementos.

**Figura 55. Categorización de las edificaciones para resistencia contra el fuego**

**Tabla J.3.3-1**  
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos.

Grupos y subgrupos de ocupación	Área total construida, $A_T$ m <sup>2</sup>	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	$A_T > 1500$	III	III	II	II	II	I	I
	$A_T < 1500$	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	$A_T > 500$	II	I	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	$A_T > 1000$	III	II	II	I	I	I	I
	$500 < A_T < 1000$	III	III	II	II	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	$A_T > 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 1000$		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	$A_T > 1000$	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	$500 < A_T < 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades $> 140$ m <sup>2</sup>				II	I	I	I
	Unidades $\leq 140$ m <sup>2</sup>				III	II	II	I
(R-3)	$A_T > 5000$	III	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 5000$	III	II	II	II	I	I	I

Notas: (1). En edificios para vivienda, el límite de 140 m<sup>2</sup> por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Fuente: AIS. Reglamento NSR-10. 2017

**Figura 56. Resistencia requerida al fuego en horas.**

**Tabla J.3.4-3**  
**Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación de todos los grupos de ocupación excepto R-1 y R-2. (Véase Nota 1)**

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	2	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los Títulos C a G del Reglamento NSR-10	2	1	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1	1

**Nota 1.** En la sección J.3.3.3 se indican los grupos de ocupación que están exentos de cuantificación de resistencia contra el fuego y para los cuales no hay necesidad de aplicar la presente tabla.

Fuente: AIS. Reglamento NSR-10. 2017

Después de haberse definido la categoría I, con la tabla J.3.4 – 3, se establecieron las horas requeridas para cada uno de los elementos, para así, definir las dimensiones apropiadas para los elementos estructurales y determinar si cumplen o no.

Fueron verificados los respectivos recubrimientos y dimensiones de cada uno de los elementos dando cumplimiento con los requerimientos del título J del reglamento NSR – 10. La verificación fue consignada en las Tablas 11 y 12.

**Tabla 11. Requisitos en las columnas para cumplimiento del Título J**

REQUISITOS EN LAS COLUMNAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL PARA EFECTOS DE RESISTENCIA AL FUEGO					
TIPO DE COLUMNA	DIMENSIONES		RECUBRIMIENTO (cm)	REQUISITO EN LA DIMENSIÓN MÍNIMA SEGÚN NSR-10 TÍTULO J	REQUISITO EN EL RECUBRIMIENTO SEGÚN NSR-10 TÍTULO J
	BASE (cm)	ALTURA (cm)			
1	50	200	4	Debe ser mayor o igual a 25 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)
2	90		4	Debe ser mayor o igual a 25 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)
3	40	150	4	Debe ser mayor o igual a 25 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)
4	40	110	4	Debe ser mayor o igual a 25 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)
5	50	130	4	Debe ser mayor o igual a 25 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)
6	40	80	4	Debe ser mayor o igual a 25 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)

Fuente: Autor

**Tabla 12. Requisitos en las columnas para cumplimiento del Título J**

REQUISITOS EN LAS VIGAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL PARA EFECTOS DE RESISTENCIA AL FUEGO					
TIPO DE VIGA	DIMENSIONES		RECUBRIMIENTO (cm)	REQUISITO EN LA DIMENSIÓN MÍNIMA SEGÚN NSR-10 TÍTULO J	REQUISITO EN EL RECUBRIMIENTO SEGÚN NSR-10 TÍTULO J
	BASE (cm)	ALTURA (cm)			
1	45	50	5	Debe ser mayor o igual a 20 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)
2	40	50	5	Debe ser mayor o igual a 20 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)
3	40	80	5	Debe ser mayor o igual a 20 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)
4	45	80	5	Debe ser mayor o igual a 20 cm	Debe contar con 4 cm (40 mm)

Fuente: Autor

## 6.4 VERIFICACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DEL CAPÍTULO C.21 Y VERIFICACIONES ADICIONALES

De acuerdo al Capítulo C.21 del reglamento, se hace el análisis y verificación de las especificaciones solicitadas y las encontradas en los planos de la estructura en estudio. Estas verificaciones incluyen las características propuestas en los capítulos C.7, C.8, C.9, C.10, C.11 y C.12 del Reglamento.

### C.7.1 Ganchos estándar

Según el Reglamento, se permiten los ganchos con dobleces de  $180^\circ$  y  $90^\circ$  en los extremos de la barra. Sin embargo, se debe hacer uso de un gancho sísmico con doblez de  $135^\circ$  que abrace el refuerzo longitudinal del elemento y se proyecte hacia el interior del elemento.

