

Reforzamiento estructural de una edificación existente en Colombia mediante un sistema  
Diagrid

Luzmila Isabel López Cumplido y Daniela Stefany Parra Avila

Trabajo de Grado para Optar al Título de Ingeniera Civil

Director

Oscar Javier Begambre Carrillo

Ingeniero Civil, M.Sc., PhD.

Codirector

Diana Marcela Gómez Rodríguez

Arquitecta

Daniel Camilo Jaramillo Sánchez

Ingeniero Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Ingeniería Civil

Bucaramanga

2022

### **Dedicatoria**

A Dios, por siempre acompañarme y guiarme en cada reto para lograr culminar esta etapa de mi vida.

A mis padres, que gracias a su apoyo y enseñanzas me convirtieron en la persona que soy hoy en día.

A mis hermanos por su compañía durante este proceso y por siempre estar allí.

A mi abuela, aunque no esté presente para verlo, sé que estaría orgullosa por este logro.

A mis amigos(as) cercanos porque estuvieron desde el inicio de esta etapa y siguen compartiendo su amistad durante nuestra vida universitaria.

Luzmila Isabel López Cumplido

### **Dedicatoria**

A Dios, por haberme dado la vida y bendecirme con la familia que me dio, por brindarme salud, fortaleza en mi corazón e iluminar mi mente y mi camino con aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante toda esta etapa de mi vida, y por permitirme llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mi mamá Evila y a mi tía Ilda, a quienes les debo todo lo que soy hoy en día. Gracias por su infinita paciencia, amor y confianza en mí, por darme la oportunidad de estudiar y de vivir el logro de una gran meta. Gracias por el ejemplo de vida que me dieron, por las grandes mujeres que son, por apoyarme y acompañarme siempre en cada paso que doy, sin ustedes, esto no hubiese sido posible.

A mi hermano Andrés, por saber guiarme y apoyarme en momentos difíciles durante este proceso, por ayudarme a ver la vida desde otro punto de vista y por enseñarme a apreciar lo verdaderamente importante.

A mi compañera de tesis Mila, porque sin su apoyo, dedicación y esfuerzo, esto no hubiese sido posible.

A todas las personas que hicieron parte de mi vida académica, por estar para mí cuando nadie más podía, por brindarme su amistad y su amor, gracias.

**Daniela Stefany Parra Avila**

### **Agradecimientos**

A Dios.

A los docentes que han contribuido a nuestra formación profesional.

A nuestros padres que sin ellos no hubiese sido posible.

A todos nuestros amigos que siempre estuvieron presentes apoyándonos.

**Tabla de Contenido**

	<b>Pág.</b>
Introducción .....	13
1.Objetivos .....	15
1.1 Objetivo General .....	15
1.2 Objetivos Específicos.....	15
2. Alcance .....	16
3. Antecedentes .....	17
3. Aspectos conceptuales para el reforzamiento: metodologías y definiciones.....	25
.....	25
3.1 Método de análisis sísmico .....	26
3.2 Marco conceptual.....	26
3.3 Metodología análisis de vulnerabilidad .....	28
3.3.1 Información preliminar. ....	29
3.3.2 Evaluación de la estructura existente .....	29
3.3.3 Intervención del Sistema estructural.....	30
4.Caso de estudio .....	30
4.1 Vulnerabilidad edificio original.....	33
4.1.1 Geometría del modelo.....	34
4.1.2 Evaluación de cargas.....	39
4.1.3 Espectro de diseño .....	40
4.1.4 Método por índices de flexibilidad y sobreesfuerzo .....	45
4.1.4.1 Resistencias Efectivas en Vigas de Entrepiso.....	45

4.1.4.2 Resistencias Efectivas en Columnas.....	49
4.1.5 Verificación de Nudos .....	54
Nudo Interior.....	54
Nudo exterior .....	58
Nudo esquina .....	61
5.Propuesta de reforzamiento empleando Diagrid.....	65
5.1 Diagrid Externo.....	66
.....	68
5.2 Diagrid Contorno .....	69
5.3 Diagrid exterior e interior. ....	70
.....	71
5.3.1 Modelo ETABS v.19.1 .....	72
5.3.2 Modelo SketchUp v.22 .....	74
6. Análisis de resultados .....	79
7. Conclusiones.....	79
8. Recomendaciones .....	80
Referencias Bibliográficas .....	81

**Lista de Tablas**

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. <i>Grupo técnicas de reforzamiento adición de elementos.</i> .....	21
Tabla 2. <i>Cargas muertas y permanentes</i> .....	39
Tabla 3. <i>Cargas vivas aplicadas al modelo</i> .....	39
Tabla 4. <i>Datos ingresados al espectro</i> .....	41
Tabla 5. <i>Método fuerza horizontal equivalente</i> .....	41
Tabla 6. <i>Coefficiente de disipación de energía estructural original</i> .....	44
Tabla 7. <i>Índice de sobreesfuerzo columnas</i> .....	53
Tabla 8. <i>Índice de sobreesfuerzo vigas</i> .....	53
Tabla 9. <i>Índice de flexibilidad</i> .....	54
Tabla 10. <i>Características perfil circular</i> .....	66
Tabla 11. <i>Resultados índices Diagrid externo</i> .....	67
Tabla 12. <i>Resultados índices Diagrid contorno</i> .....	69
Tabla 13. <i>Características perfil HEA220</i> .....	70
Tabla 14. <i>Resultados índices Diagrid exterior e interior</i> .....	70

**Lista de Figuras**

	<b>Pág.</b>
Figura 1. <i>Comparación Torre Shukhov vs Torre Eiffel</i> .....	17
Figura 2. <i>Ejemplos Diagrids</i> .....	19
Figura 3. <i>Fundación parque científico Murcia</i> .....	24
Figura 4. <i>Diagrama de flujo de la metodología aplicada</i> .....	25
Figura 5. <i>Principales componentes del sistema Diagrid</i> .....	28
Figura 6. <i>Localización edificio en estudio</i> .....	30
Figura 7. <i>Edificio Camilo Torres año, 2019</i> .....	31
Figura 8. <i>Modelo Camilo Torres</i> .....	34
Figura 9. <i>Planta nivel N+3,2- N+6,6</i> .....	34
Figura 10. <i>Planta nivel N+10</i> .....	35
Figura 11. <i>Planta nivel N+13,4</i> .....	35
Figura 12. <i>Vista lateral Eje K</i> .....	36
Figura 13. <i>Vista frontal Eje 14</i> .....	36
Figura 14. <i>Modelo Camilo Torres lateral derecha (1970)</i> .....	37
Figura 15. <i>Modelo Camilo Torres lateral izquierda (1970)</i> .....	37
Figura 16. <i>Modelo Camilo Torres posterior (1970)</i> .....	38
Figura 17. <i>Modelo Camilo Torres frontal (1970)</i> .....	38
Figura 18. <i>Espectro de aceleraciones representativo de la amenaza sísmica de Bucaramanga, coeficiente de importancia 1</i> .....	42
Figura 19. <i>Opciones Diagrid externo</i> .....	68
Figura 20. <i>Opciones Diagrid contorno</i> .....	69

Figura 21. <i>Opciones Diagrid exterior e interior</i> .....	71
Figura 22. <i>Modelo opción 1</i> .....	72
Figura 23. <i>Vista superior opción 1.</i> .....	72
Figura 24. <i>Vista lateral Eje S opción 1</i> .....	73
Figura 25. <i>Vista lateral Eje a opción 1</i> .....	73
Figura 26. <i>Estructura Diagrid opción 1</i> .....	74
Figura 27. <i>Modelo Sketchup opción 1</i> .....	74
Figura 28. <i>Vista Posterior opción 1</i> .....	75
Figura 29. <i>Vista Frontal opción 1</i> .....	75
Figura 30. <i>Vista Superior opción 1</i> .....	76
Figura 31. <i>Detalle 1 opción 1</i> .....	76
Figura 32. <i>Detalle 2 opción 1</i> .....	77
Figura 33. <i>Corte Lateral opción 1</i> .....	77
Figura 34. <i>Corte transversal opción 1</i> .....	78
Figura 35. <i>Vista Jardín interno opción 1</i> .....	78

### Lista de Apéndices

**Ver apéndices en carpeta adjunta.**

Apéndice A. Planos estructurales Edificio Camilo Torres

Apéndice B. Planos Arquitectónicos Camilo Torres

Apéndice C. Planos reforzamiento GEOESTRUCTURAS S.A.S Edificio Camilo Torres

Apéndice D. Resistencia por flexión en vigas

Apéndice E. Resistencia por cortante en vigas

Apéndice F. Índices de sobreesfuerzo por flexo-compresión en columnas

Apéndice G. Índices de sobreesfuerzo por cortante en columnas

Apéndice H. Índices de flexibilidad vulnerabilidad

Apéndice I. Nudos

Apéndice J. Resistencia por flexión en vigas

Apéndice K. Resistencia por cortante en vigas

Apéndice L. Índices de sobreesfuerzo por flexo-compresión en columnas

Apéndice M. Índices de sobreesfuerzo por cortante en columnas

Apéndice N. Índices de flexibilidad reforzamiento

Apéndice O. Chequeos demanda/capacidad diagrid

## Resumen

**Título:** Reforzamiento estructural de una edificación existente en Colombia mediante un sistema Diagrid\*

**Autor:** Luzmila Isabel López Cumplido\*\* y Daniela Stefany Parra Avila\*\*

**Palabras Clave:** Edificios existentes, Estructura Diagrid, Análisis de vulnerabilidad y Cargas sísmicas.

En Colombia, generalmente se emplean métodos convencionales para realizar el reforzamiento estructural de edificaciones. Estos métodos incluyen: adición de elementos de concreto reforzado, adición de elementos de acero (encamisado), uso materiales especiales o compuestos. De acuerdo con la literatura consultada, los métodos convencionales tienden a ser costosos y requieren de una mayor intervención en la estructura, provocando un traslado de las personas que hacen uso de dicha edificación. Debido a la necesidad de disminuir el tiempo de ejecución y evitar el traslado de las personas, en los últimos años se ha postulado el uso del sistema Diagrid (acrónimo en inglés para *Diagonal grids*) como método de reforzamiento estructural, ya que, este sistema se fundamenta en crear una estructura diagonal que se pueda ajustar alrededor de la edificación, facilitando su rehabilitación en menor tiempo. Por lo anterior, el objetivo del presente trabajo de investigación fue realizar el reforzamiento de una edificación en Colombia usando Diagrid. Para llevar a cabo lo anterior, se realizó un análisis de vulnerabilidad (de acuerdo con la NSR-10) de una edificación educativa de 4 niveles construida en los años 1970. Seguidamente, y a partir de la literatura consultada, se definió un reforzamiento para esta edificación. Finalmente, los resultados obtenidos muestran que, para la aplicación del Diagrid en la estructura seleccionada fue necesaria la modificación interna del edificio para lograr disminuir los índices de flexibilidad y sobreesfuerzo a niveles aceptables de 0,59 y 0,99 respectivamente.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Ingeniería Civil.  
Director: Oscar Javier Begambre Carrillo. Ingeniero Civil, M.Sc., PhD.  
Codirector: Diana Marcela Gómez Rodríguez. Arquitecta  
Daniel Camilo Jaramillo Sánchez. Ingeniero Civil

### Abstract

**Title:** Structural reinforcement of an existing building in Colombia using the Diagrid system.

**Author(s):** Luzmila Isabel López Cumplido\*\* y Daniela Stefany Parra Avila\*\*

**Key Words:** Existing Buildings, Diagrid Structure, Vulnerability Analysis and Seismic Loads.

### Description:

In Colombia, conventional methods are generally used for structural reinforcement of buildings. These methods include: addition of reinforced concrete elements, addition of steel elements (jacketing), use of special materials or composites. According to the literature consulted, conventional methods tend to be expensive and require a greater intervention in the structure, causing a relocation of the people who make use of the building. Due to the need to reduce the execution time and avoid the relocation of people, in recent years the use of the Diagrid system (acronym for Diagonal grids) has been postulated as a method of structural reinforcement, since this system is based on creating a diagonal structure that can be adjusted around the building, facilitating its rehabilitation in less time. Therefore, the objective of this research work was to carry out the reinforcement of a building in Colombia using Diagrid. In order to do this, a vulnerability analysis (according to NSR-10) of a 4-story educational building built in the 1970s was carried out. Then, based on the literature consulted, a reinforcement for this building was defined. Finally, the results obtained show that, for the application of Diagrid in the selected structure, the internal modification of the building was necessary to reduce the flexibility and overstress indices to acceptable levels of 0.59 and 0.99, respectively.

---

\*Bachelor tesis

\*\*Faculty of Physicomechanical, school of Civil Engineering,  
Director: Oscar Javier Begambre Carrillo. Ingeniero Civil, M.Sc., PhD  
Codirector: Diana Marcela Gómez Rodríguez. Arquitecta  
Daniel Camilo Jaramillo Sánchez. Ingeniero Civil

## Introducción

Los eventos sísmicos de los últimos 39 años ocurridos en Colombia influyeron de gran manera en el desarrollo e implementación de una serie de normas que condujeron a la construcción de edificaciones sismo resistentes. Como consecuencia de los graves daños y pérdidas humanas ocurridas en el terremoto del 31 de marzo de 1983 en Popayán (Cadena et al., 2016), se expidió la primera norma sismo resistente por medio del Decreto 1400 de 1984, duró vigente 14 años. Luego de diversas publicaciones en los códigos americanos de ingeniería sísmica se adaptaron al ámbito colombiano y se publica la ley 400 de 1997, bajo su amparo se expide en 1998 la norma sismo resistente NSR-98 de 1998 y en el 2010, la NSR-10 siendo aún vigente en el país y en la que se detallan los requisitos mínimos de diseño y construcción de edificaciones nuevas, así como el procedimiento de rehabilitación para edificaciones existentes (García, 2014).

Por lo anterior, aquellas edificaciones que se hayan construido antes de la aplicación de dichos reglamentos, y actualmente estén expuestas ante los diferentes fenómenos naturales y antropogénicos, podrían conducir a un colapso de estas en un tiempo determinado si no se encuentran en constante revisión o se realiza algún reforzamiento estructural. Conviene especificar que una de las principales barreras que afectan la intervención a las estructuras existentes mediante método tradicionales (encamisado, amortiguadores, riostras, entre otros), es la necesidad de reubicar las actividades propias del edificio, debido a las obras de construcción que se deben realizar en las intervenciones. Esto conlleva a la implementación de sistemas estructurales innovadores para así solucionar estos inconvenientes (Scaramozzino et al., 2020a).

El Diagrid es un sistema perimetral constituido por grandes armazones de acero (u otro material) dispuestos en módulos triangulares (Quiroz Ramírez et al., 2018). Las estructuras Diagrid permiten la consecución de altos rendimientos estructurales y valiosos cambios arquitectónicos

incluyendo la reducción del tiempo de inactividad de la estructura y evitando la reubicación de los ocupantes, gracias a los procesos operativos que se completan desde el exterior (Martelli et al., 2020). De hecho, el sistema diagrid tiene un notable potencial arquitectónico, que permite la máxima libertad en la remodelación de las fachadas del edificio gracias a su versatilidad geométrica, la cual posibilita una fácil desmontabilidad y flexibilidad (Labò et al., 2018). Por tales motivos, para el presente trabajo se busca responder a la pregunta: *¿Cómo aplicar el sistema diagrid al edificio seleccionado?* Para dar solución a este interrogante en los siguientes capítulos se expondrá el desarrollo y resultados de dicha pregunta.

## **1.Objetivos**

### **1.1 Objetivo General**

Emplear un sistema diagrid para el reforzamiento estructural de una edificación existente vulnerable sísmicamente.

### **1.2 Objetivos Específicos**

Definir la disposición geométrica del sistema diagrid sobre la edificación existente a partir de una revisión de literatura.

Determinar las dimensiones y materiales de las secciones transversales de los elementos del diagrid requeridas para la rehabilitación estructural de la edificación.

Realizar un análisis numérico y comparativo del comportamiento del sistema diagrid en la edificación.

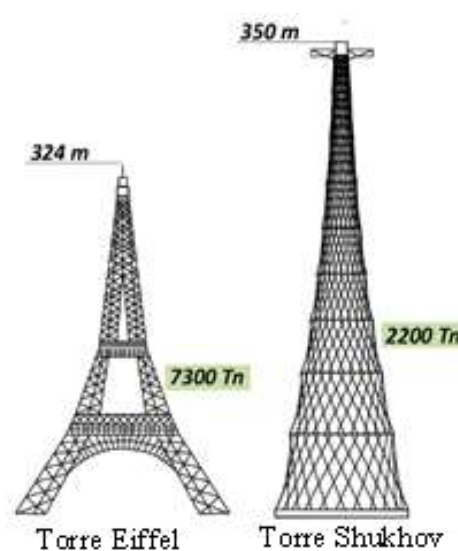
## **2. Alcance**

La investigación se enfocó en el reforzamiento estructural de una edificación existente en Colombia mediante un sistema Diagrid y se basó principalmente en la realización del análisis de vulnerabilidad del edificio y el planteamiento del sistema Diagrid como solución estructural de rehabilitación o reforzamiento, ajustándose a las especificaciones del título A.10 de la NSR 10(AIS, 2010) . El estudio se llevó a cabo mediante un programa de modelamiento estructural, que permitió realizar un análisis estático lineal de la estructura con base en la información disponible (planos arquitectónicos y estructurales del edificio seleccionado y estudios previos del edificio realizados por otros autores). Desde el punto de vista arquitectónico, se incluyeron vistas isométricas para ilustrar la solución propuesta. Dentro del estudio presentado no se incluyeron ni el análisis de la cimentación ni el de las conexiones.

### 3. Antecedentes

En las primeras décadas del siglo XX, el ingeniero Vladimir Shukhov fue pionero del concepto de rejillas rígidas como sistema estructural y, además de esto, fue él quien diseñó la primera estructura construida con este sistema, conocida como la “Torre Shukhov”(Foundation, 2019). Esta torre utilizó la estructura Diagrid para lograr una experiencia sin precedentes, permitiendo así su aplicación a torres de gran altura, soportando tanto las cargas de gravedad como las cargas laterales sin requerir medios adicionales (T. Boake, 2014). De manera casi inmediata, el proyecto inicial llamó la atención del medio de la construcción por su ligereza, ya que mientras la “Torre Shukhov” tenía una altura planeada similar a la torre Eiffel, la primera solo pesaría el 30% del peso de la segunda ver figura 1 (Quiroz Ramírez et al., 2018).