El proyecto en estudio únicamente contempla el refuerzo transversal elemental. (Las especificaciones y condiciones del estribo están en el capítulo siguiente a este).

### C.7.2 Diámetros mínimos de doblado

El reglamento, según la Tabla C.7.2 – Diámetros mínimos de doblado, establece las relaciones de doblez según el número de varilla que se esté empleando, no obstante, también exige diferencia de doblez si se trata del refuerzo longitudinal o del refuerzo transversal (estribo). Para los estribos el doblez de varillas #5 y menores, debe ser menor que 4 veces el diámetro de la barra.

Esta condición, en el proyecto en estudio no contempla diferencia alguna, puesto que la longitud del doblez tanto en el refuerzo longitudinal como en el refuerzo transversal, es igual.

**Figura 57 – Diámetros mínimos de doblado**

**TABLA C.7.2 — DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO**

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a No. 8 (1") ó 25M (25 mm)	$6d_b$
No. 9 (1-1/8") ó 30M (30 mm), No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) y No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm)	$8d_b$
No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	$10d_b$

Fuente AIS. Reglamento NSR-10

Con respecto a la sección C.7.3 – Doblar y C.7.4 – Condiciones de la superficie del refuerzo se recomienda hacer un cuadro con las recomendaciones constructivas que garanticen la ejecución de estas estipulaciones en la obra y durante el armado de las varillas de acuerdo al listado de varillas requeridas como refuerzo en los elementos estructurales.

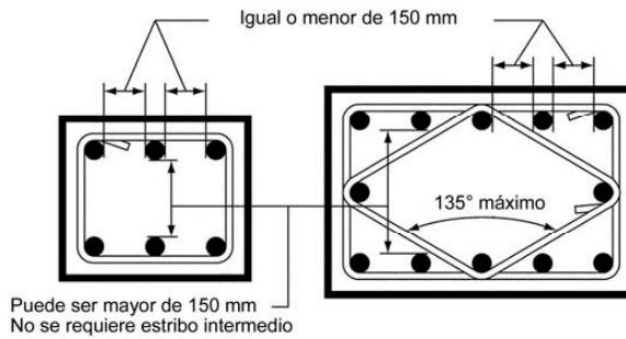
#### C.7.5 Colocación del refuerzo

Esta sección se limita a condiciones de tolerancia en cuanto a la colocación en sitio en el momento de la construcción, por lo que, en su diseño, no tiene implicación. Sin embargo, al igual que en la sección C.7.2, se recomienda hacer una nota aclaratoria en los planos estructurales en donde se especifique la tolerancia de error en la colocación del refuerzo.

#### C.7.6 Límites del espaciamiento del refuerzo

Según la sección C.7.6.1 del Reglamento, la distancia mínima entre barras paralelas debe ser su diámetro, pero no debe ser menor de 25mm. En los elementos sometidos a compresión debe ser 1,5 veces el diámetro de la barra, pero no debe ser menor a 40mm.

**Figura 58 – Croquis de la ubicación de las columnas**



*Fig. CR7.10.5 — Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente*

Fuente AIS, Reglamento NSR – 10

En las vigas, el detalle del refuerzo transversal no muestra la ubicación del refuerzo longitudinal. No obstante, el detalle del refuerzo transversal si muestra la ubicación del refuerzo longitudinal como lo especifica el reglamento como se muestra en las figuras a continuación.

**Figura 59 – Detalle del estribo en vigas**

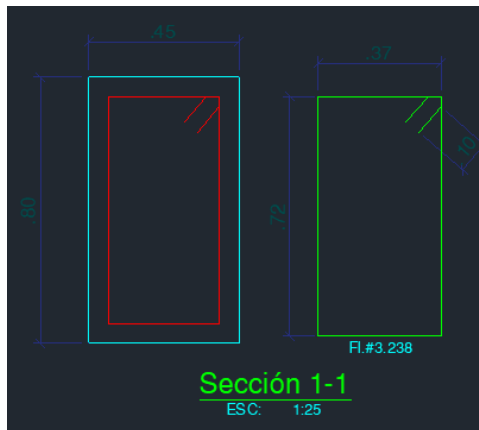
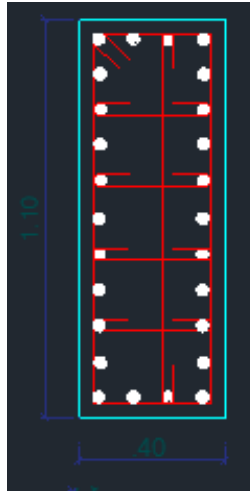
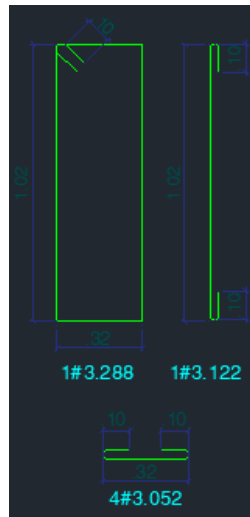


Figura 60 – Detalle del estribo columna



Fuente MPA, ingenieros

Figura 61 – Detalle del estribo columna



Fuente MPA, ingenieros

C.7.7 Protección de concreto para el refuerzo y de acuerdo al C.7.7.3 concreto prefabricado bajo condiciones de control de planta



Según la tabla mostrada a continuación se debe cumplir el siguiente recubrimiento en todos los elementos de acuerdo al refuerzo que contenga.

**Tabla 13. Recubrimientos para el concreto**

	Recubrimiento de concreto, mm
Refuerzo principal	diámetro de la barra
Estribos	10
Barras #6 y mayores	16
Barras #5 y menores	10

En el proyecto en estudio, se considera un recubrimiento que cumple en todos los casos generalizando una sola dimensión de recubrimiento. Es decir, que no cambia ni ajusta su recubrimiento a cada una de las condiciones anteriormente mencionadas, pero, cumple en su totalidad con el recubrimiento necesario.

#### C.7.8 Detalles especiales del refuerzo para columnas

En el proyecto en estudio, no se tiene cambio de sección en las columnas.

La verificación del cumplimiento de las secciones C.7.10 Refuerzo transversal para elementos a compresión según C.7.10.5 – estribos y C.7.11 Refuerzo transversal para elementos a flexión se realiza bajo las consideraciones del Capítulo C.21 en donde se remite también a las secciones mencionadas.

### ANÁLISIS Y DISEÑO – CONSIDERACIONES GENERALES

El sistema de vigas T diseñado cumple con las estipulaciones dadas en la sección C.8.12.2 en donde se especifica que en el ancho efectivo no debe exceder  $\frac{1}{4}$  de la luz de la viga y el ancho sobresaliente no debe exceder 8 veces el espesor de la losa y la mitad de la distancia libre de la siguiente alma. El refuerzo principal de flexión en una losa debe ser paralelo a la viga en la parte superior de la losa.

En el capítulo se relacionan los módulos de elasticidad (incluido en el diseño de ETABS) que se calcula de acuerdo a la resistencia del concreto siguiendo la ecuación  $4700\sqrt{f'c}$ .

## REQUISITOS DE RESISTENCIA Y FUNCIONAMIENTO

De acuerdo al Capítulo C.9 Requisitos de resistencia y funcionamiento, las combinaciones de carga se ejecutaron de acuerdo al título B del reglamento, desarrolladas en el paso 2 del diseño estructural y dando cumplimiento a:

**Figura 62 – Combinaciones de carga**

$$U = 1.4(D + F) \quad (C.9-1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (C.9-2)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (1.0L \text{ ó } 0.8W) \quad (C.9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (C.9-4)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L \quad (C.9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (C.9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (C.9-7)$$

Dando cubrimiento total tanto a los efectos sísmicos como a la resistencia de diseño solicitada debido a estas combinaciones de carga. De acuerdo a las secciones C.9.3 del reglamento en donde se tiene en cuenta el porcentaje de área del elemento y la carga mayorada de toda la estructura.

En el anexo 7 – Derivas se observar el cumplimiento de los requerimientos dados en la sección C.9.5 Control de deflexiones del reglamento. En la figura, se puede ver una parte del chequeo que se ejecutó bajo los requerimientos de la sección en donde se establece la relación:

$$\Delta_{\max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\partial_{tot,j}^i - \partial_{tot,j}^{i-1})^2}$$

**Tabla 14 – Derivas permitidas**

Estructuras de	Deriva Maxima	Usada
Concreto reforzado, metalicas y de madera	1.0 % (0.010 hpi)	Si