**Figura 1.** Comparación Torre Shukhov vs Torre Eiffel



Nota. Tomado de Hiperboloide del ingeniero Shukhov, - Comisión de la Federación de Rusia para la UNESCO.” 2019.

Con la evolución de los rascacielos a lo largo del siglo XX, el poder y la popularidad del “Movimiento moderno”, el estilo arquitectónico que se desarrolló en todo el mundo entre 1925 y

1965, impulsó una arquitectura establecida en la razón, de líneas sencillas y funcionales, basadas en formas geométricas simples y materiales de orden industrial (acero, hormigón y vidrio, entre otros). Asimismo, ocasionó la disminución de la ornamentación excesiva y concedía gran importancia al diseño, que era igualmente sencillo y funcional (T. M. Boake, 2014).

El diseño estructural de los rascacielos de acero se reflejó en una confianza en el acero de alta resistencia en combinación con una alta calidad de construcción que llevó a la eliminación de sistemas redundantes. Se eliminaron los sistemas de arriostramiento, particularmente los que usaban miembros diagonales, ya que interferían con la planificación de los espacios interiores y aumentaban las alturas de piso a piso. Si bien las diagrids proporcionan rutas de carga alternativas dentro de su sistema como resultado de las diagonales, el entramado regular no puede hacer eso (T. M. Boake, 2014). Fue solo con el diseño del John Hancock Center (1965) y la introducción de tubos arriostrados que los arquitectos se comprometieron a incorporar los arriostramientos en los diseños de fachadas, impulsando así una solución de ingeniería al ámbito del diseño arquitectónico; mientras que las torres anteriores habían mantenido, por regla general, dimensiones de planta uniformes a lo largo de la altura del edificio. El John Hancock Center fue cónico, siendo esta la primera torre moderna cónica (1969), sirviendo precedente para futuras exploraciones relacionadas con la geometría [8].

A partir de esto, el uso de diagrids como lenguaje estructural formal contemporáneo para edificios comenzó a principios de la década de 2000, como el London City Hall (2002), la Swiss Re-Tower (2004) en Londres, la Hearst Magazine Tower (2006) en New York (Boake, 2014) y Tornado Tower (2008) en Doha ver figura 2.

**Figura 2.** *Ejemplos Diagrids*

London City Hall

Swiss Re-Tower

Hearst Magazine

Tornado Tower

*Nota.* Tomado de Estructuras Diagrid, T. M. Boake, 2014.

A lo largo del tiempo, se han ido desarrollando nuevas técnicas para suplir las necesidades de conservación de monumentos históricos, así como el mejoramiento del nivel de seguridad de las diferentes estructuras existentes. Estos avances han dado paso a la mejora de técnicas de rehabilitación modernas las cuales han sido implementadas en primera instancia sobre prototipos a escala en laboratorios (Llanes y Orozco, 2017).

En Colombia es común ver edificaciones hechas en concreto reforzado, debido principalmente a que este material es el más usado en la industria de la construcción. Sin embargo, en el país se encuentran construcciones que no cuenta con especificaciones y controles constructivos, que garanticen un buen comportamiento ante la eventual ocurrencia de un sismo, que le permita a la estructura continuar con su funcionalidad y, al mismo tiempo, tenga proporciones espaciales adecuadas que le provean estética (Llanes & Orozco, 2017). Esto es debido a que las construcciones fueron concebidas en épocas donde los códigos sísmicos modernos no estaban disponibles, y el control sobre la ejecución de los trabajos constructivos eran precarios tal como lo exponen (Gallego & Sarria, 2010); (Llanes & Orozco, 2017).

Existen varias razones por las cuales una estructura puede ser catalogada como insegura, entre estas están la ausencia de un reglamento de construcción sismo resistente, como el que rige

actualmente en Colombia, NSR-10, durante las etapas de análisis, diseño y construcción, también, la negligencia del personal en obra o la falta de personal de supervisión técnica conlleva muchas veces al armado incorrecto de los elementos estructurales, elementos que deberán empezar a cumplir con su función de resistencia bajo una condición de sub reforzamiento (Llanes & Orozco, 2017).

Una forma de afrontar el problema de la inseguridad estructural es mediante la aplicación de las técnicas de reforzamiento estructural desarrolladas a lo largo de la historia, las cuales, de acuerdo con (Machi & Gun, 1996), buscan recuperar, mejorar o actualizar el comportamiento original de la estructura teniendo en cuenta las nuevas normativas vigentes y en general disminuir la respuesta sísmica de la estructura, esto con el fin de evitar tareas de demolición y posterior construcción de nuevas estructuras ya que este proceso en muchos casos resulta más costoso comparado con el costo de implementar una técnica de reforzamiento (Llanes & Orozco, 2017).

En Colombia se aplican técnicas de reforzamiento en el ámbito de la ingeniería estructural las cuales se pueden organizar en cuatro grandes grupos. El primero de estos se refiere a técnicas basadas en la adición de elementos de concreto reforzado incluyendo morteros de alta resistencia reforzados con mallas, que se fundamenta en la adición tanto de elementos hechos en concreto reforzado o presforzado como aquellas que utilizan el concreto para engrosar los elementos existentes (Llanes & Orozco, 2017).

Dentro de estas técnicas está el encamisado con elementos de concreto, que de acuerdo con las investigaciones como la realizada por (Machi & Gun, 1996), demuestran que la capacidad a flexión de los pórticos aumenta cuando se logra implementar la técnica del revestimiento tanto en concreto como en acero, ya que se provee nuevo refuerzo longitudinal y lateral, de tal forma que no se afecte el comportamiento dúctil del elemento, evitando el reforzamiento en exceso y

probabilidad de una falla frágil (Llanes & Orozco, 2017). Un claro ejemplo de estas técnicas de reforzamiento se ve reflejado en los proyectos de remodelación y reforzamiento estructural que se han realizado en la Universidad Industrial de Santander desde el año 2018 hasta la fecha, donde se adicionaron elementos de concreto reforzado para realizar un encamisado de columnas. Los edificios que estuvieron incluidos en estos proyectos son la facultad de ingeniería industrial (Serrano, 2010), el edificio Jorge Bautista Vesga (Serrano J, 2015) y el edificio de bienestar universitario (Girardot, 2021), mejorando su funcionalidad y seguridad para el bienestar de los estudiantes. El segundo grupo de técnicas de reforzamiento se resume en la Tabla 1.

**Tabla 1.** *Grupo técnicas de reforzamiento adición de elementos.*

<b>Adición muros de cortante</b>	<b>Adición elementos de acero</b>	<b>Adición marcos de acero y tirantes diagonales</b>
Consiste en agregar resistencia y rigidez significativa a una estructura los cuales pueden ser ubicados en el exterior o en el interior del edificio, en general decidir cuál será la ubicación de los nuevos muros se convierte en un problema, ya que cualquiera que sea la ubicación de estos, las características arquitectónicas de las edificaciones se modifican (Llanes & Orozco, 2017)	Una de estas es el encamisado con elementos de acero, con esta metodología se busca aumentar la sección transversal agregando elementos que rodean al componente estructural a ser tratado, y, además, es capaz de devolver o restaurar la rigidez inicial de una columna afectada por fuerzas externas (Llanes & Orozco, 2017)	Busca mejorar la capacidad global a cortante, así como la capacidad lateral al desplazamiento; esta última relacionada fuertemente a la rigidez global. Adicionalmente, el método de contravientos de acero funciona como una armadura y pueden ser instalados en el interior o exterior del edificio, además, proveen resistencia lateral y ductilidad (Llanes & Orozco, 2017).

El tercer grupo consta de técnicas de reforzamiento basadas en materiales especiales o compuestos, como el refuerzo con FRP (Fiber Reinforced Polymers). El propósito de usar estos materiales como solución a los problemas de inseguridad estructural es el aumento de la capacidad portante obtenida mediante la instalación de estos compuestos, que actúan como armaduras externas y son adheridos a los elementos estructurales existentes. Desde la perspectiva estructural, los materiales compuestos facilitan la materialización de estructuras con geometrías complejas debido a sus altos módulos de rigidez (Llanes & Orozco, 2017).

Como último grupo, están las técnicas de reforzamiento basadas en el aislamiento sísmico, su modo de funcionamiento consiste en alterar las propiedades dinámicas del edificio, propiedades que están en función de la masa, rigidez y amortiguamiento propio del sistema estructural, provocando una sustancial disminución en la respuesta estructural. Dentro del grupo de sistemas de aislamiento de base se destacan el control pasivo con disipadores de energía y el control pasivo con sistemas inerciales acoplados (Llanes & Orozco, 2017).

Para ejemplificar este último grupo, se encuentran los edificios de UIS salud (C.Esteban, 2017) y residencias universitarias (Lesmez, 2016), ubicados en el campus central de la Universidad Industrial de Santander en los cuales se implementaron amortiguadores viscosos para realizar su respectivo reforzamiento estructural. Además de estas, se propone una nueva técnica sostenible, donde la estructura existente está conectada a un exoesqueleto autoportante adoptando técnicas desmontables, que pueden ser ensambladas y activadas en diferentes fases de la vida útil del edificio (Labò et al., 2018). Esta implica el uso de rejillas diagrid, las cuales son particularmente interesantes por su notable potencial arquitectónico y por la posible estandarización de los componentes, aumentando en gran medida la replicabilidad de la solución de adaptación; lo que resulta principalmente de sus ventajas, incluyendo la ligereza, la resistencia contra las cargas

de gravedad y laterales, la creación de formas libres, retorcidas y complejas, el acuerdo de la estructura con los factores de sostenibilidad, y la flexibilidad (Maqhareh, 2014),(Labò et al., 2017).

Estas consideraciones contribuyeron a avanzar hacia un enfoque holístico y sostenible de renovación, donde la intervención tiene por objetivo mejorar la resiliencia sísmica, así como el consumo de energía y la renovación arquitectónica (Labò et al., 2017).

El sistema diagrid se puede considerar como la evolución del sistema tubular arriostrado, sabiendo que su diferencia radica en que los elementos verticales en el perímetro son eliminados, dejando encargados a los elementos diagonales de las sollicitaciones laterales y gravitacionales (Yohana et al., 2014). La mejora sísmica de las estructuras existentes se persigue adoptando el fortalecimiento local o global. Aunque las técnicas de refuerzo local están bastante extendidas, implican la demolición parcial o total del acabado del edificio, aumentando así los costos de la intervención y exigiendo el despido temporal del edificio. Por lo tanto, deben preferirse intervenciones globales basándose en la construcción de un nuevo sistema sísmico resistente, se pueden aplicar desde el exterior conectando los nuevos elementos de resistencia a la estructura vertical existente sin interrumpir la funcionalidad del edificio (Labò et al., 2016).

Considerando que la implementación del sistema diagrid como reforzamiento en edificaciones existentes es reciente (en especial en Colombia, ya que no se encontró su aplicación). Un ejemplo sería el parque científico de Murcia (España), en el cual la principal idea del proyecto era rehabilitar tres edificios en desuso, donde se optó por aprovechar la preexistencia de los tres edificios antiguos. El arquitecto Fernando De Retes mediante su intervención crea y construye una nueva y moderna piel para cada uno de los edificios haciendo uso de una subestructura con unos acabados de un aspecto muy contemporáneo, además de renovar los acabados interiores, creando

tres edificios con un esqueleto de otra época como se muestra en la figura 3 (Yohana et al., 2014),(Leiva, 2019).

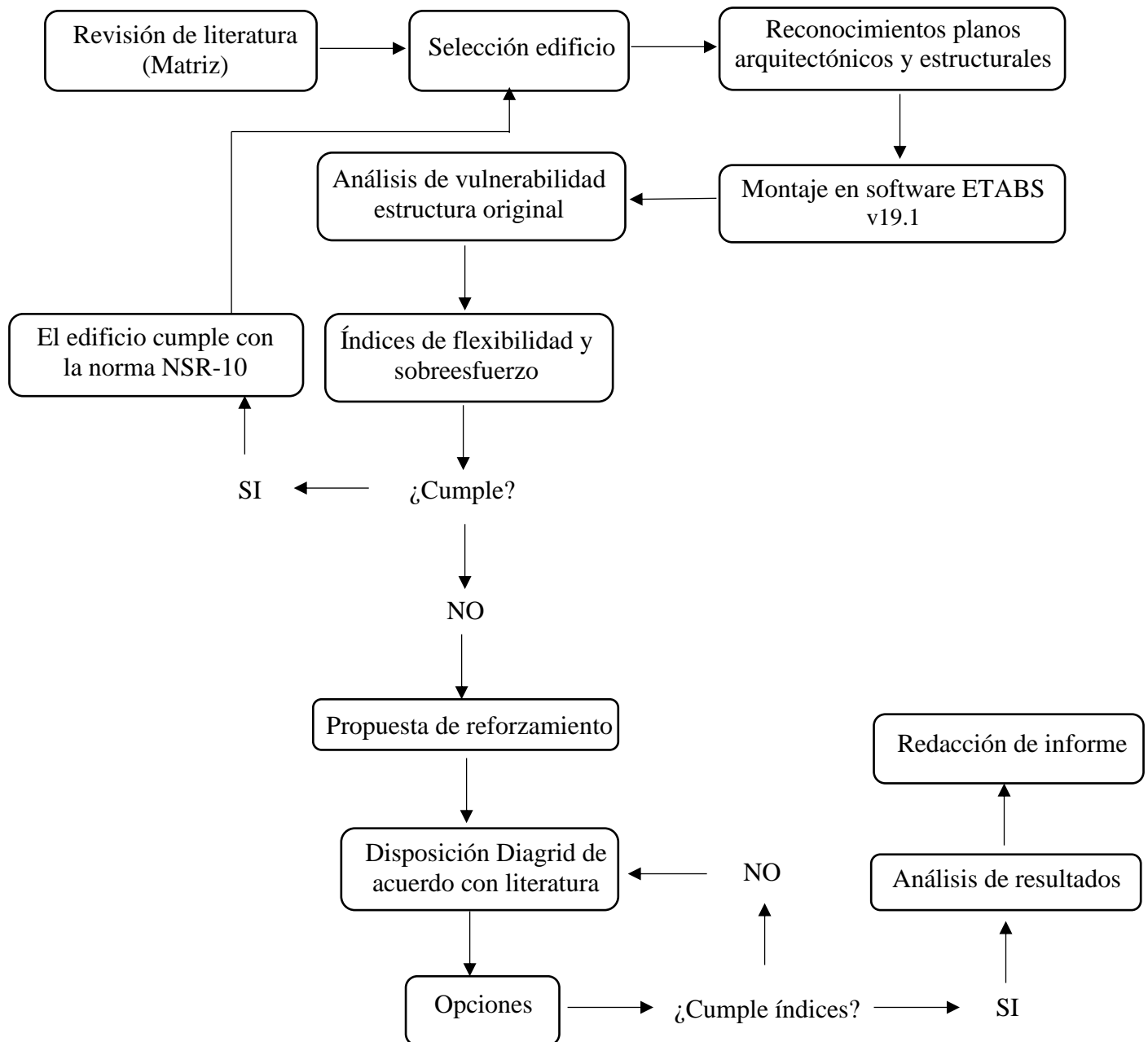
**Figura 3.** *Fundación parque científico Murcia*



*Nota.* Tomado de Arquitectura viva por David Frutos, 2014.

### 3. Aspectos conceptuales para el reforzamiento: metodologías y definiciones

**Figura 4.** Diagrama de flujo de la metodología aplicada.



### **3.1 Método de análisis sísmico**

En general, los códigos sísmicos y el diseño sismo-resistente pueden basarse en el análisis elástico de las estructuras. Estos procedimientos incluyen análisis estático y dinámico los cuales, son utilizados en los análisis de la fuerza horizontal equivalente, el análisis del espectro de respuesta, en el análisis modal y en el análisis elástico de historias en el tiempo. Para tomar en consideración a la estructura en el rango no lineal, los códigos incluyen un factor de reducción o de comportamiento para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura. En el caso de un análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis no lineal las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar (Lesmez, 2016).

### **3.2 Marco conceptual**

**3.2.1 Deriva.** Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación (AIS, 2010)

**3.2.2 Fuerza horizontal equivalente.** Es un método aproximado que consiste en representar las fuerzas sísmicas de diseño mediante cargas laterales estáticas, reduciendo el problema dinámico a uno estático (Mario et al., 2013).

**3.2.3 Fuerza sísmica.** Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura (AIS, 2010).

**3.2.4 Cortante en la Base.** Es la suma algebraica, tomada en la base, de todas las fuerzas sísmicas horizontales del piso (AIS, 2010).

**3.2.5 Resistencia.** Es la capacidad útil de una estructura, o de sus miembros, para resistir cargas, dentro de los límites de deformación establecidos en el reglamento NSR-10 (AIS, 2010).

**3.2.6 Diafragma.** Conjunto de elementos estructurales, tal como una losa de entrepiso, que transmite las fuerzas inerciales horizontales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica(AIS, 2010).

**3.2.7 Vulnerabilidad.** Es la cuantificación del potencial de mal comportamiento de una edificación con respecto a alguna sollicitación (AIS, 2010)

**3.2.8 Sollicitaciones.** Son las fuerzas u otras acciones que afectan la estructura, dentro de las cuales se cuentan: los efectos gravitacionales sobre su propia masa, o peso propio, las cargas generadas por los elementos no estructurales, por sus ocupantes y sus posesiones, entre otras (AIS, 2010).

**3.2.9 Sistema de pórtico.** Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, no arriostrado, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales(AIS, 2010).

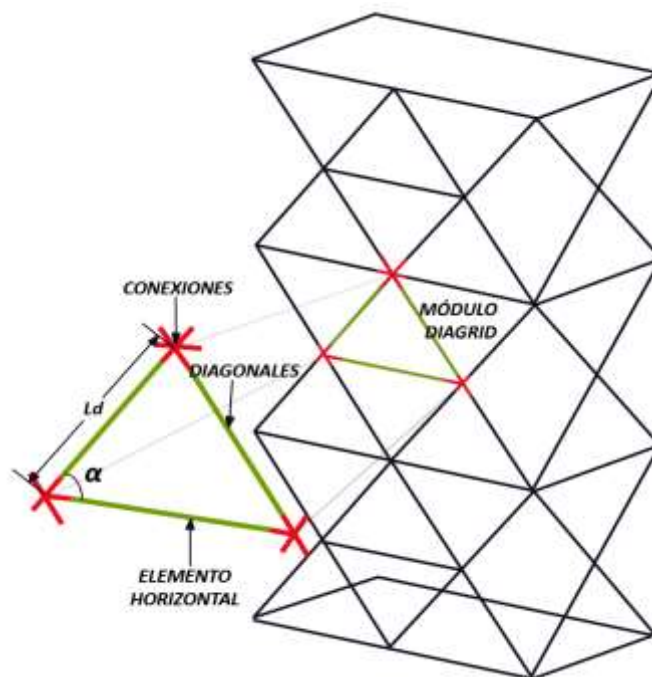
**3.2.10 Espectro de diseño.** Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos de diseño(AIS, 2010).

**3.2.11 Diagrid.** El término "diagrid" es una combinación de las palabras "diagonal" y "grid", se refiere a un sistema estructural que gana su integridad estructural mediante el uso de triangulación (T. Boake, 2014)

**3.2.13 Módulo Diagrid.** Es el patrón diagonal repetitivo, que se extiende a través de los diferentes niveles que constituyen el edificio como se muestra en la figura 5 (Diéguez et al., 2015)

**3.2.14 Ángulo de la diagrid.** Permite un flujo natural y directo de cargas a través de la estructura y hasta la fundación del edificio (T. M. Boake, 2014).

**Figura 5.** Principales componentes del sistema Diagrid



*Nota.* Tomado de “Design of diagrid exoskeletons for the retrofit of existing RC buildings por Simone Labò, 2020.

### 3.3 Metodología análisis de vulnerabilidad

De acuerdo con el título A.10 de la NSR-10, se debe aplicar un método para evaluar el nivel de comportamiento de los elementos que componen la edificación. Con dicho método cuantitativo es posible estimar el riesgo de una estructura existente, construida antes de la vigencia del reglamento en mención.

### **3.3.1 Información preliminar.**

Según el numeral A.10.1.4 de la NSR-10, deben seguirse las siguientes etapas:

*Etapas 1.* Debe verificarse que la estructura en estudio está cubierta por el alcance de la NSR-10.

*Etapas 2.* Debe recopilarse la información existente sobre el diseño estructural y geotécnico, deben hacerse exploraciones a la edificación.

*Etapas 3.* Debe calificarse el estado del sistema estructural, basándose en:

- a. Calidad del diseño de la estructura
- b. El estado de mantenimiento y conservación.

### **3.3.2 Evaluación de la estructura existente**

*Etapas 4-* Deben determinarse las solicitaciones equivalentes, definidos por A.10.4.2 de la NSR-10, con lo anterior se debe tener en cuenta:

- Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad al de una edificación nueva.
- Clasificación del sistema estructural.
- Coeficiente de capacidad de disipación de energía,  $R'$ .
- Fuerzas sísmicas

*Etapas 5-* Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura y de su Sistema de cimentación.

*Etapas 6-* Debe determinarse la resistencia de la estructura,  $N_{ex}$ .

*Etapas 7-* Con la resistencia existente calculada se multiplican por dos factores de reducción de resistencias que se obtienen de los resultados de calificación.

*Etapas 8-* Determinar el índice de sobreesfuerzo.

*Etapas 9-* Calcular las derivas de la estructura.

*Etapa 10*-Determinar el índice de flexibilidad.

### **3.3.3 Intervención del Sistema estructural**

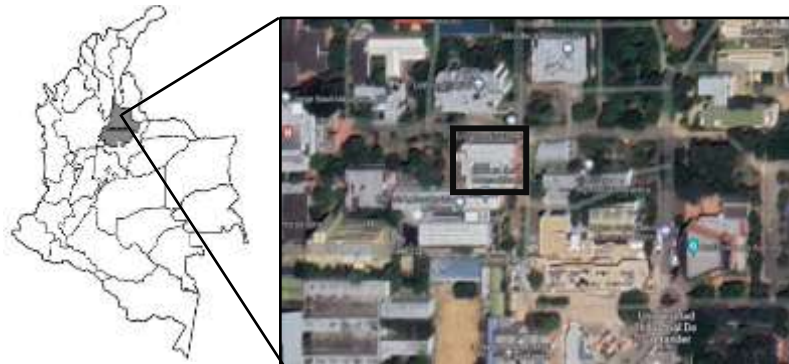
*Etapa 11*-La intervención estructural debe definirse de acuerdo con el tipo de modificación en una de las siguientes categorías: (a) Ampliaciones adosadas, (b). Ampliaciones en altura, (c). Actualización a la NSR-10.

*Etapa 12*-La edificación debe analizarse nuevamente incluyendo la propuesta, la cual debe diseñarse para las fuerzas y esfuerzos obtenidos del nuevo análisis.

## **4.Caso de estudio**

Teniendo en cuenta la limitada información que hay para edificaciones que cumplan con el alcance del presente proyecto, se optó por realizar el análisis a una edificación situada dentro del campus en la Universidad Industrial de Santander (Bucaramanga, Santander) (ver figura 6 ) cuya dirección es Carrera 27 con calle 9, luego de hacer una selección teniendo en cuenta cantidad de niveles propuestos en el alcance entre 3 a 7 niveles, la edificación escogida fue el edificio Camilo Torres (CT) que alberga, en su mayoría, salones de clase.

**Figura 6.**Localización edificio en estudio



*Nota.* Tomado de Evaluación del programa de país del UNFPA: Colombia,2019

Camilo Torres-Aulas es una edificación de uso educativo construida de concreto reforzado con un área estimada de 3331,76 m<sup>2</sup> y cuatro niveles sin sótano, construida a inicios de los años setenta, con un sistema estructural de resistencia sísmica de pórtico resistente a momento. De acuerdo con el título A de la NSR-10, la edificación Camilo Torres está emplazada en una zona de amenaza sísmica alta.

Los planos arquitectónicos actualizados al año 2021 y estructurales de 1970 proporcionados por el departamento de planta física de la UIS se pueden encontrar en el Apéndice A y B.

Asimismo, durante la búsqueda de información se encontró en planta física estudios que se ejecutaron al edificio en los últimos años, los cuales fueron:

En febrero del año 2019, se realizó por parte de la empresa GEOESTRUCTURAS S.A.S un estudio de patología y vulnerabilidad sísmica, el cual se dedujo mediante el trabajo de campo (inspección visual ver figura 7) la estructura clasificaba como “Buena”. A pesar de esto la edificación no cumplía con las especificaciones sismo resistente establecidas en la NSR-10.

**Figura 7.** Edificio Camilo Torres año, 2019



**Nota.** Fotografías del edificio durante la visita a campo. Tomado de Estudio de patología y vulnerabilidad sísmica (p.13), por GEOESTRUCTURA S.A.S, 2019.

Para mayo del 2019, se llevó a cabo un estudio de vulnerabilidad y diseño de reforzamiento estructural del edificio camilo torres – aulas, por parte de GEOESTRUCTURA S.A.S, basándose en el estudio de patología mencionado en el párrafo anterior, permitiendo una comprensión del estado en que se encontraba la estructura y así hacer los respectivos cálculos para determinar el grado de vulnerabilidad.

Los cálculos de índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad fueron de 11,36 y 3,7 respectivamente, demostrando la necesidad de un reforzamiento estructural.

La propuesta de reforzamiento hecha en la memoria de cálculo fue:

- Encamisado en columnas y vigas
- Dispositivos de control pasivo
- Reforzamiento en capiteles
- Chaquetas de acero en columnas
- Aumento del  $f^c$ .

También realizaron una modificación en altura agregando un piso construido en estructura metálica. Por consiguiente, se obtuvo como resultado el índice de sobreesfuerzo de 0,98 y de flexibilidad de 0,64. Para el año 2021 dicho reforzamiento se implementó en el edificio.

Los planos estructurales resultado de la propuesta de reforzamiento realizada por GEOESTRUCTURA S.A.S se pueden encontrar en el Apéndice C.

Actualmente en el año 2022, se propone hacer un estudio de reforzamiento estructural empleando el sistema Diagrid como solución. Para el desarrollo del estudio se elaboraron cálculos del estado de la estructura cuando se construyó teniendo en cuenta su geometría, materiales y disposición de los elementos tomados de los planos, luego se ejecutaron diferentes etapas para determinar qué modelo de diagrid cumpliría con el correcto reforzamiento estructural.

#### 4.1 Vulnerabilidad edificio original

En el modelo a estudiar se necesitaban las propiedades de los materiales que se emplearon en su construcción, para lograr tener un modelo similar al de la vida real. Por consiguiente, en los planos estructurales se encontró que usaron  $f'c=3000\text{psi}$  (21 Mpa) y  $Fy=60000\text{ psi}$ .

Nota. De acuerdo con título C.R.8.5 de la NSR-10, el valor del módulo de elasticidad sin distinguir por tipo de agregado es  $E = 3900 * \sqrt{f'c}$  en Mpa, pero como se tenía el estudio de patología del 2019 como guía se calculó el módulo de elasticidad como:

$$E = 4700 * \sqrt{f'c} = 4700 * \sqrt{21}$$

$$E = 21538,1\text{Mpa}$$

En cuanto al acero de refuerzo identificado tiene un esfuerzo de fluencia de 420Mpa, tanto para las barras longitudinales como para las barras transversales.

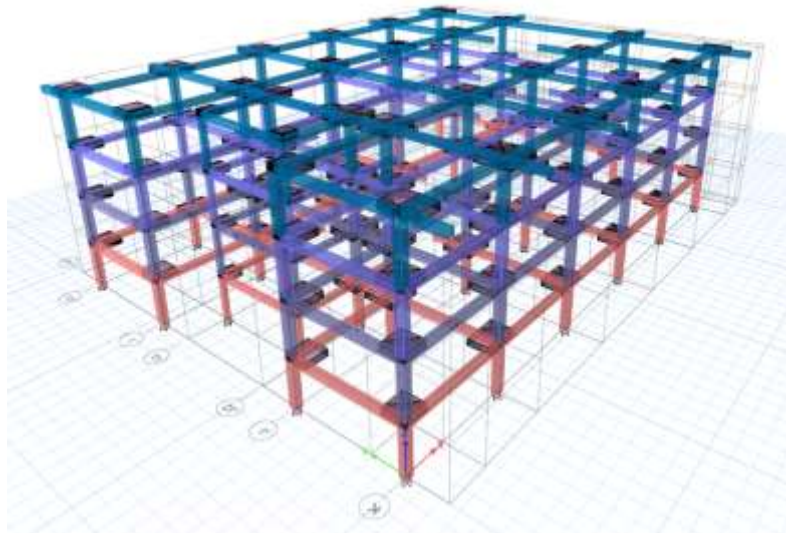
Conviene especificar que en el alcance del presente proyecto no se estipula el análisis de la cimentación, por lo tanto, esta no se incluyó.

Para la simulación de la edificación se usó el software ETABS de CSI (Versión 19.1), versión estudiantil del cual se obtuvieron los resultados para determinar el estado de la estructura antes del reforzamiento.

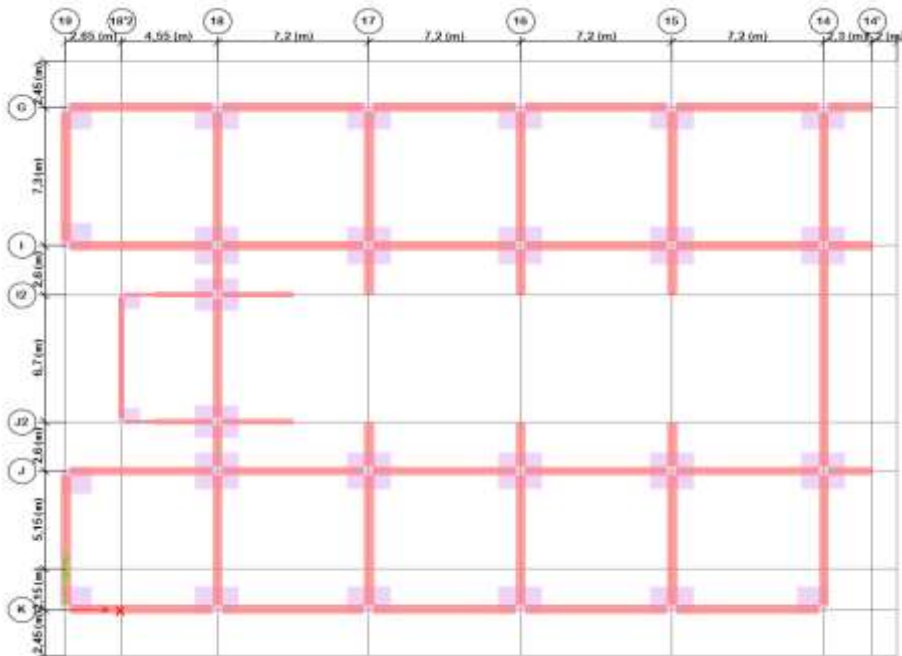
4.1.1 Geometría del modelo

ETABS (CSI Spain | ETABS,19.1.)