**Figura 63 – Cuadro de verificación de derivas**

Story	Point	Load	POINT DISPLACEMENTS						D <sup>i</sup> <sub>max</sub> (mm)	1.0 % hpi (mm)	OBSERVACION	% hpi
			UX	UY	UZ	RX	RY	RZ				
PISO 2	1	COMBDER1 Max	40,564	25,628	0,283	0,003116	0,00274	0,000667	47,9815848	53,600	O.k	0,90
PISO 2	1	COMBDER1 Min	-40,219	-20,699	-0,441	-0,00395	-0,00282	-0,00064	45,23291459	53,600	O.k	0,84
PISO 2	1	COMBDER2 Max	20,978	37,359	0,164	0,004882	0,001358	0,000733	42,84590255	53,600	O.k	0,80
PISO 2	1	COMBDER2 Min	-20,633	-32,43	-0,322	-0,00572	-0,00144	-0,00071	38,43729425	53,600	O.k	0,72

## LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

De acuerdo a las secciones C.12.2 desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a tracción y C.12.3 desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a compresión, se determinó, las longitudes de desarrollo de acuerdo a las resistencias del concreto. Las longitudes acertadas están consignadas en las tablas a continuación.

C.12.11 Desarrollo del refuerzo para momento positivo

**Tabla 15 – Dimensiones del traslapo superior**

PARA REFUERZO DE COLUMNAS, MUROS Y REFUERZO SUPERIOR EN VIGAS (m) DMO												
VARILLA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO (kgf/cm)											
	210	245	280	315	350	385	420	455	490	525	560	595
#3	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
#4	0,33	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
#5	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	0,31	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
#6	0,55	0,51	0,47	0,45	0,42	0,40	0,39	0,37	0,36	0,35	0,33	0,33
#7	0,66	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48	0,46	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39
#8	1,06	0,99	0,92	0,87	0,82	0,79	0,75	0,72	0,7	0,67	0,65	0,63

C.12.12 Desarrollo del refuerzo para momento negativo

**Tabla 16 – Dimensiones del traslapo inferior**

PARA REFUERZO DE COLUMNAS, MUROS Y REFUERZO INFERIOR EN VIGAS (m) DMO												
VARILLA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO (kgf/cm)											
	210	245	280	315	350	385	420	455	490	525	560	595
#3	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
#4	0,30	0,31	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
#5	0,34	0,39	0,36	0,34	0,33	0,31	0,36	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
#6	0,42	0,47	0,44	0,41	0,39	0,37	0,58	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30
#7	0,50	0,76	0,71	0,67	0,63	0,60	0,76	0,56	0,54	0,52	0,50	0,49
#8	0,82	0,99	0,93	0,87	0,83	0,79	1,22	0,73	0,70	0,68	0,65	0,63

#### C.12.14 Empalmes del refuerzo

Debido a la condición en la que la varilla más larga encontrada en el mercado correspondiente a 12m no alcanza la longitud adecuada para la ubicación del traslape, se debe realizar un empalme para garantizar las longitudes de desarrollo y el comportamiento del refuerzo dentro del elemento.

De acuerdo a la sección C.12.14 debe especificarse qué tipo de empalme se debe trabajar (soldado o mecánico). El proyecto en estudio, no especifica algún detalle en el que se considere y se explique esta condición.

### C.21 REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

#### C.21.1.2 Análisis y diseño de elementos estructurales

En el desarrollo del comportamiento de la estructura y la interacción de sus elementos, debe ser necesaria una revisión acerca de su comportamiento ante los movimientos sísmicos.

Por ende, debe tenerse en cuenta el comportamiento de elementos que no pertenezcan al sistema de resistencia de fuerzas sísmicas para su falla. Así en el Capítulo C.21 se establecen los componentes que resisten los efectos sísmicos y su sección dentro del Capítulo de acuerdo a la capacidad de disipación de energía de acuerdo a la Tabla CR21.1.1

**Figura 64 – Tabla Secciones del capítulo C.21 que se debe satisfacer en las aplicaciones**

**TABLA CR21.1.1 — SECCIONES DEL CAPÍTULO C.21 QUE SE DEBE SATISFACER EN LAS APLICACIONES TÍPICAS\***

Componentes que resisten los efectos sísmicos, a menos que se indique de otro modo	Capacidad de disipación de energía		
	Mínima (DMI)	Moderada (DMO)	Especial (DES)
Requisitos de análisis y diseño	C.21.1.2	C.21.1.2, C.21.1.3	C.21.1.2, C.21.1.3
Materiales	Ninguna	C.21.1.4 a C.21.1.7	C.21.1.4 a C.21.1.7
Elementos de pórtico	C.21.2	C.21.3	C.21.5, C.21.6, C.21.7, C.21.8
Muros estructurales y vigas de acople	Ninguna	C.21.4	C.21.9
Muros estructurales prefabricados	Ninguna	C.21.4	C.21.4,† C.21.10
Diafragmas y cerchas estructurales	Ninguna	Ninguna	C.21.11
Cimentaciones	Ninguna	Ninguna	C.21.12
Elementos de pórtico que no se han diseñado para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos	Ninguna	Ninguna	C.21.13
Anclajes	Ninguna	C.21.1.8	C.21.1.8

\* Además de las disposiciones de los Capítulos C.1 al C.19 excepto en lo que se modifiquen en el Capítulo C.21. La sección C.22.10 también aplica en DES.  
 † Como lo permite el Título A del Reglamento NSR-10

De esta manera, las aplicaciones típicas del presente Capítulo con una capacidad de energía moderada (bajo la cual se hizo el diseño estructural) son:

- Requisitos de análisis y diseño
- Materiales
- Elementos de pórtico

Los muros estructurales se omiten puesto que el sistema es únicamente un pórtico. Así como también los diafragmas y cerchas estructurales, cimentaciones y elementos de pórtico que no se han diseñado para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos (viguetas).

#### C.21.1.3 Factores de reducción de la resistencia

Dentro del diseño, en el Capítulo C.9 sección C.9.3.4, se tiene en cuenta el factor de resistencia afectado en el cortante, la resistencia nominal obtenida fue de

$V_n=868,34 \text{ Ton/m}^2$  y esta, debe ser afectada por un factor de 0,60 y en vigas diagonales y nudos se usó un coeficiente de 0,85.

#### C.21.1.4 Concreto en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)

De acuerdo al reglamento, en la sección C.21.1.4.2 la resistencia del concreto que exige la norma para elementos sometidos a compresión es de mínimo  $f'_c= 21\text{MPa}$ , el proyecto en estudio, en las columnas exige una resistencia en el concreto de  $f'_c=35\text{MPa}$ . Para esto, se debe garantizar que el concreto que se usará es de fábrica y no, hecho en sitio, pues no se garantizan las propiedades específicas del concreto elaborado a mano.

#### C.21.1.5 Refuerzo en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)

El refuerzo de varillas corrugadas debe responder una resistencia de fluencia de  $420\text{MPa}$ , según las disposiciones de NTC 2289. El proyecto en estudio, utiliza un refuerzo en acero corrugado correspondiente a  $f_y= 420\text{MPa}$  en elementos en los que se usa varilla #3 y mayores. El caso en estudio no considera varillas #2.

#### C.21.3 Pórticos intermedios resistentes a momento con capacidad de energía moderada

##### C.21.3.4 Vigas con capacidad de energía moderada de disipación de energía DMO

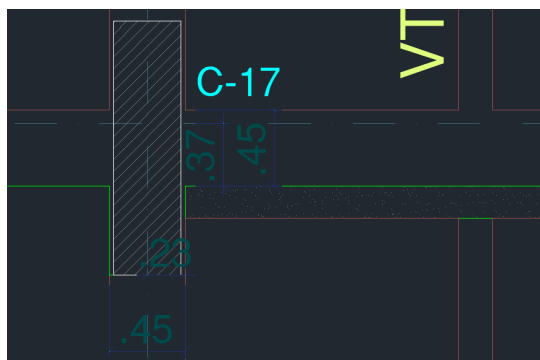
Considerando los requisitos de esta sección, se cumple que el ancho del elemento no debe ser menor a  $200\text{mm}$ , teniéndose en cuenta que las dimensiones de los elementos son:

**Tabla 17 – Dimensiones de los elementos**

DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL			
ELEMENTO	SECCIÓN	ANCHO (cm)	LARGO (cm)
VIGA	1	45	50
	2	40	50
	3	40	80
	4	45	80
COLUMNA	1	50	200
	2	90	
	3	40	150
	4	40	110
	5	50	130
	6	40	80

En el análisis del plano E-01 (Ver anexo 1) se comprueba que la excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no es mayor que el 25% del ancho del apoyo medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga.

**Figura 65 – Nudo de columna con viga**



De acuerdo a la sección C.21.3.4.3 se debe tener refuerzo con mínimo dos barras continuas con diámetro igual o superior a #4 (1/2") tanto en la parte superior como



inferior y su cuantía no debe exceder 0.025. Para el caso en estudio se cumplen ambas disposiciones. La verificación de la cuantía se encuentra consignada en la Tabla 9. Verificación del cumplimiento del acero de refuerzo requerido según planos estructurales en vigas del presente trabajo.

Cumple de manera correcta en todas las vigas la sección C.21.3.4.5 en donde se explica que los empalmes por traslapo no se permiten dentro de los nudos.