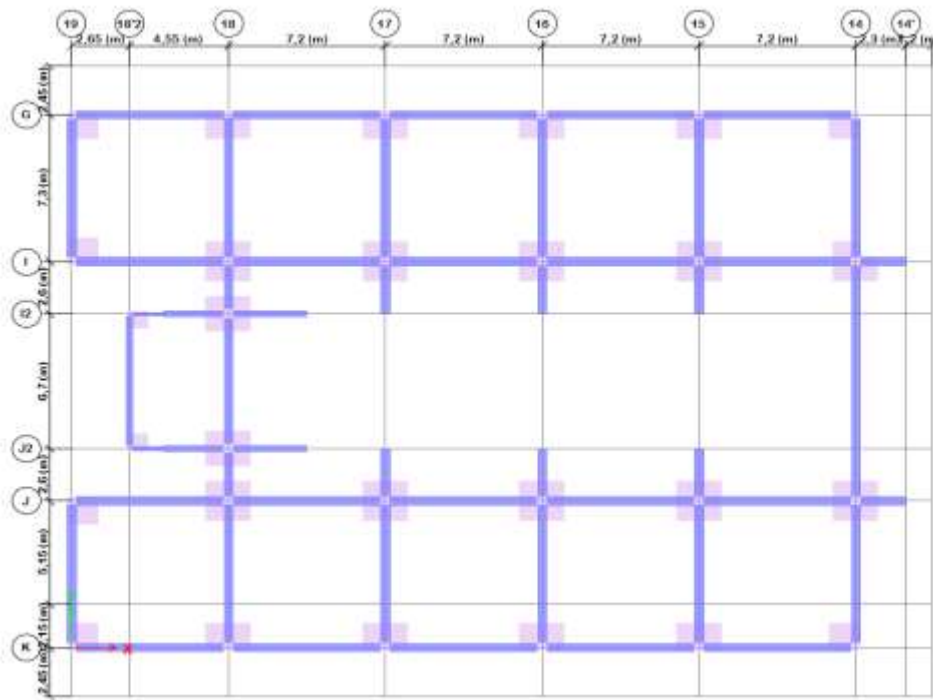
**Figura 8.**Modelo Camilo Torres



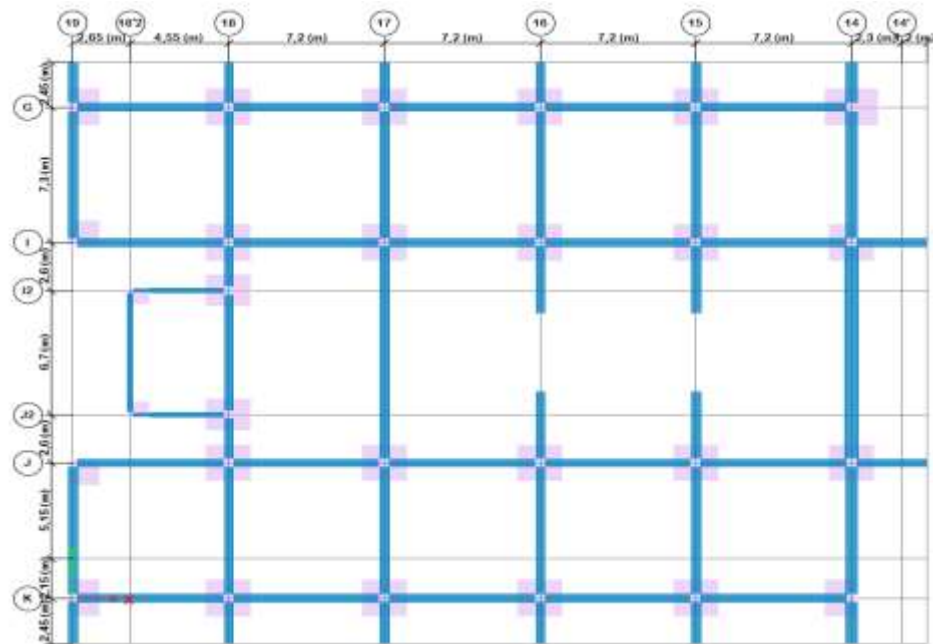
**Figura 9.**Planta nivel N+3,2- N+6,6



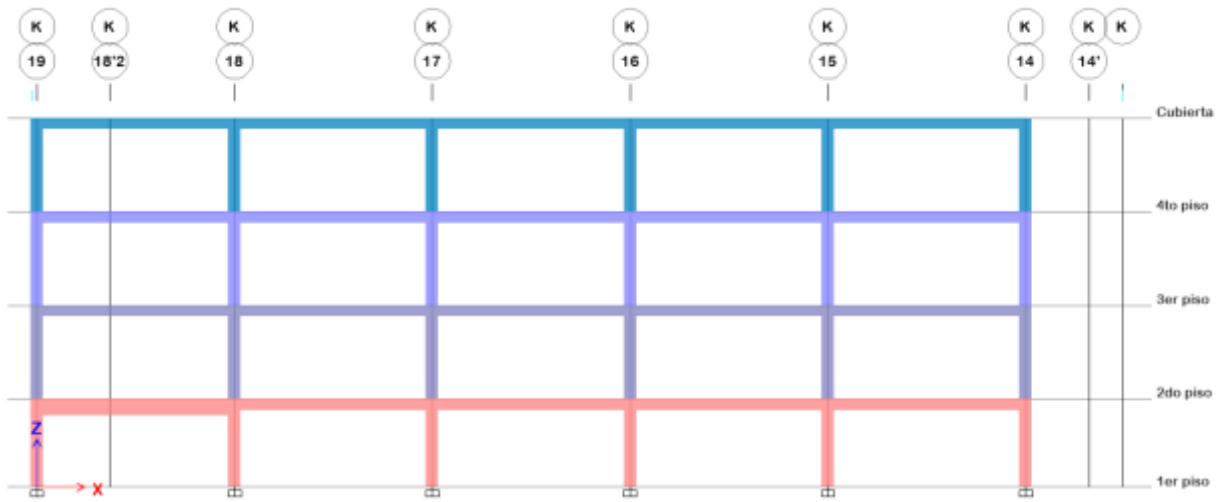
**Figura 10.**Planta nivel N+10



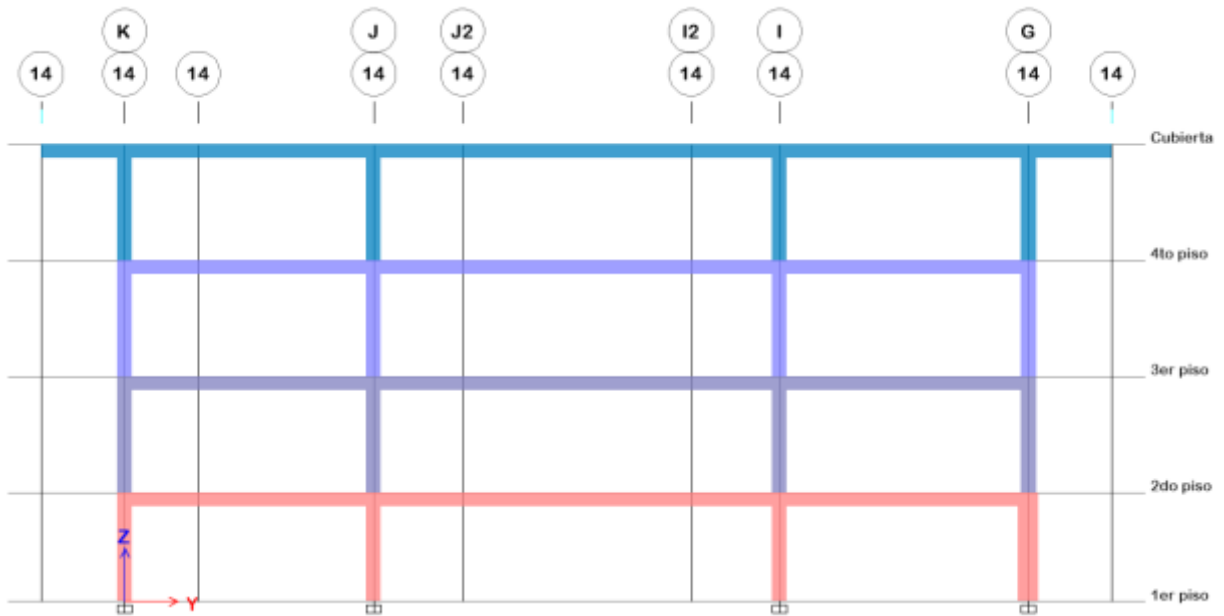
**Figura 11.**Planta nivel N+13,4



**Figura 12.** Vista lateral Eje K



**Figura 13.** Vista frontal Eje 14

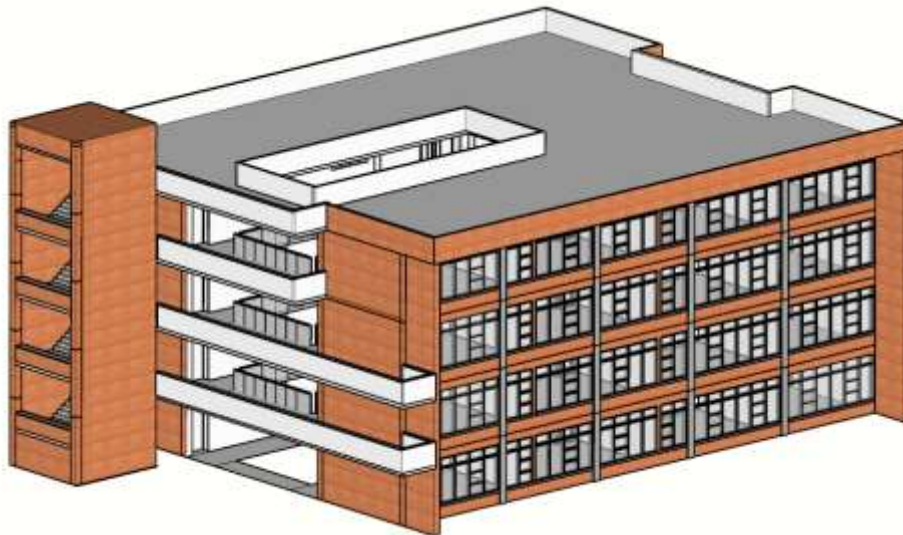


SKETCHUP (Versión 22), Licencia gratuita.

**Figura 14.** *Modelo Camilo Torres lateral derecha (1970)*



**Figura 15.** *Modelo Camilo Torres lateral izquierda (1970)*



**Figura 16.** *Modelo Camilo Torres posterior (1970)*



**Figura 17.** *Modelo Camilo Torres frontal (1970)*



#### 4.1.2 Evaluación de cargas

##### Carga Muerta

Se calcula en base a la información de la edificación existente, para este fin se tiene en cuenta los pesos específicos de los materiales evidenciados en sitio, para el caso del cálculo de la carga sobreimpuesta se utiliza la tabla dispuesta en B.3.4.3-1 de la NSR – 10 y de acuerdo con el uso se calculó el valor.

**Tabla 2.** *Cargas muertas y permanentes*

Carga muerta sobreimpuesta placa aligerada [kN/m <sup>2</sup> ]	
Fachada y particiones	2,000
Afinado de piso y cubierta	1,500
Placa aligerada	4,475
$\Sigma=$	7,975

##### Carga Viva

El valor de la carga viva se determina a partir de los valores dados en la tabla B.4.2.1-1, estos valores de carga están en función del uso de la edificación.

**Tabla 3.** *Cargas vivas aplicadas al modelo*

Carga viva de placa aligerada [kN/m <sup>2</sup> ]	
Salones de clase	2,000
Corredores y escaleras	5,000
$\Sigma=$	7,000

##### Cálculo de solicitaciones equivalentes

Acorde con lo contemplado en el capítulo A.10.9.1 de la NSR-10(AIS, 2010) para las edificaciones pertenecientes al grupo de uso III, que sería el grupo al cual pertenece el edificio en

estudio se debe evaluar el comportamiento de estas con un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva independientemente del año de construcción.

La representación de los movimientos sísmicos de diseño se realiza mediante el espectro elástico de aceleraciones definido en el capítulo A.2.6 de la NSR-10, este espectro es asignado como una función en el modelo matemático de la edificación para la realización de análisis dinámicos. En el código A.6.2.1.2 de la NSR-10 se expresa que “En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso II, III y IV para la determinación de las fuerzas horizontales que sean empleadas para el cálculo de los desplazamientos horizontales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia I tenga un valor igual a la unidad, sin embargo, las fuerzas sísmicas de diseño de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia correspondiente al grupo de uso de la edificación el cual está establecido en A.2.5.2.

#### ***4.1.3 Espectro de diseño***

Para realizar el análisis de vulnerabilidad de la estructura se aplicó el método de la Fuerza horizontal equivalente y el método mencionado en el título A.10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Considerando la ubicación del edificio se obtuvo:

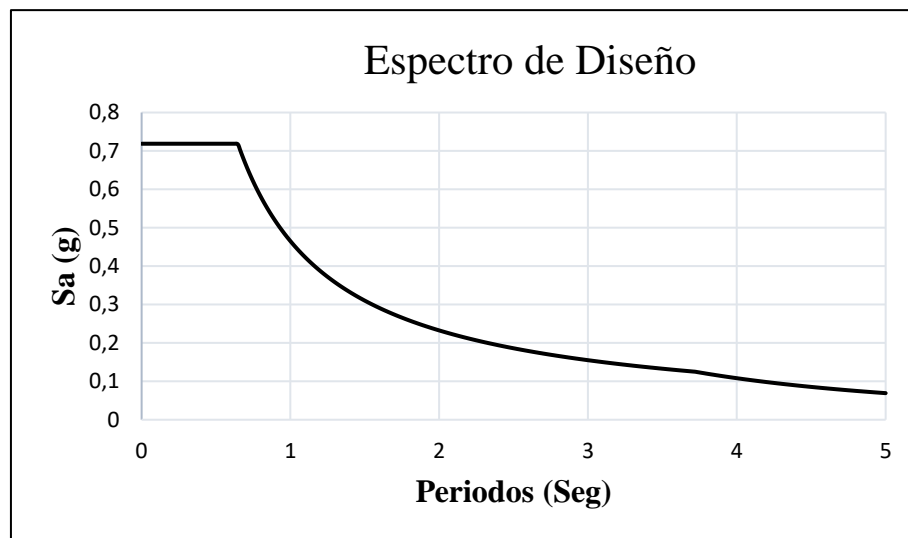
**Tabla 4.***Datos ingresados al espectro*

<b>Aa</b>	0,25
<b>Av</b>	0,25
<b>Fa</b>	1,15
<b>Fv</b>	1,55
<b>I</b>	1,25
<b>Tc [s]</b>	0,64
<b>Tl [s]</b>	3,72
<b>To [s]</b>	0,13
<b>Tipo de suelo</b>	C
<b>Cu</b>	1,28
<b>CT</b>	0,04
<b>Alpha</b>	0,90
<b>H [m]</b>	13,4
<b>N</b>	4,0
<b>Ta [s]</b>	0,48
<b>Ta [s]</b>	0,40
<b>K</b>	1,00
<b>T [s]</b>	0,49
<b>Sa</b>	0,71
<b>Masa total [Ton]</b>	36304,28
<b>Vs [kN]</b>	25597,92

**Tabla 5.***Método fuerza horizontal equivalente*

<b>Entrepiso</b>	<b>mi [kN]</b>	<b>hi [m]</b>	<b>mihi<sup>k</sup></b>	<b>Cvx i</b>	<b>f i [kN]</b>
<b>4</b>	10427,94	13,40	139734,35	0,46	11710,41
<b>3</b>	8293,84	10,00	82938,35	0,27	6950,63
<b>2</b>	8446,37	6,60	55746,03	0,18	4671,78
<b>1</b>	8446,37	3,20	27028,38	0,09	2265,11
<b>0</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Sumatoria <math>\Sigma</math></b>	35614,51		305447,11	1,00	25597,93

**Figura 18.** *Espectro de aceleraciones representativo de la amenaza sísmica de Bucaramanga, coeficiente de importancia 1*



### ***Clasificación del sistema estructural***

Como requisito indispensable la NSR-10 exige que las edificaciones sean clasificadas dentro de algún sistema estructural dentro del conjunto de sistemas estructurales reconocidos por la normatividad mencionada, las posibles opciones de clasificación se encuentran en el capítulo A3. En conformidad con lo anterior, el sistema de resistencia sísmica se clasifica como pórtico resistente a momento, tomando en consideración que la zona de amenaza sísmica de emplazamiento es alta, la estructura debe contar con una condición especial de disipación de energía, sin embargo, de acuerdo con los estudios de patología realizados por la empresa GEOESTRUCTURAS S.A.S, no es posible considerar esta condición para la estructura existente, esto conlleva a determinar una condición DMO. Teniendo en cuenta la fecha de construcción de la edificación el valor de R es asociado a una capacidad de disipación de energía intermedia, debido

al refuerzo de los elementos de la estructura se puede usar un  $R_0$  de 3, pero en base al documento guía este valor se puede escoger de acuerdo con el siguiente código:

***Coefficiente de disipación de energía  $R'$***

De acuerdo con el código A.10.4.2.4 el valor del coeficiente de disipación de energía se debe determinar utilizando el mejor criterio que sea aplicable de los siguientes mencionados:

(a) Cuando se disponga de buena información sobre el diseño original, tal como planos y memorias, se permite, de acuerdo con el mejor criterio del ingeniero que lleva a cabo la evaluación, determinar un valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía,  $R'$ , por comparación con los requisitos que para el material y el sistema estructural fija el reglamento. La selección del coeficiente de capacidad de energía  $R'$ , cuando haya cumplimiento parcial de los requisitos puede aproximarse interpolando entre los valores de  $R$  que da el capítulo A.3.

(b) Cuando no se disponga de buena información sobre el diseño original, o esta sea incompleta o fragmentaria, el ingeniero que lleve a cabo la evaluación debe definir un valor de  $R'$  de acuerdo con su mejor criterio. Este valor no puede ser mayor que el dado en el capítulo A.3 establezca para el mismo sistema estructural y el mismo material.

(c) Cuando no exista ningún tipo de información, se permite utilizar un valor de  $R'$  correspondiente a tres cuartos del valor que fija el capítulo A.3 para el mismo sistema estructural y el mismo material. El valor así obtenido no hay necesidad de que sea menor que la unidad.

Para este caso en particular se cumple la condición (a), por lo cual se procede a determinar el valor de  $R'$  mediante los requisitos establecidos en el capítulo A.3, tomando como base el valor de 5 correspondiente a  $R_0$ , este valor es reducido como consecuencia de las irregularidades en planta, redundancia y en altura presentes en la estructura ver Tabla 6.

**Tabla 6.** *Coficiente de disipación de energía estructural original*

<b>R</b>	<b>2,4</b>
<b>R<sub>o</sub></b>	<b>5</b>
<b>Φ<sub>r</sub></b>	<b>0,75</b>
<b>Φ<sub>a</sub></b>	<b>0,8</b>
<b>Φ<sub>p</sub></b>	<b>0,8</b>

**Combinaciones**

Para la asignación de las combinaciones se tuvieron en cuenta las estipuladas en la NSR-10 Título B.2.4.2.1 son:

Combinación 1... 1.4D

Combinación 2... 1.2D + 1.6L

Combinación 3... 1.2D + 1.0L + Ex+Ey0,3

Combinación 4.... 1.2D + 1.0L -Ex -Ey0,3

Combinación 5.... 1.2D + 1.0L + Ex -Ey0,3

Combinación 6.... 1.2D + 1.0L - Ex +Ey0,3

Combinación 7... 1.2D + 1.0L +0,3 Ex +Ey

Combinación 8 .... 1.2D + 1.0L -0,3 Ex -Ey

Combinación 9 .... 1.2D + 1.0L +0,3 Ex -Ey

Combinación 10... 1.2D + 1.0L -0,3 Ex +Ey

Combinación 11... 0.90D + Ex

Combinación 12. ...0.90D + Ey

Combinación 13 ... 0.90D - Ex

Combinación 14 ... 0.90D - Ey

Envolvente (Com1+Com2+Com3+Com4+Com5+Com6+Com7+... +Com13+Com14).

#### **4.1.4 Método por índices de flexibilidad y sobreesfuerzo**

##### **Índice de flexibilidad**

El índice de flexibilidad indica el grado de susceptibilidad que la estructura tiene ante derivas excesivas con respecto a las permitidas en la NSR-10.

##### **Índice de flexibilidad por piso**

Según la NSR-10 en A.10.4.3.5 (a) se define como el cociente entre la deriva obtenida del análisis de la estructura y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación.

##### **Índice de flexibilidad estructura**

Según la NSR-10 en A.10.4.3.5 (b) se define como el mayor valor de los índices de flexibilidad de toda la estructura.

##### **Índice de sobreesfuerzo**

El índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes calculadas de acuerdo con los parámetros que la NSR-10, indicadas en A.10.4.2 y la resistencia efectiva. Estos índices se presentan de dos formas: Índice de sobreesfuerzo de los elementos e índice de sobreesfuerzo de la estructura.

##### **4.1.4.1 Resistencias Efectivas en Vigas de Entrepiso.**

La resistencia efectiva en las vigas se calcula como el producto entre la resistencia existente y los coeficientes de reducción de resistencia  $\varphi_c$  y  $\varphi_e$  que se muestran en la tabla A.10.4-1 de la NSR – 10. La calificación en cuanto a la calidad del diseño, construcción y estado de la edificación es buena, por lo tanto, los coeficientes son iguales a la unidad.

##### **Resistencia efectiva por flexión y cortante**

El análisis por flexión y cortante realizado para cada una de las vigas se aplicó en tres puntos estratégicos: dos a una distancia “x” de los apoyos y uno en el centro de luz. A continuación, se expone el cálculo tipo para una de las secciones transversales perteneciente a la viga K<sub>19-18</sub> del piso 2, las demás son consignadas en los apéndices D y E. Las dimensiones de la viga son de 400 x 400 [mm] y un recubrimiento de 25 [mm].

Distancia “x” del apoyo izquierdo de la viga

$$X = \frac{b_c}{2} + d$$

$$x = \frac{b_c}{2} + \left( h_w - r - \phi_e - \frac{\phi_b}{2} \right)$$

$$x = \frac{450}{2} + \left( 400 - 25 - 9,5 - \frac{15,9}{2} \right) x = 582,55 \text{ [mm]}$$

Distancia “x” del apoyo derecho de la viga

$$x = L_w - \frac{b_c}{2} - d$$

$$x = 7200 - \frac{450}{2} - (357,55)$$

$$x = 6619,05 \text{ [mm]}$$

Hay que destacar que las fórmulas usadas para determinar los índices se tomaron de “Estudio de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural de edificio “residencias para estudiantes UIS”, Lesmez,2015. También se pueden apreciar en investigaciones de autores como (Suárez & Moreno, 2011) ,(Medina & Alfredo, 2015).

### Resistencia efectiva por flexión

Para el cálculo del bloque a compresión es necesario calcular la altura “a”, la cual de obtiene igualando la fuerza de tensión del acero y de compresión del concreto.

$$C = T$$

$$0,85 * f'_c * b * a = A_s * F_y$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0,85 * f'_c * b_w}$$

$$a = \frac{995 * 420}{0,85 * 21 * 400} = 58,53 \text{ [mm]}$$

Nota:  $A_s$  es el área de acero de refuerzo encontrado en el despiece de la sección, especificado en los planos estructurales del edificio.

### Cálculo del momento resistente

$$M_r = \varphi * A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_r = \frac{0,9 * 995 * 420 * \left(357,55 - \frac{58,53}{2}\right)}{10^6}$$

$$M_r = 123,47 \text{ [KN - m]}$$

$$M_{r_e} = M_r * \varphi_c * \varphi_e$$

$$M_{r_e} = 123,47 * 1,0 * 1,0 = 123,47 \text{ [KN - m]}$$

### Resistencia efectiva por cortante

$$V_c = 0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0,17 * 1 * \sqrt{21} * 400 * 357,55 / 10^3$$

$$V_c = 111,42 \text{ [KN]}$$

$$V_s = \frac{A_v * F_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = \frac{142 * 420 * 357,55}{200 * 10^3} = 106,62 \text{ [KN]}$$

Nota:  $A_v$  es el área de acero de estribos encontrado en el despiece de la sección, especificado en los planos estructurales del edificio.

Cálculo del cortante resistente

$$V_r = \varphi * (V_c + V_s)$$
$$V_r = 0,75 * (111,42 + 106,62) = 163,53 [KN]$$
$$V_{r_e} = V_r * \varphi_c * \varphi_e$$
$$V_{r_e} = 163,53 * 1,0 * 1,0 = 163,53 [KN]$$

### **Solicitaciones en las vigas de entrepiso**

Al realizar el análisis elástico de la estructura con base a la NSR – 10, se procede a obtener las fuerzas internas máximas que se producen en las vigas (solicitaciones por flexión y cortante).

Solicitaciones por flexión y cortante

### **Índices de sobre esfuerzo en las vigas de entrepiso**

Estos se obtienen para cada uno de los elementos individuales de la estructura tanto para flexión como para cortante. Esto se logra dividiendo la fuerza o esfuerzo de la sollicitación equivalente mayorada de acuerdo con lo especificado en la NSR – 10, por la resistencia efectiva del elemento.

#### **Índice de sobreesfuerzo a flexión**

$$\frac{M_u}{M_{r_e}} = \frac{167,04}{123,47} = 1,35$$

#### **Índice de sobreesfuerzo a cortante**

$$\frac{V_u}{V_{r_e}} = \frac{8,16}{163,53} = 0,05$$

#### 4.1.4.2 Resistencias Efectivas en Columnas.

El análisis por flexo compresión realizado para cada una de las columnas se aplicó cerca a la cara del apoyo, sección que se encuentra más exigida. A continuación, se expone el cálculo tipo para una de las secciones transversales perteneciente a la columna 19 K del piso 2, las demás son consignadas en los Apéndices F y G. Las dimensiones de la columna son de 450 x 450 [mm] y un recubrimiento de 20 [mm].

Cálculo de la carga axial a compresión mínima

$$P_{min} = 0,10 * f'_c * A_g$$

$$P_{min} = 0,10 * 21 * 2025000 / 10^3 = 425,25 [KN]$$

$$P_{min e} = P_{min} * \varphi_c * \varphi_e$$

$$P_{min e} = 425,25 * 1,0 * 1,0 = 425,25 [KN]$$

Cálculo de la carga axial a compresión máxima

$$P_{máx} = \alpha * \varphi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{s total}) + A_{s total} * F_y]$$

$$P_{máx} = 0,75 * 0,65$$

$$* [0,85 * 21 * (2025000 - 2272) + 2272 * 420]$$

$$P_{máx} = 2207,55 [KN]$$

$$P_{máx e} = P_{máx} * \varphi_c * \varphi_e$$

$$P_{máx e} = 2207,55 * 1,0 * 1,0 = 2207,55 [KN]$$

Nota:  $A_g$  es el área de concreto de la sección y  $A_{s total}$  es el área de acero de refuerzo encontrado en el despiece de la sección, especificado en los planos estructurales del edificio.

Debido a que las columnas son simétricas, el análisis en el sentido “X” es idéntico al análisis en el sentido “Y”

Cálculo de “ $C_b$ ” mediante un análisis de deformaciones

$$\frac{d}{0,003 + 0,0021} = \frac{C_b}{0,003}$$

$$C_b = \frac{0,003 * d}{0,0051} * \frac{E}{E} = \frac{0,003 * d}{0,0051} * \frac{200000}{200000}$$

$$C_b = \frac{600 * d}{600 + F_y} = \frac{600 * 401,40}{600 + 420} = 236,12 [mm]$$

Cálculo de  $P_{bx}$

$$P_{bx} = C_u - T_{u2} - T_{u1}$$

$$P_{bx} = C_u = \varphi * 0,85 * f'_c * C_b * \beta * b_c$$

$$P_{bx} = 0,65 * 0,85 * 21 * 236,12 * 0,85 * 450 / 10^3 = 1047,88 \text{ [K]}$$

$$P_{bx e} = P_{bx} * \varphi_c * \varphi_e$$

$$P_{bx e} = 1047,88 * 1,0 * 1,0 = 1047,88 \text{ [KN]}$$

Cálculo de  $M_{bx}$  respecto al centro plástico. Inicialmente se calcula el momento respecto al punto donde se localiza  $T_{u1}$  y después se traslada al centro plástico.

$$M_{bx} = P_{bx} * \left( d - \frac{C_b * \beta}{2} \right) + \varphi * A'_s * F_y * (d - d')$$

$$M_{bx} = 1047,88 * \frac{\left( 401,40 - \frac{236,12 * 0,85}{2} \right)}{10^3} + 0,65$$

$$* A_s * 420 * (104,10 - 48,60) / 10^6$$

$$M_{bx} = 534,29 \text{ [KN - m]}$$

$$e'_y = \frac{M_{bx}}{P_{bx}}$$

$$e'_y = \frac{534,29}{1047,88 * 10^3} = 509,88 \text{ [mm]}$$

$$e = e'_y - \frac{(d - d')}{2}$$

$$e = 509,88 - \frac{(401,40 - 48,60)}{2} = 333,48 \text{ [mm]}$$

$$M_{bx} = P_{bx} * e$$

$$M_{bx} = 1047,88 * \frac{333,78}{10^3} = 349,44 \text{ [KN - m]}$$

$$M_{bx e} = M_{bx} * \varphi_c * \varphi_e$$

$$M_{bx e} = 349,44 * 1,0 * 1,0 = 349,44 \text{ [KN - m]}$$

Cálculo de  $P_{omin}$  e  $P_{omáx}$

El valor de  $P_{omin}$  aplica en los casos en que se presentan tracciones, es decir, cuando  $P_u < P_{be}$ .

$$P_{omin} = -\varphi * A_{s \text{ total}} * F_y$$

$$P_{omin} = -0,9 * 2272 * \frac{420}{10^3} = -858,82 \text{ [KN]}$$

$$P_{omine} = P_{omin} * \varphi_c * \varphi_e$$

$$P_{o_{\min e}} = -858,82 * 1,0 * 1,0 = -858,82 \text{ [KN]}$$

El valor de  $P_o$  máx e aplica en los casos en que se presentan compresiones, es decir, cuando se cumple que  $P_u > P_{be}$ .

$$P_{o_{\max}} = \varphi * [0,85 * f'_c (A_g - A_{s \text{ total}}) + A_{s \text{ total}} * F_y]$$

$$P_{o_{\max}} = 0,65 * (0,85 * 21 * (202500 - 2272) + 202500 * 420) / 10^3 = 2943,40 \text{ [KN]}$$

$$P_{o_{\max e}} = P_{o_{\max}} * \varphi_c * \varphi_e$$

$$P_{o_{\max e}} = 2943,40 * 1,0 * 1,0 = 2943,40 \text{ [KN]}$$

### Índice de sobre esfuerzo por flexo compresión

Estos se obtienen para cada uno de los elementos individuales de la estructura. Los índices de sobre esfuerzo por flexo compresión se muestran en el Apéndice F.

$$\text{Índice} = \frac{P_u - P_b}{P_u - P_b} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{bx}} \right)^{1,5} + \left( \frac{M_{uy}}{M_{by}} \right)^{1,5}$$

Para calcular el valor de  $P_b$  de la fórmula, se obtiene el ángulo alfa en función de  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$ .

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{811,49}{724,71} \right) = 48,23^\circ$$

Al ser simétrica la sección de la columna, el valor de  $P_b$  se mantiene.

Como  $P_u > P_{be}$ , controla la compresión, calculamos  $P_o$ .

$$P_o = 2943,40 \text{ [KN]}$$

Teniendo estos valores calculados, se reemplazan en la ecuación de superficie de falla.

$$\text{Índice} = \frac{1986,97 - 1047,88}{2943,40 - 1047,88} + \left( \frac{724,71}{349,44} \right)^{1,5} + \left( \frac{811,49}{349,44} \right)^{1,5}$$

$$\text{Índice} = 7,02$$

### Resistencia efectiva a cortante

El análisis por cortante realizado para cada una de las columnas se aplicó cerca a la cara del apoyo, sección que se encuentra más exigida. A continuación, se expone el cálculo tipo para una de las secciones transversales perteneciente a la columna 19 K del piso 2, las demás son consignadas en los Apéndice G. Las dimensiones de la columna son de 450 x 450 [mm] y un recubrimiento de 20 [mm].

Cálculo del cortante resistente efectivo que aporta el concreto

$$V_c = 0,17 * \left( 1 + \frac{N_u}{14 * A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0,17 * \left( 1 + \frac{2204,97}{14 * 2025000} \right) * 1 * \sqrt{21} * 400$$

$$* 401,40/10^3$$

$$V_c = 125,17 [KN]$$

Cálculo del cortante resistente efectivo que aporta el acero

$$V_s = \frac{A_v * F_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = \frac{142 * 420 * 401,40}{300 * 10^3} = 79,80 [KN]$$

$$V_r = \varphi * (V_c + V_s)$$

$$V_r = 0,75 * (125,17 + 79,80) = 153,73 [KN]$$

$$V_{re} = V_r * \varphi_c * \varphi_e$$

$$V_{re} = 153,73 * 1,0 * 1,0 = 153,73 [KN]$$

### Solicitaciones en las columnas

Al realizar el análisis elástico de la estructura con base a la NSR – 10, se procede a obtener las fuerzas internas máximas que se producen en las columnas.

### Índices de sobre esfuerzo en las columnas

Estos se obtienen para cada uno de los elementos individuales de la estructura tanto para flexo compresión como para cortante. Esto se logra dividiendo la fuerza o esfuerzo de la

solicitación equivalente mayorada de acuerdo con lo especificado en la NSR – 10, por la resistencia efectiva del elemento. Los índices de sobre esfuerzo por flexo compresión se muestran en el Apéndice F y por cortante en el Apéndice G.

### Índice de sobreesfuerzo a flexo compresión

$$\text{Índice} = 7,03$$

### Índice de sobreesfuerzo a cortante

$$\frac{V_u}{V_{r_e}} = \frac{359,27}{165,47} = 2,17$$

El índice de sobreesfuerzo se calcula como el mayor índice de sobreesfuerzo de los elementos estructurales que conforman la edificación.

**Tabla 7.** *Índice de sobreesfuerzo columnas*

Entrepiso	Índice de sobre esfuerzo a flexión	Índice de sobre esfuerzo a cortante	
PISO 1-2	<b>14,40</b>	3,00	3,56
PISO 2-3	7,77	3,22	4,22
PISO 3-4	8,59	2,47	3,41
PISO 4-CUBIERTA	7,77	2,05	2,61

En la tabla anterior se aprecia los índices para cada piso de la edificación mostrando 14,40 como mayor índice de sobreesfuerzo en las columnas.

**Tabla 8.** *Índice de sobreesfuerzo vigas*

Entrepiso	Índice de sobre esfuerzo a flexión			Índice de sobre esfuerzo a cortante		
PISO 2	3,45	7,28	4,22	2,02	<b>9,27</b>	2,83
PISO 3	3,55	7,34	4,34	2,04	9,11	2,86
PISO 4	2,40	3,77	2,75	2,22	6,05	2,23
CUBIERTA	1,92	6,58	2,22	1,78	2,42	1,78

De acuerdo con las Tablas 7 y 8 el índice de sobreesfuerzo de la estructura sería de  $9,27 > 1$ , por lo cual no cumple con lo estipulado en la norma NSR-10.

**Tabla 9.** *Índice de flexibilidad*

Índice de flexibilidad de la estructura	
x	y
4,54	6,10

En el Apéndice H se muestran las derivas arrojadas por el programa de toda la estructura.

En base a los resultados expuestos en la Tabla 9 se puede concluir que el índice de flexibilidad de la edificación es de 6,10, este valor supera el valor permitido por la NSR-10, por lo cual resulta coherente clasificar a la edificación como vulnerable ante las acciones sísmicas.

#### **4.1.5 Verificación de Nudos**

##### **Nudo Interior**

La geometría que corresponde a un nudo interno implica que este debe estar confinado en sus 4 caras cumpliendo con el requisito que las bases de las columnas sean mayores o iguales a  $\frac{3}{4}$  la altura de la columna, adicionalmente la distancia entre la cara de la viga y la cara de la columna no puede ser mayor a 100 mm.

##### **Análisis en dirección “X” y “Y”**

Se muestra el cálculo tipo de un nudo interior, que para este caso es el correspondiente a la columna 18 J<sub>2</sub> del piso 1 al 2.

##### **Análisis en dirección “X”**

Se deben tener en cuenta algunos controles que se mencionan a continuación:

El cortante en la columna se calcula con base en los momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna.

Cálculo de momentos probables

$$\varphi M_n(+) = 0,9 * A'_s * F_y * \left( \frac{d - (A'_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(+) = 0,9 * 597 * 420 * \left( \frac{423,45 - (597 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(+) = 91,60 [KN - m]$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * A_s * F_y * \left( \frac{d - (A_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * 71 * 420 * \left( \frac{423,45 - (71 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(-) = 11,31 [KN - m]$$

Cálculo del promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior

$$V_{cs} = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^-}{L}$$

$$V_{cs} = \frac{91,6 + 11,31}{3,4} = 30,27 [KN]$$

Nota:  $A'_s$  es el área de concreto de la sección y  $A_{s\ total}$  es el área de acero de refuerzo encontrado en el despiece de la sección, especificado en los planos estructurales del edificio.  $A_s$

El cortante en el nudo se calcula con base en las tensiones máximas probables que se presenta en los aceros de la viga.

Cálculo de cortante en el nudo

$$V_{nudo} = T_{vi} + C_{vd} - V_{cs}$$

$$T_{vi} = \alpha + A'_s + F_y$$

$$T_{vi} = (1,0 + 597 + 420)^{10^3} = 250,74 [KN]$$

$$C_{vd} = \alpha + A_s + F_y$$

$$C_{vd} = (1,0 + 71 + 420)10^3 = 29,82 \text{ [KN]}$$

$$V_{nudo} = 250,74 + 29,82 - 30,27 = 250,29 \text{ [KN]}$$

Nota:  $\alpha$  es el multiplicador de esfuerzo.

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR – 10 C.21.7.4.1).

Cálculo del cortante resistente

$$b_{j1} = b_w + h_c$$

$$b_{j1} = 400 + 450 = 850 \text{ [mm]}$$

$$b_{j2} = b_c$$

$$b_{j2} = 450 \text{ [mm]}$$

$$b_{j \text{ min}} = 450 \text{ [mm]}$$

$$A_j = b_{j \text{ min}} * h_c$$

$$A_j = 450 * 450 = 202500 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\phi V_c = \phi * 1,7 * \sqrt{f'_c} * A_j$$

$$\phi V_c = 0,75 * 1,7 * \sqrt{21} * 202500 / 10^3 = 1183,2 \text{ [KN]}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * F_{yt} * d}{s}$$

$$\phi V_s = \frac{0,75 * (2 * 71) * 420 * 468,4}{300} * 10^3$$

$$\phi V_s = 69,84 \text{ [KN]}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e$$

$$(1183,2 + 69,84) * 1,0 * 1,0 = 1253,00 \text{ [KN]}$$

Nota:  $A_j$  es el área efectiva dentro del nudo.

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

Análisis en dirección “Y”

Cálculo de momentos probables

Debido a que  $A'_s = A_s$ ;  $\varphi M_n(+)=\varphi M_n(-)$

$$\varphi M_n(+)=0,9 * A'_s * F_y * \left( \frac{d - (A'_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(+)=0,9 * 796 * 420 * \left( \frac{423,45 - (796 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(+)=120,37 [KN - m]$$

Cálculo del promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior

$$V_{cs} = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^-}{L}$$

$$V_{cs} = \frac{120,37 + 120,37}{3,4} = 70,80 [KN]$$

Cálculo de cortante en el nudo

$$V_{nudo} = T_{vi} + C_{vd} - V_{cs}$$

Debido a que  $A'_s = A_s$ ;  $T_{vi} = C_{vd}$

$$T_{vi} = \alpha + A'_s + F_y$$

$$T_{vi} = (1,0 + 796 + 420) \cdot 10^3 = 334,32 [KN]$$

$$V_{nudo} = 334,32 + 334,32 - 70,80 = 597,84 [KN]$$

Cálculo del cortante resistente

Debido a que las dimensiones de la viga y la columna no cambian, el cortante resistente mantiene el mismo valor que se calculó en el análisis en “X”.

$$\varphi V_c = 1183,2 [KN]$$

$$\varphi V_s = 69,84 [KN]$$

$$(\varphi V_c + \varphi V_s) * \varphi_c * \varphi_e$$

$$(1183,2 + 69,84) * 1,0 * 1,0 = 1253,00 [KN]$$

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

Índice de sobre esfuerzo para nudo interior

Estos se obtienen para cada uno de los nudos de la estructura. Los índices de sobre esfuerzo por cortante se muestran en Apéndice I.

Índice de sobreesfuerzo a cortante en el eje “X”

$$\frac{V_u}{V_{r_e}} = \frac{250,29}{1253,00} = 0,200$$

Índice de sobreesfuerzo a cortante en el eje “Y”

$$\frac{V_u}{V_{r_e}} = \frac{597,84}{1253,00} = 0,477$$

### Nudo exterior

Análisis en dirección “X” y “Y”

Se muestra el cálculo tipo de un nudo interior, que para este caso es el correspondiente a la columna 18 K del piso 1 al 2.