Considerando la sección C.21.3.4.6 en cuanto a la distribución de los estribos dentro del elemento, se tiene que cada una de las vigas del proyecto tiene a su disposición estribos cerrados de confinamiento con varilla #3 (3/8") por longitudes iguales a dos veces la altura para vigas en las cuales la altura es de 50cm. Sin embargo, se tiene la misma disposición para las vigas con una altura de 80cm. El primer estribo está situado a menos de 5cm de la cara del elemento de apoyo como se observa en la figura 51 estribos de la viga del presente trabajo.

En cuanto al espaciamiento de los estribos de confinamiento según la sección C.21.3.4.6, no debe exceder las siguientes condiciones:

- $d/4$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300 mm

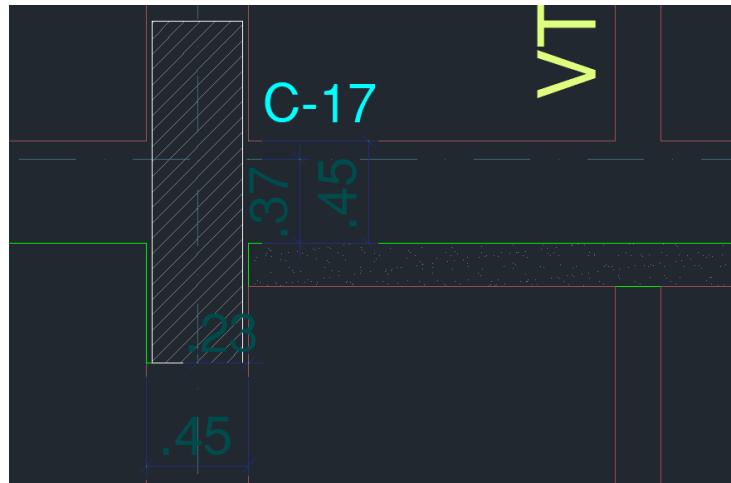
El proyecto en estudio, escoge el espaciamiento correspondiente a  $d/4$  para la disposición de los estribos en la zona de confinamiento y por ende,  $d/2$  en la zona de no confinamiento.

En la sección C.21.3.4.8, se estipula que deben colocarse ganchos sísmicos en ambos extremos espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento. Este requerimiento no se cumple ya que los elementos sometidos a flexión únicamente cuentan con estribos sin ganchos con dobleces de  $180^\circ$  en sus extremos.

### C.21.3.5 Columnas con capacidad moderada de disipación de energía

Según la sección C.21.3.5.1, la dimensión menor de la sección transversal de la columna, no debe ser menor de 250mm a partir de una línea que atraviesa el elemento por los ejes planteados en la arquitectura y respetados en el diseño estructural.

**Figura 66 – Dimensiones de la viga y la columna con el eje neutro**



El eje arquitectónico se respeta en el diseño estructural, sin embargo, la longitud que atraviesa la dimensión menor de la columna está situada en todo su centro siendo esta, menor a 250mm.

Con respecto al refuerzo, el área de refuerzo longitudinal (en cuanto a su cuantía) no debe ser menor que el 1% del área ni mayor que el 4%. Estas verificaciones están consignadas en la Tabla 10. Verificación del cumplimiento del acero de refuerzo requerido según planos estructurales en columnas del presente trabajo.

Para los empalmes del traslape, se cumplen las especificaciones estipuladas en la sección C.21.3.5.3 en donde explica que, los traslapes se permiten únicamente en la mitad central de la longitud del elemento y deben ser dibujados como empalmes en tracción.