Análisis en dirección “X”

Se deben tener en cuenta algunos controles que se mencionan a continuación:

El cortante en la columna de calcula en base a los momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna.

Cálculo de momentos probables

$$\varphi M_n(+) = 0,9 * A'_s * F_y * \left( \frac{d - (A'_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(+) = 0,9 * 1110 * 420 * \left( \frac{424,95 - (1110 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(+) = 164,60 [KN - m]$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * A_s * F_y * \left( \frac{d - (A_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * 199 * 420 * \left( \frac{424,95 - (199 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(-) = 31,53 [KN - m]$$

Cálculo del promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior.

$$V_{cs} = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^-}{L}$$

$$V_{cs} = \frac{164,60 + 31,53}{3,4} = 57,68 [KN]$$

El cortante en el nudo se calcula con base en las tensiones máximas probables que se presenta en los aceros de la viga.

Cálculo de cortante en el nudo

$$V_{nudo} = T_{vi} + C_{vd} - V_{cs}$$

$$T_{vi} = \alpha + A'_s + F_y$$

$$T_{vi} = (1,0 + 1110 + 420)10^3 = 466,20 [KN]$$

$$C_{vd} = \alpha + A_s + F_y$$

$$C_{vd} = (1,0 + 199 + 420)10^3 = 83,58 [KN]$$

$$V_{nudo} = 466,20 + 83,58 - 57,68 = 492,10 [KN]$$

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR – 10 C.21.7.4.1).

Cálculo del cortante resistente

$$b_{j1} = b_w + h_c$$

$$b_{j1} = 400 + 450 = 850 [mm]$$

$$b_{j2} = b_c$$

$$b_{j2} = 450 [mm]$$

$$b_{j \text{ min}} = 450 [mm]$$

$$A_j = b_{j \text{ min}} * h_c$$

$$A_j = 450 * 450 = 202500 [mm^2]$$

$$\varphi V_c = \phi * 1,2 * \sqrt{f'_c} * A_j$$

$$\varphi V_c = 0,75 * 1,2 * \sqrt{21} * 202500 / 10^3 = 835,17 \text{ [KN]}$$

$$\varphi V_s = \frac{\phi * A_v * F_{yt} * d}{s}$$

$$\varphi V_s = \frac{0,75 * (2 * 71) * 420 * 468,4}{300} * 10^3$$

$$\varphi V_s = 69,84 \text{ [KN]}$$

$$(\varphi V_c + \varphi V_s) * \phi_c * \phi_e$$

$$(835,17 + 69,84) * 1,0 * 1,0 = 905,01 \text{ [KN]}$$

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

Análisis en dirección “Y”

Cálculo de momentos probables

$$\varphi M_n(+) = 0,9 * A'_s * F_y * \left( \frac{d - (A'_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(+) = 0,9 * 483 * 420 * \left( \frac{423,45 - (483 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(+) = 74,12 \text{ [KN - m]}$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * A_s * F_y * \left( \frac{d - (A_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * 540 * 420 * \left( \frac{423,45 - (540 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(-) = 83,19 \text{ [KN - m]}$$

Cálculo del promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior

$$V_{cs} = \frac{M_{rp}^+}{L}$$

$$V_{cs} = \frac{74,12}{3,4} = 21,98 \text{ [KN]}$$

Cálculo de cortante en el nudo

$$V_{nudo} = T_{vi} - V_{cs}$$

$$T_{vi} = \alpha + A'_s + F_y$$

$$T_{vi} = (1,0 + 483 + 420)10^3 = 202,86 [KN]$$

$$V_{nudo} = 202,86 - 21,98 = 180,88 [KN]$$

Cálculo del cortante resistente

Debido a que las dimensiones de la viga y la columna no cambian, el cortante resistente mantiene el mismo valor que se calculó en el análisis en “X”.

$$\phi V_c = 835,17 [KN]$$

$$\phi V_s = 69,84 [KN]$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e$$

$$(835,17 + 69,84) * 1,0 * 1,0 = 905,01 [KN]$$

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

Índice de sobre esfuerzo para nudo exterior

Estos se obtienen para cada uno de los nudos de la estructura. Los índices de sobre esfuerzo por cortante se muestran en el Apéndice I.

Índice de sobre esfuerzo a cortante en el eje X

$$\frac{V_u}{V_{r e}} = \frac{492,10}{722,27} = 0,544$$

Índice de sobre esfuerzo a cortante en el eje Y

$$\frac{V_u}{V_{r e}} = \frac{180,88}{722,27} = 0,200$$

### Nudo esquina

Análisis en dirección “X” y “Y”

Se muestra el cálculo tipo de un nudo esquina, que para este caso es el correspondiente a la columna 19 K del piso 1 al 2.

Análisis en dirección “X”

Se deben tener en cuenta algunos controles que se mencionan a continuación:

El cortante en la columna de calcula en base a los momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna.

Cálculo de momentos probables

$$\varphi M_n(+) = 0,9 * A'_s * F_y * \left( \frac{d - (A'_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(+) = 0,9 * 398 * 420 * \left( \frac{426,55 - (398 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(+) = 62,41 [KN - m]$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * A_s * F_y * \left( \frac{d - (A_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * 597 * 420 * \left( \frac{426,55 - (597 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(-) = 92,30 [KN - m]$$

Cálculo del promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior

$$V_{cs} = \frac{M_{rp}^+}{L}$$

$$V_{cs} = \frac{62,41}{3,4} = 18,36 [KN]$$

El cortante en el nudo se calcula con base en las tensiones máximas probables que se presenta en los aceros de la viga.

Cálculo de cortante en el nudo

$$V_{nudo} = T_{vi} - V_{cs}$$

$$T_{vi} = \alpha + A'_s + F_y$$

$$T_{vi} = (1,0 + 398 + 420)^{10^3} = 167,16 [KN]$$

$$V_{nudo} = 167,16 - 18,36 = 148,80 [KN]$$

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR – 10 C.21.7.4.1).

Cálculo del cortante resistente

$$b_{j1} = b_w + h_c$$

$$b_{j1} = 400 + 450 = 850 \text{ [mm]}$$

$$b_{j2} = b_c$$

$$b_{j2} = 450 \text{ [mm]}$$

$$b_{j \text{ min}} = 450 \text{ [mm]}$$

$$A_j = b_{j \text{ min}} * h_c$$

$$A_j = 450 * 450 = 202500 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\phi V_c = \phi * 0,75 * \sqrt{f'_c} * A_j$$

$$\phi V_c = 1 * 0,75 * \sqrt{21} * 202500 / 10^3 = 695,98 \text{ [KN]}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * F_{yt} * d}{s}$$

$$\phi V_s = \frac{0,75 * (2 * 71) * 420 * 474,75}{300} * 10^3$$

$$\phi V_s = 70,79 \text{ [KN]}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e$$

$$(695,98 + 70,79) * 1,0 * 1,0 = 766,76 \text{ [KN]}$$

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

Análisis en dirección “Y”

Cálculo de momentos probables

$$\phi M_n(+) = 0,9 * A'_s * F_y * \left( \frac{d - (A'_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\phi M_n(+) = 0,9 * 200 * 420 * \left( \frac{425,05 - (200 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right) 10^6$$

$$\phi M_n(+) = 31,69 \text{ [KN - m]}$$

$$\phi M_n(-) = 0,9 * A_s * F_y * \left( \frac{d - (A_s * F_y)}{2 * 0,85 * f'_c * b_w} \right)$$

$$\varphi M_n(-) = 0,9 * 258 * 420 * \left( \frac{425,05 - (258 * 420)}{2 * 0,85 * 21 * 400} \right)^{10^6}$$

$$\varphi M_n(-) = 40,71 [KN - m]$$

Cálculo del promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior

$$V_{cs} = \frac{M_{rp}^+}{L}$$

$$V_{cs} = \frac{31,69}{3,4} = 9,32 [KN]$$

Cálculo de cortante en el nudo

$$V_{nudo} = T_{vi} - V_{cs}$$

$$T_{vi} = \alpha + A'_s + F_y$$

$$T_{vi} = (1,0 + 200 + 420)^{10^3} = 84,00 [KN]$$

$$V_{nudo} = 84,00 - 9,32 = 74,68 [KN]$$

Cálculo del cortante resistente

Debido a que las dimensiones de la viga y la columna no cambian, el cortante resistente mantiene el mismo valor que se calculó en el análisis en “X”.

$$\varphi V_c = 695,98 [KN]$$

$$\varphi V_s = 70,79 [KN]$$

$$(\varphi V_c + \varphi V_s) * \varphi_c * \varphi_e$$

$$(695,98 + 70,79) * 1,0 * 1,0 = 766,76 [KN]$$

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

Índice de sobre esfuerzo para nudo interior

Estos se obtienen para cada uno de los nudos de la estructura. Los índices de sobre esfuerzo por cortante se muestran en el Apéndice I.

Índice de sobreesfuerzo a cortante en el eje “X”

$$\frac{V_u}{V_{re}} = \frac{148,80}{766,76} = 0,194$$

Índice de sobreesfuerzo a cortante en el eje “Y”

$$\frac{V_u}{V_{r_e}} = \frac{74,68}{766,76} = 0,097$$

## 5.Propuesta de reforzamiento empleando Diagrid

### Geometría Diagrid

Para determinar el ángulo del módulo de Diagrid (ver sección 3.2 arriba) se realizó una revisión de literatura, encontrando para edificios de 4 pisos era aceptable un ángulo de 43°(Luis et al., 2018), y un rango de ángulos entre 35° y 90°(Yohana et al., 2014).Para el modelo se tuvo como criterio que los módulos de diagrid se conectarán en los nodos, de manera que llegarán a las columnas y de esta forma trasferir las cargas hasta la cimentación. Por otro lado, la distancia del brazo de diagrid a la conexión se tomó de 0,35m aproximadamente, teniendo en cuenta la mitad el diámetro del perfil y dejando cierta distancia desde el edificio. Por último, es preciso tener presente que dentro del alcance no está contemplado el diseño de las conexiones.

### Materiales

Considerando que el sistema Diagrid aporta estética a la estructura se decidió escoger un perfil circular, el cual permite crear un buen entorno con la arquitectura. Los diámetros que se emplearon fueron los del catálogo de ACESCO (Estructural Cerramiento, n.d) .Para el eje X y Y se usaron diámetros de 4” y 6” respectivamente. Para la resistencia se usó ASTM A500 Grado C.

**Tabla 10.** *Características perfil circular*

Diámetro Nominal	Diámetro Externo [Pulg]	Diámetro Externo [mm]	Espesor [mm]
4"	4-1/2"	114,3	4
-	6"	152,4	6

*Nota.* Tomado de Catálogo ACESCo (p.2)

### **Coefficiente de capacidad de disipación de energía, R**

Dado que el diagrid ha estado tomando auge en los últimos años, en diferentes normas incluida la NSR-10 no registra un valor para el coeficiente de capacidad de disipación de energía, por lo tanto, se indagó en la literatura mediante una búsqueda sistemática y se encontró que (Heshmati & Aghakouchak, 2019) realizaron un análisis aplicando la norma FEMA P695(NIST, 2010) para edificios de 4,8,16 y 24 pisos, obteniendo como resultado aceptable un  $R=4,5$ . En base a lo anterior se aplicó este mismo valor a los modelos de reforzamiento.

### **5.1 Diagrid Externo**

Puesto que uno de los beneficios reportados del sistema diagrid es evitar la reubicación de sus habitantes y hacer mínimas intervenciones, las primeras opciones que se realizaron para el edificio Camilo Torres fueron aplicar el sistema Diagrid en las zonas exteriores del edificio, removiendo los voladizos de la cubierta y los muros no estructurales que se ubican en las esquinas del edificio.

Por otra parte, se propuso la remodelación de algunos muros exteriores y reemplazarlos por ventanales permitiendo una mejora en la arquitectura de la edificación. Lo anterior se aplica en las opciones 1; 1.1; 2; 3; 4; 5 y 6 de la Figura 19 se evidencia variación del ángulo del módulo, en la tabla 11 se encuentran los resultados donde los índices de flexibilidad en el eje  $X$  cumplían

para la mayoría de las opciones excepto en la opción 6. Del mismo modo, en el eje *Y* las opciones 1, 2, 3 y 6 no cumplen con el índice menor a la unidad.

Para el caso de los índices de sobreesfuerzo en ninguna de las opciones cumple con lo estipulado en la NSR-10. Por tanto, estas primeras opciones demostraban que no era suficiente ajustar el Diagrid solo en ciertas partes del edificio, así que se optó por hacer un cambio en las opciones 1,2 y 3,1, el cual fue la reubicación de la escalera externa al interior del edificio, de manera que logrará una simetría con la escalera principal y así cubrir una mayor área con el Diagrid. En cuanto al acceso para ingresar a la terraza se propuso la adecuación de una escalera autoportante en el área de servicio del cuarto piso.

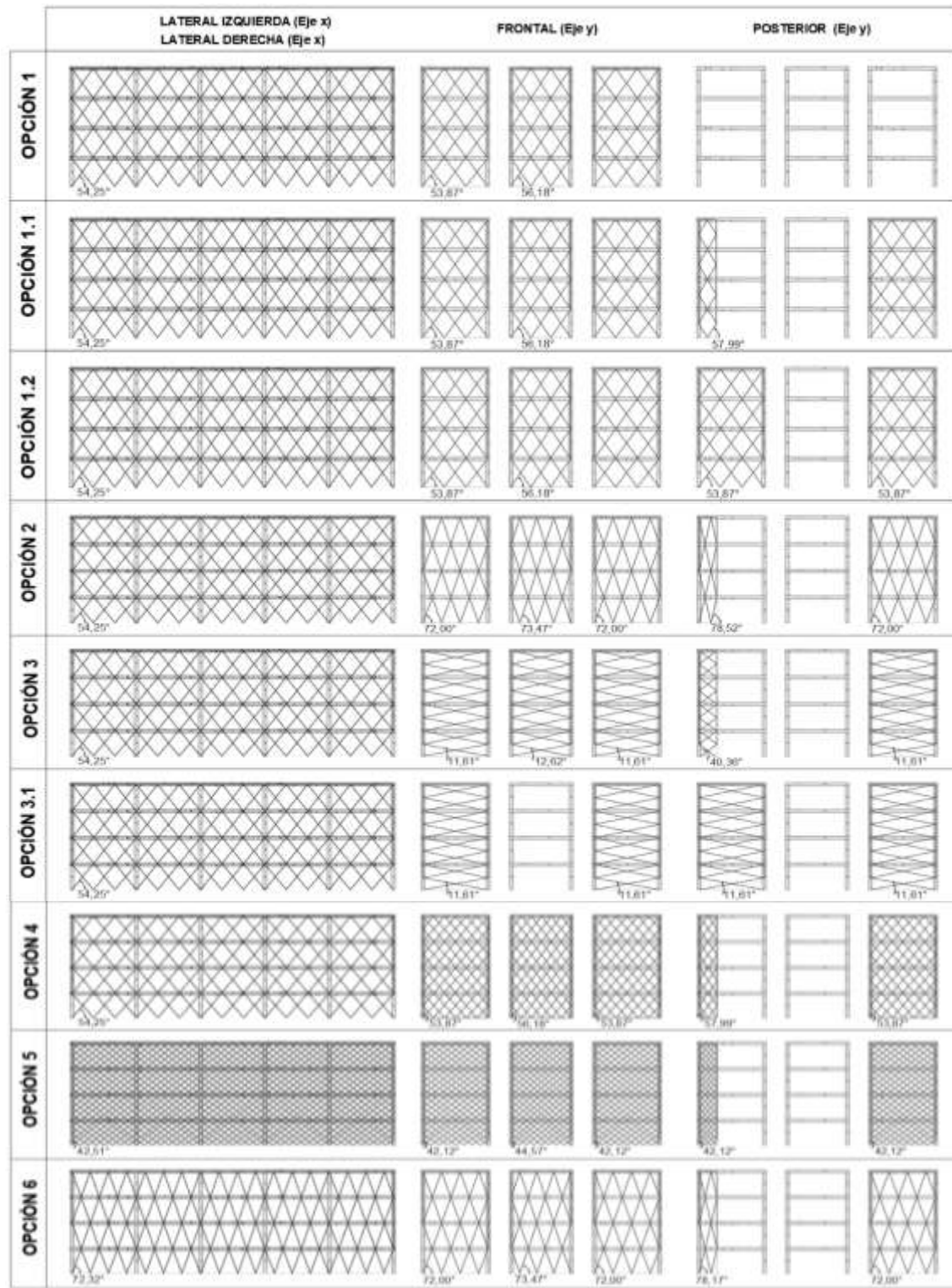
Como resultado de la modificación de la escalera se obtuvo con la opción 1,2 una mejoría en los índices de flexibilidad para ambos ejes, pero para los índices de sobreesfuerzo no era suficiente. En la opción 3,1 solo se obtuvo una mejoría para el índice de flexibilidad en el eje *X*.

*Nota.* Los resultados de índices de sobreesfuerzo dese realizaron de la misma forma mostrada en el capítulo anterior.