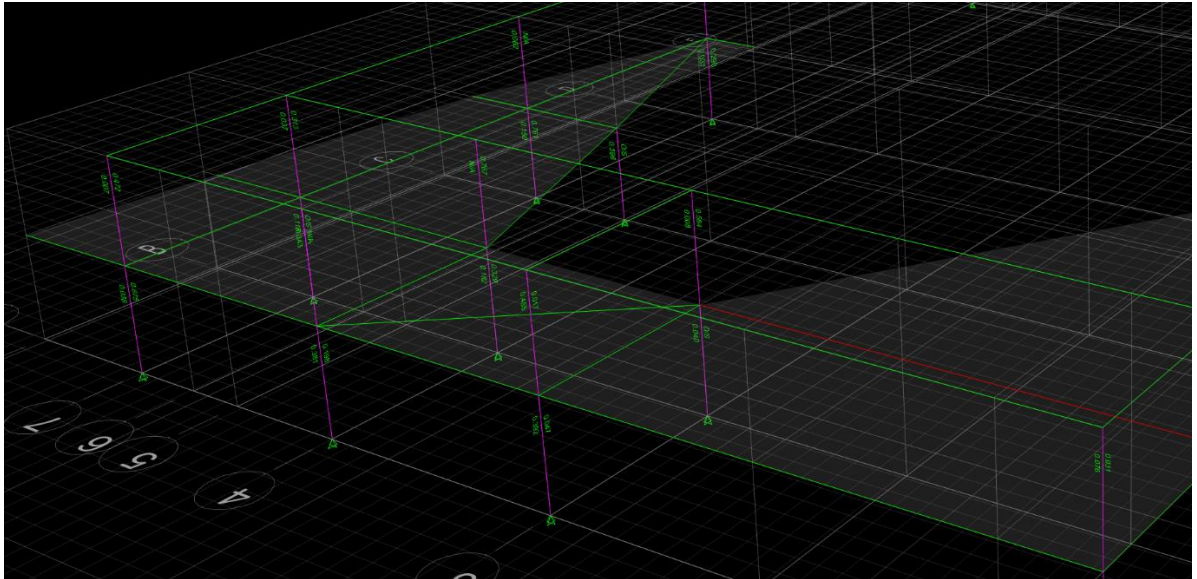
C.21.13 Elementos que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas

Es importante resaltar la importancia de la correcta armadura del acero y fundición del concreto en elementos como viguetas y riostras, aunque por consideraciones del método de capacidad de disipación de energía explicados según la tabla CR.21.1.1 en el presente estudio no se tienen en cuenta.

#### VERIFICACIÓN COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

Esta verificación debe ejecutarse en todo proyecto para evitar cualquier tipo de falla por inestabilidad que junto con las fallas de corte son de una influencia importante dentro de la falla total o ruina del pórtico construido a partir de concreto reforzado con armadura en acero. El criterio escogido para verificar esta condición se hizo a partir de los resultados obtenidos en el programa computacional ETABS, en donde se obtiene la totalidad de los momentos ocasionados en los elementos (vigas y columnas) verificando que, la suma de los momentos nominales de las columnas en un nudo que debe ser mayor de  $6/5$  veces la suma de los momentos nominales de las vigas para proveer de mayor resistencia a flexión en las columnas que en las vigas que conforman el nudo.

**Figura 67 – Verificación columna fuerte – viga débil**



Gracias al programa, se identifica con facilidad los nudos en los que no cumple con esta verificación. Es necesario realizar un refuerzo mayor en las vigas diagonales de la base para así garantizar que los momentos en las vigas no son mayores que los momentos resistidos en las columnas.

## 7. RESULTADOS

### 7.1 CONCLUSIONES

En virtud de los resultados obtenidos, bajo las condiciones y preceptos estipulados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10, los elementos que pertenecen al sistema estructural, son diseñados respondiendo a la geometría planteada en arquitectura. En segundo lugar, respondiendo a las solicitaciones de carga, el pórtico es resistente a las fuerzas ocasionadas tanto por las cargas de servicio como por las fuerzas sísmicas que ocurren en un evento sísmico, logrando así, que la estructura cumpla con los requisitos del reglamento y sea una edificación apta y segura para sus futuros ocupantes ante la ocurrencia de un sismo.

Por otra parte, la revisión efectuada a los recubrimientos y dimensiones de cada uno de los elementos estructurales, responde de manera efectiva a los requerimientos del Título J del reglamento, en donde se contemplan las características que deben tener los elementos para la protección contra incendios que puedan presentarse. De manera que, la construcción es apta tanto para eventos sísmicos como para fenómenos o siniestros ajenos a las fuerzas sísmicas producidas en la masa terrestre.

En relación con las implicaciones de irregularidad en planta o en altura que puede llegar a presentar una edificación y que, en este caso, se evidencia en planta, se maneja de manera adecuada la excentricidad de la placa y se afecta de manera adecuada con el coeficiente que estipula el reglamento, ocasionando así, que los elementos no pierdan su rigidez y no se produzcan torsiones indeseables en la construcción.

En consecuencia, con el diseño estructural planteado y revisado mediante los planos estructurales con los que el proyecto fue licenciado, se evidencia un comportamiento de la edificación en donde no hay combinación de sistemas estructurales que afecten el desempeño de sus elementos, discontinuidad en el flujo de fuerzas hasta la cimentación o interrupción inadecuada de cada uno de los elementos.