**Tabla 11.** Resultados índices Diagrid externo

OPCIONES	ÍNDICE FLEXIBILIDAD		ÍNDICE SOBRESFUERZO	
	X	Y	VIGAS	COLUMNAS
1	0,52	2,01	7,58	2,33
1.1	0,41	0,95	7,60	2,45
1.2	0,41	0,73	8,18	2,94
2	0,41	1,70	7,60	2,38
3	0,41	1,67	7,60	2,69
3.1	0,39	1,36	7,60	2,26
4	0,42	0,72	10,72	2,46
5	0,28	0,70	10,41	2,33
6	1,06	2,13	7,59	2,54

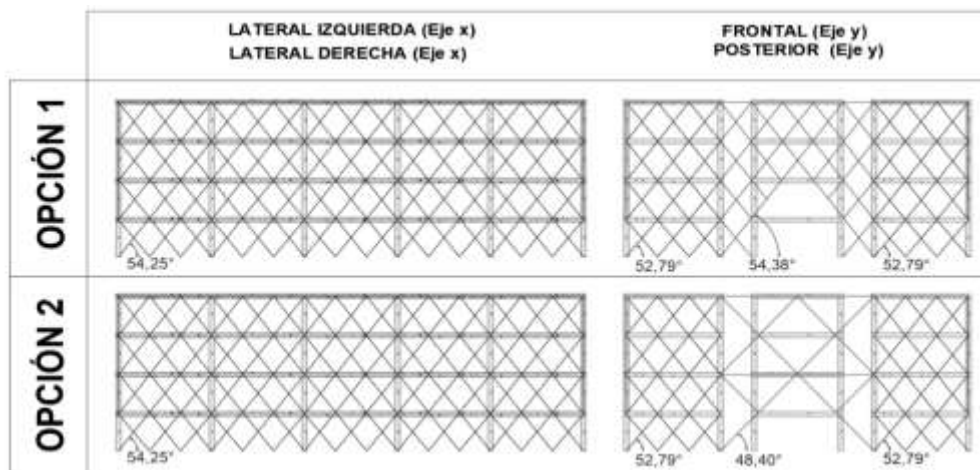
Figura 19..Opciones Diagrid externo



## 5.2 Diagrid Contorno

Con las primeras opciones fue evidente lo lejano que estaba el Diagrid de cumplir el índice de sobreesfuerzo, así que luego de efectuar otra búsqueda en literatura se encontró que el Diagrid debe ir ensamblado alrededor de todo el edificio (Scaramozzino et al., 2020b),(Moon et al., 2007). Por consiguiente, se ajustó el Diagrid al modelo de manera que se adaptara por todo el contorno, para esto se propuso la remoción de los voladizos que conectaban al edificio con Laboratorio de Livianos. En el eje X se usó el mismo módulo de las primeras opciones puesto que era útil en los índices de flexibilidad. Por otro lado, para el eje Y se buscó la manera de seguir cumpliendo el criterio de ajustar las conexiones a los nodos y con esto se obtuvieron las opciones presentadas en la Figura 20.

**Figura 20.** Opciones Diagrid contorno



En la Tabla 12, es notable la disminución de los índices de flexibilidad en ambos ejes para las opciones presentadas, por otra parte, en los índices de sobreesfuerzo se logra disminuir en las vigas, pero los valores no son aceptables de acuerdo con la NSR-10.

**Tabla 12.** Resultados índices Diagrid contorno

OPCIONES	ÍNDICE FLEXIBILIDAD		ÍNDICE SOBRESFUERZO	
	X	Y	VIGAS	COLUMNAS
1	0,41	0,63	6,51	3,92
2	0,41	0,64	6,51	1,93

### 5.3 Diagrid exterior e interior.

Tomando en consideración que los índices de sobreesfuerzo no estaban cumpliendo, se decide proponer la conexión de toda la estructura de Diagrid creando un Diagrid al interior del edificio y conectándolo con perfiles a través de la placa, para que de esta manera se lograra conectar con el Diagrid exterior y así disminuir las cargas que estaban llegando a las vigas y columnas. Para tener en cuenta lo anterior se utilizó el perfil HEA 220, se tomaron las propiedades del catálogo Agofer con resistencia de ASTM A500 Grado C.

**Tabla 13.** Características perfil HEA220

Perfil	h [mm]	s [mm]	b [mm]	t [mm]	r [mm]	c [mm]	d [mm]	Área [cm <sup>2</sup> ]
HEA 220	210	7	220	11	18	188	152	64,3

*Nota.* Tomado de Catálogo de productos Agofer (p.10)

En las opciones propuesta se mantiene el patrón en el eje *Y*, puesto que en este no se tendría inconveniente para atravesar los perfiles, pero en el eje *X* se hicieron 4 opciones cambiando la cantidad de perfiles que atravesarían la placa como se muestra en la Figura 21.

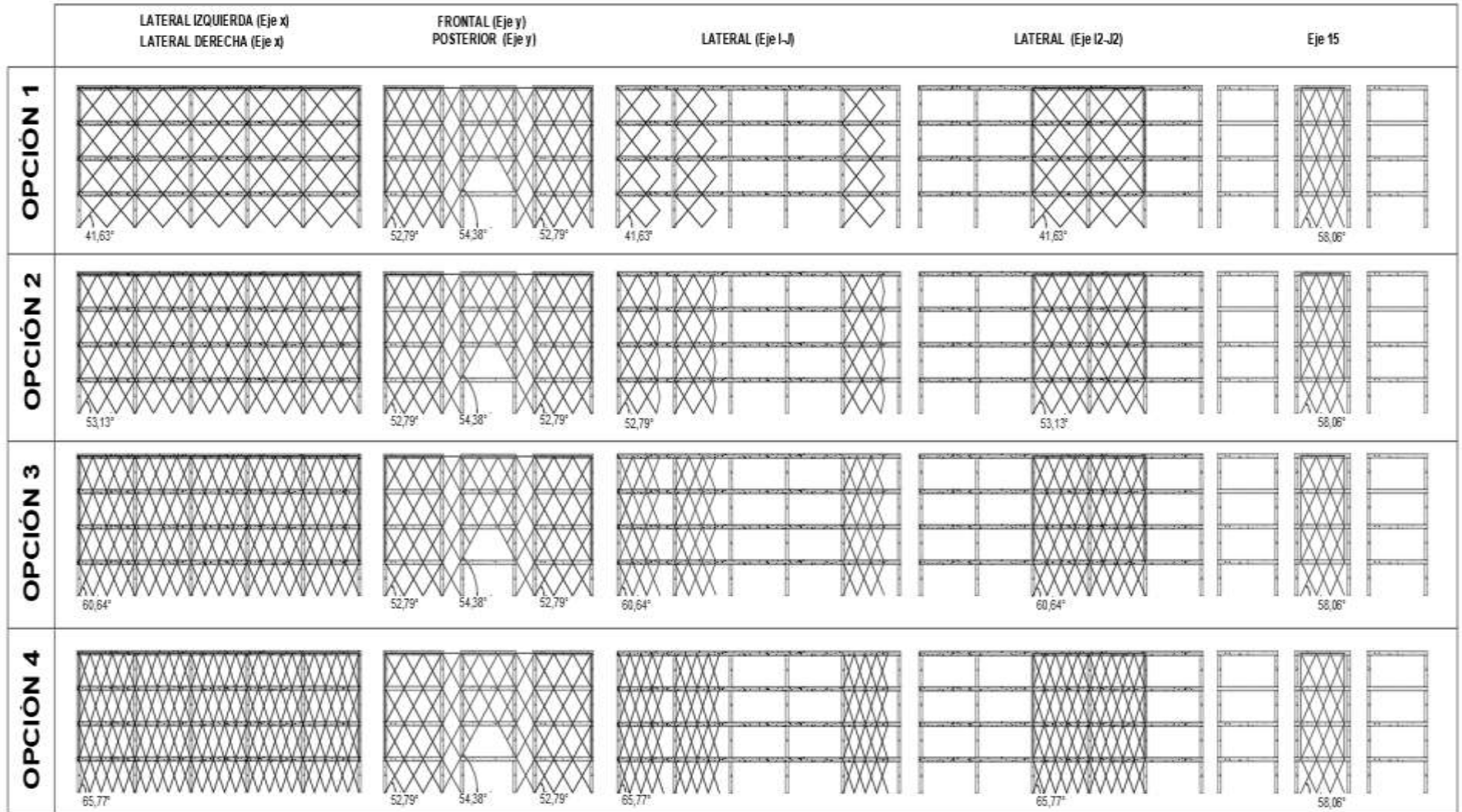
**Tabla 14.** Resultados índices Diagrid exterior e interior

OPCIONES	ÍNDICE FLEXIBILIDAD		ÍNDICE SOBRESFUERZO	
	X	Y	VIGAS	COLUMNAS
1	0,33	0,59	0,99	0,99
2	0,25	0,57	6,51	3,77
3	0,23	0,54	5,20	1,52
4	0,24	0,53	0,99	0,98

En la Tabla 14 se observa que en las opciones 1 y 4 cumplen los índices de flexibilidad y de sobreesfuerzo, siendo menores que la unidad. Se escoge la Opción 1, considerando que necesita menor intervención. En los Apéndices J-N se encuentran los resultados de índices para esta opción.

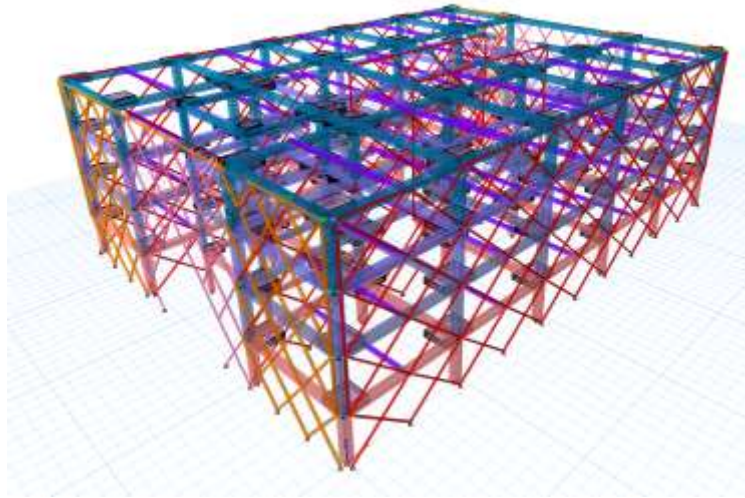
En el Apéndice O se puede ver los chequeos que se hicieron de demanda-capacidad a la estructura Diagrid en la opción 1 arrojando un valor de 0,66 en toda la estructura.

Figura 21. Opciones Diagrid exterior e interior

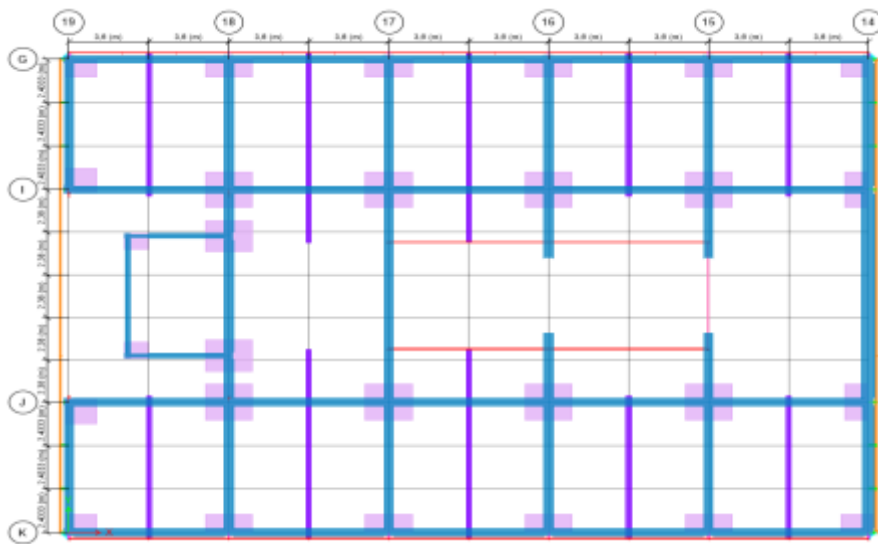


### 5.3.1 Modelo ETABS v.19.1

**Figura 22.**Modelo opción 1



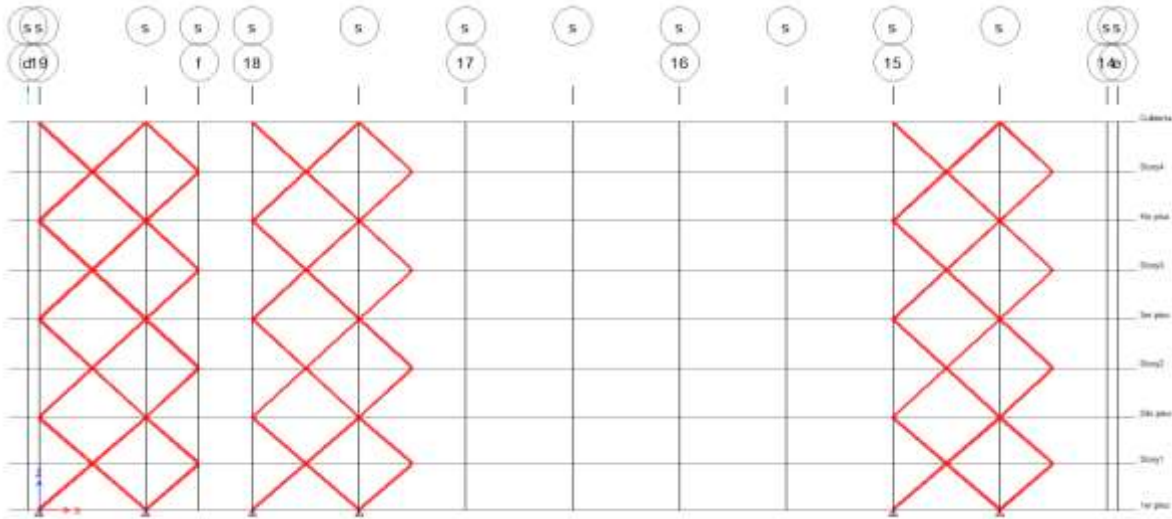
**Figura 23.**Vista superior opción 1.



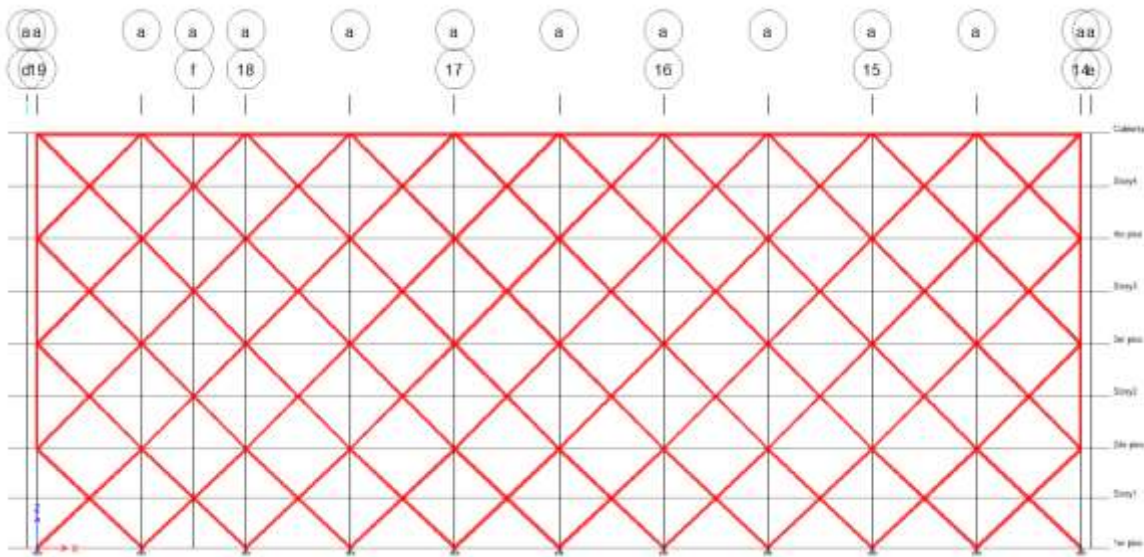
En la Figura 23 se aprecia de color naranja/amarillo el Diagrid exterior y de rojo el Diagrid interno. Los perfiles que atraviesan la placa se encuentran de color morado.

En la Figura 24 se muestra el Diagrid interno que se encuentra ajustado a los salones.

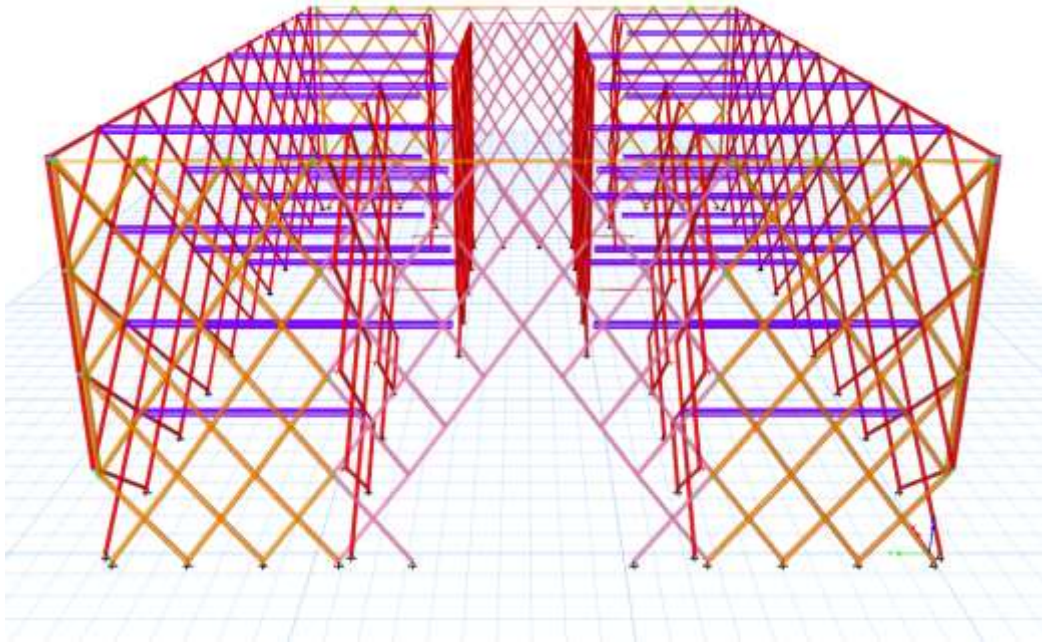
**Figura 24.** Vista lateral Eje S opción 1



**Figura 25.** Vista lateral Eje a opción 1



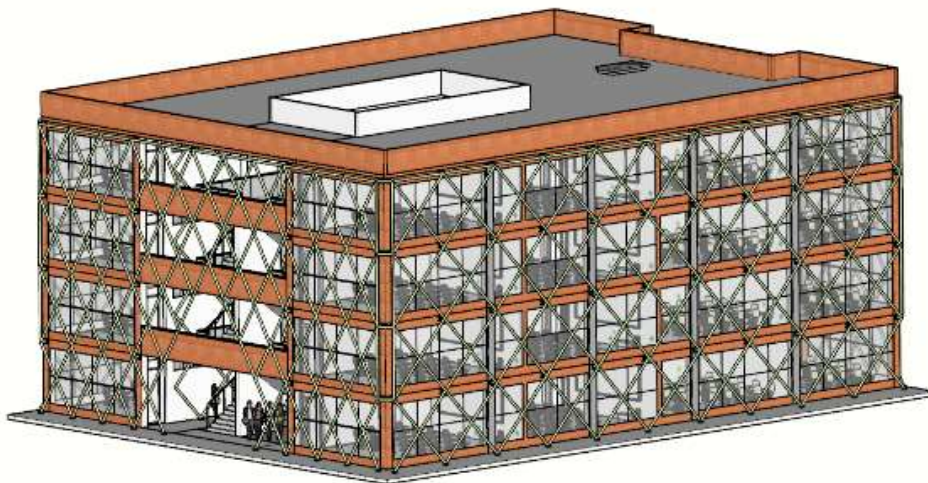
**Figura 26.***Estructura Diagrid opción 1*



### 5.3.2 Modelo SketchUp v.22

Para el color del Diagrid se decidió resaltarlo con el color representativo de la Universidad Industrial de Santander, el cual es el verde y para este caso sería el de código R:200 G:224 B:168.