No obstante, también es importante considerar los elementos no estructurales de los cuales, aunque no se haya hecho revisión, es importante considerar que garanticen integridad, adosamiento a los elementos estructurales y el ajuste adecuado de estos componentes, para que, de esta forma, el anclaje de estos al pórtico sea correcto y se evite volcamiento o desprendimiento durante un movimiento sísmico que ponga en riesgo cualquier vida humana.

La revisión realizada se efectuó bajo la información consignada única y exclusivamente en los planos, puesto que, como lo indica Hernández<sup>26</sup> las edificaciones se construyen como se detallan y especifican los planos, por ende, la construcción de estos edificios se limita a lo consignado en los planos más no, lo diseñado por el Ingeniero calculista. De acuerdo a la revisión ejecutada bajo la luz del Título C del reglamento, se recomienda ajustar los traslajos y longitud de los ganchos a las especificaciones del material tal y como se indica en la normatividad.

En conclusión, el diseño estructural de una edificación considera en gran parte criterios propios del Ingeniero diseñador, sin embargo, en cada verificación se busca un objetivo en conjunto y es el cumplimiento del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10, que, para este proyecto, fue cumplido a cabalidad aún, siendo diseñado y comparado por un programa matemático (ETABS) diferente al propuesto por el Ingeniero diseñador (*RCB solution engineering*).

---

<sup>26</sup> HERNANDEZ, D. Efecto sísmico en las construcciones. [diapositivas]. El Salvador. Consultores. 2008

## 8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, (2010), Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente, Bogotá, Colombia, AIS.

GARCÍA, Luis Enrique (2015, 18 de febrero). Desarrollo de la normativa sismo resistente colombiana en los 30 años después de su primera expedición. Revista de Ingeniería. Recuperado de:

<https://ojsrevistaing.uniandes.edu.co/ojs/index.php/revista/article/view/785>

Departamento Nacional de Planeación (2016, diciembre). Construcción de centros comunitarios: Proyectos tipo. Bogotá, Colombia.

Comité editorial (2014, enero-junio). La historia no contada del primer código de construcción en Colombia- 30 años. Revista de ingeniería. Recuperado de:

<http://www.scielo.org.co/pdf/ring/n40/n40a12.pdf>

COCHRAN, Michael. (2014). How Structural Engineers can help Communities and Building Owners Survive Earthquakes [PDF file]. Sacramento, California.

Recuperado de:

[https://www.seaosc.org/resources/Documents/seaoc\\_acquake\\_8\\_26\\_14\\_1%20\(1\).pdf](https://www.seaosc.org/resources/Documents/seaoc_acquake_8_26_14_1%20(1).pdf)

Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes. (2010). Norma Sismo Resistente Colombiana NSR 10 Título A Concreto estructural. Bogotá D.C, Colombia.

Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes. (2010). Norma Sismo Resistente Colombiana NSR 10 Título B Concreto estructural. Bogotá D.C, Colombia.

Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes. (2010). Norma Sismo Resistente Colombiana NSR 10 Título C Concreto estructural. Bogotá D.C, Colombia.

Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes. (2010). Norma Sismo Resistente Colombiana NSR 10 Título J Concreto estructural. Bogotá D.C, Colombia.

MORA SAMACÁ, Jaime Iván. (2016). Universidad Piloto de Colombia, Diseño Básico de Concreto Reforzado - Vigas Isostáticas.

NILSON, Arthur H. (1999). Mac GrawHill, Diseño de Estructuras de Concreto.

GARCÍA, Luis Enrique (1990) Columnas y muros estructurales en concreto reforzado. Universidad de los Andes, Bogotá D.C, Colombia.

SEGURA, Jorge Ignacio (2011) Estructuras de concreto I. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C, Colombia.

ARDILA, Edgar. MONROY, Daniel. (2003) Análisis y Diseño de Columnas de concreto reforzado. Bogotá D.C, Colombia.

AI, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Instituto de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC y ACI (2003). Requisitos Esenciales para Edificios de Concreto Reforzado (IPS-1). Bogotá D.C, Colombia.



LOPEZ, Axel Patricio. (2015) Relación columna fuerte – viga débil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala.

TAYLOR, FRANCIS. The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3, Trahair, N. S. et al, (2008).

ARNAIZ EGUREN, L. (1976) “Análisis tipológico de Sistemas Constructivos”, ediciones del Castillo, Madrid.

BRANSON, D.E (1980) Deflexiones de estructuras de concreto reforzado y preesforzado. Insituto Mexicano del Cemento y del Concreto

S. MERRIT (1992) Manual del Ingeniero Civil. 3ra ed. Editorial McGraw-Hill, México.