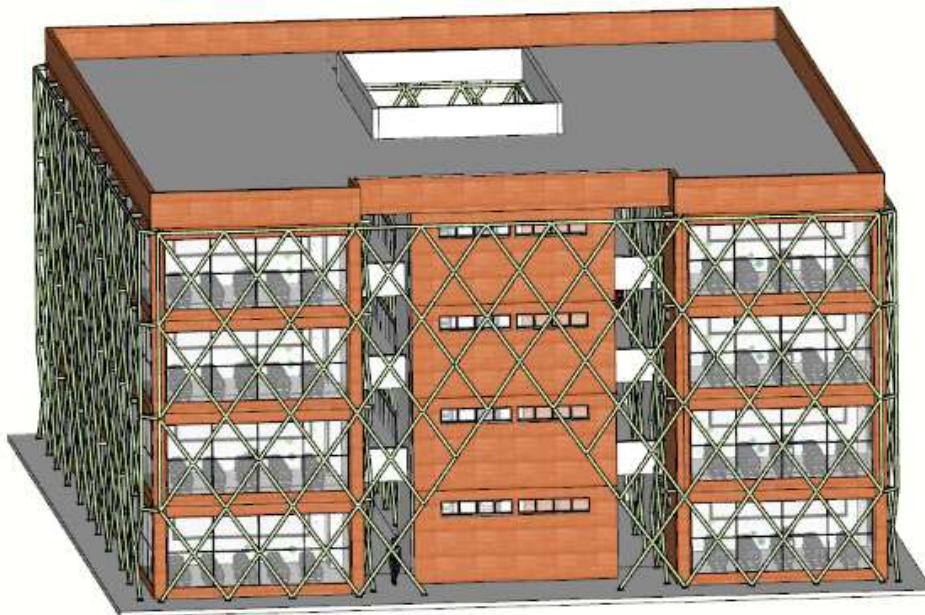
**Figura 27.***Modelo Sketchup opción 1*

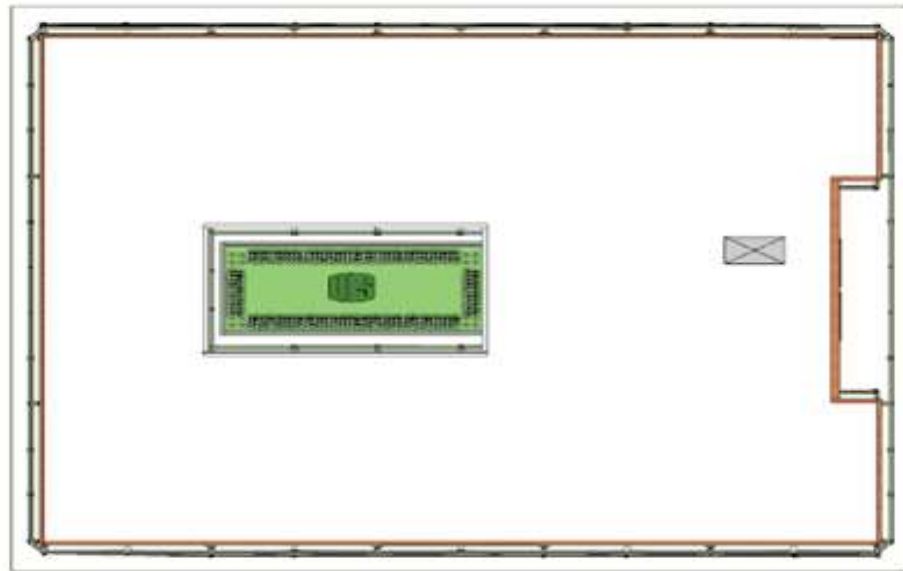
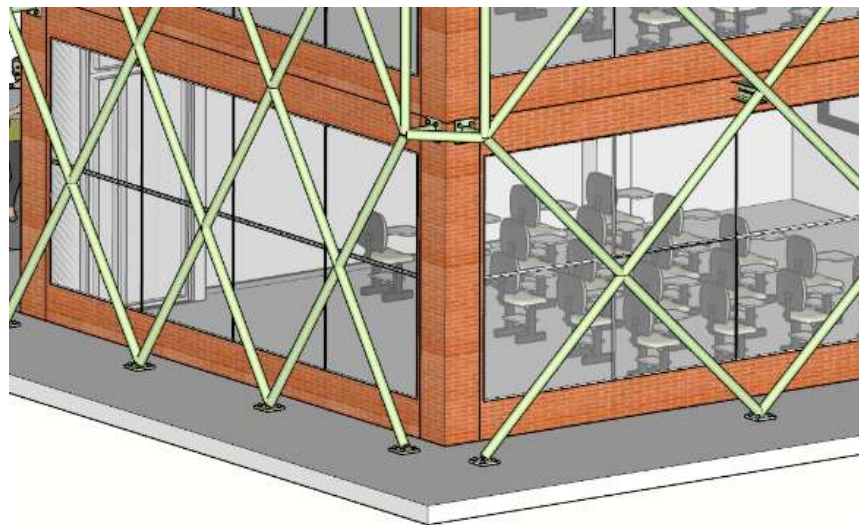


**Figura 28.** *Vista Posterior opción 1*



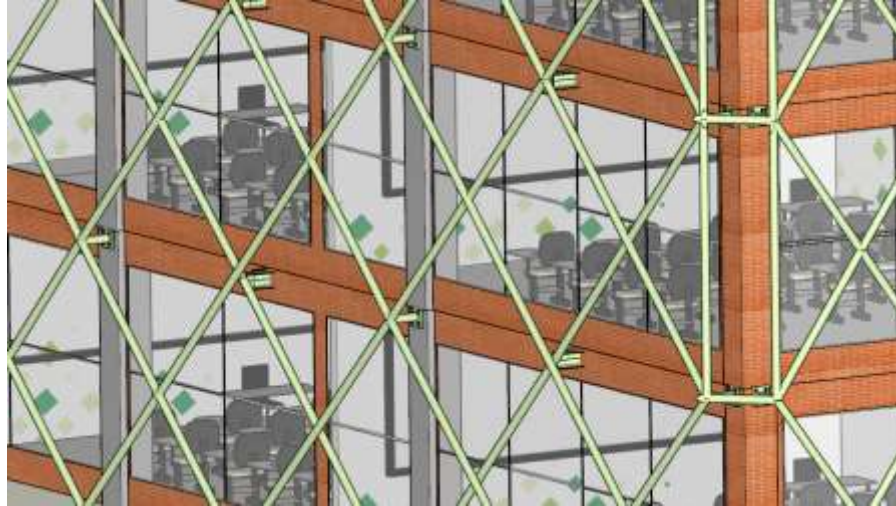
**Figura 29.** *Vista Frontal opción 1*



**Figura 30.** *Vista Superior opción 1***Figura 31.** *Detalle 1 opción 1*

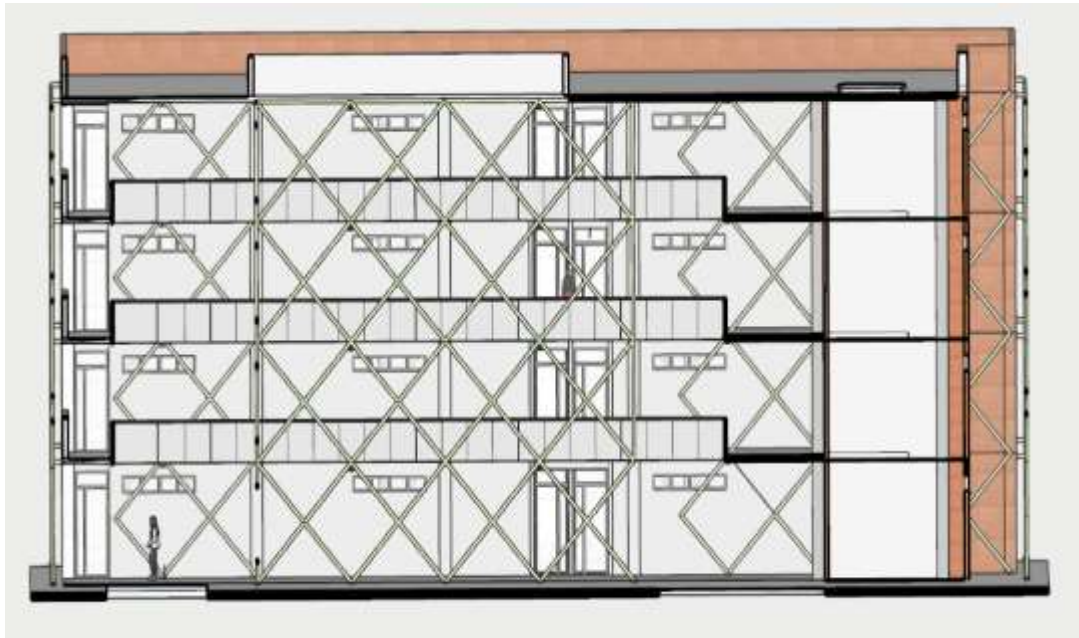
Se pueden apreciar en la Figura 31 los detalles de las conexiones en la cimentación.

**Figura 32.** *Detalle 2 opción 1*



La conexión del perfil HEA 220 se observa en la Figura 32.

**Figura 33.** *Corte Lateral opción 1*

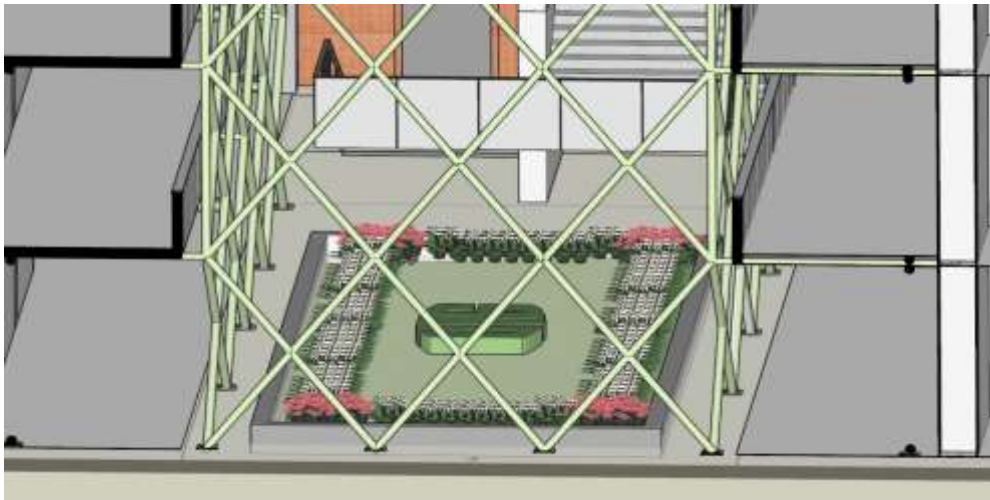


**Figura 34.** *Corte transversal opción 1*



En la Figura 34 se visualiza el Diagrid interno que conecta con los salones.

**Figura 35.** *Vista Jardín interno opción 1*



Considerando que se había ubicado un Diagrid al interior del edificio se propuso un jardín que fuera representativo a la universidad. Lo anterior se observa en la Figura 35.

## 6. Análisis de resultados

En la adaptación del Diagrid para la mayoría de las opciones era notable que presentaba una mejoría en los índices de flexibilidad, debido a que se ajustaba de manera adecuada en los desplazamientos laterales. De esta forma, en los índices de sobreesfuerzo en la luz de la viga demostraban que no eran suficiente a menos que se logrará disminuir las cargas que se les transmitían, generando la necesidad de apoyarlas en el sistema Diagrid y así facilitar que funcionará todo en conjunto.

En las opciones de Diagrid exterior e interior tanto la opción 1 y 4 cumplían, pero se decidió escoger la opción 1 debido a que generaría menos intervención al edificio.

## 7. Conclusiones

Con base en la información encontrada en la literatura relacionada con edificios de baja altura (entre 4 y 8 pisos), se logró establecer que estos estudios recomiendan un rango de ángulos entre  $35^\circ$  y  $90^\circ$ , para hacer pruebas de acuerdo con la geometría del edificio en estudio y posteriormente analizar qué ángulo era conveniente con los chequeos de los índices, dando como resultado un ángulo de  $41,63^\circ$  para el eje x y un rango desde  $52,79$  hasta  $58,06^\circ$  en el eje y.

Considerando que en la literatura la mayoría de las aplicaciones con Diagrid se realizan en acero, debido a su facilidad de adaptación se efectuó una búsqueda de catálogos comerciales en Colombia usando ACESCO y analizando que era necesario complementar la parte estructural con la arquitectónica, los perfiles circulares no presentarían algún conflicto con la estética del edificio escogiendo perfiles de 4" y 6" debido a sus dimensiones.

Los resultados del análisis de vulnerabilidad del edificio arrojaron que los índices de flexibilidad y de sobreesfuerzo eran de 4,88 y 7,58 respectivamente, demostrando que la edificación necesitaba un reforzamiento estructural. Luego de diferentes fases en la aplicación del Diagrid se logró disminuir dichos índices llegando a valores de flexibilidad 0,59 y sobreesfuerzo 0,99 en toda la estructura demostrando así, el buen comportamiento del Diagrid con la edificación.

Para poder implementar el sistema diagrid a la edificación se realizaron modificaciones como la reubicación de la escalera y la eliminación del paso del camilo torres al laboratorio livianos, por lo tanto, el uso del sistema diagrid como reforzamiento estructural a una edificación existente está condicionado a la distribución tanto estructural como arquitectónica que este tenga, ya que de lo contrario, se deberán hacer cambios en su infraestructura tal como se tuvo que hacer en esta investigación.

## **8. Recomendaciones**

Es evidente que en los ejemplos de la literatura autores como (Angelucci et al., 2020),(Passoni et al., 2021), (Rujhan & Kishore, 2020), en sus investigaciones emplean edificios con las siguientes características:

- Simétricas
- Sin irregularidades en planta, altura.

Lo anterior facilita la implementación del Diagrid, puesto que su adaptación soporta la idea de evitar intervenciones internas y desalojar a los ocupantes de dicho edificio, pero para la aplicación realista en el caso del Edificio Camilo Torres, que presenta irregularidades y ciertos conflictos como es la necesidad de reubicar o remodelar partes del edificio, es necesario desalojar para realizar las modificaciones internas y de esta manera cumplir con disminución de la

vulnerabilidad en la edificación. Por lo anterior, el uso de Diagrid debe apoyarse en el enfoque metodológico mostrado en este trabajo, ya que así es posible determinar el grado de intervención necesario (en aplicaciones prácticas y no académicas). Se recomienda conocer la arquitectura y parte estructural del edificio antes de plantear la aplicación del Diagrid sin intervenciones internas.

Para investigaciones futuras se recomienda hacer las primeras pruebas buscando la manera de acoplar el Diagrid alrededor de todo el edificio y analizar que eje es el que presenta mayor dificultad en los índices, para así aumentar la cantidad de Diagrid en dicho eje y de esta forma cumplir con lo estipulado en la norma.

Finalmente, se sugiere realizar diferentes pruebas con ángulos mayores a  $40^\circ$ , puesto que estos ángulos ayudan a transmitir las cargas a la cimentación facilitando el cumplimiento de los índices de flexibilidad.

### Referencias Bibliográficas

- AIS. (2010). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE*.
- Angelucci, G., Mollaioli, F., & Tardocchi, R. (2020). A new modular structural system for tall buildings based on tetrahedral configuration. *Buildings*, 10(12), 1–22.  
<https://doi.org/10.3390/buildings10120240>
- Boake, T. (2014). *DIAGRID STRUCTURES SYSTEMS / CONNECTIONS / DETAILS*.
- Boake, T. M. (2014). *Diagrid structures Systems connections details*.
- Cadena, S., Hernandez, J., & Parra, D. (2016). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de ingeniería civil de la universidad de la gran colombia*.
- C.Esteban. (2017). *Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural UIS SALUD*.
- CSI / ETABSV 19.1 *Licencia estudiantil, 30 días*. (n.d.).

- Diéguez, J., Morón, M., & Casarin, M. (2015). Análisis del comportamiento estructural de edificaciones de acero sismorresistentes de gran altura, utilizando el sistema estructural Diagrid. *Revista Estudiantil URU Universidad Rafael Urdaneta N° 2*.
- Estructural Cerramiento, T. (n.d.). *Ficha Técnica METALTUB Tubería Estructural y Cerramiento Ficha Técnica METALTUB*.
- Foundation, N. F. (2019). *Norman Foster Foundation*.  
<https://www.normanfoerfoundation.org/es/shukhov-the-formula-of-architecture/%0A>
- García, L. E. (2014). Desarrollo de la normativa sismo resistente colombiana en los 30 años desde su primera expedición 1 . *Revista de Ingeniería*, 41, 71–77.  
<https://doi.org/10.16924/riua.v0i41.785>
- Girardot, M. (2021). *Reforzamiento y ampliación Bienestar Universitario*.
- Heshmati, M., & Aghakouchak, A. A. (2019). Quantification of seismic performance factors of steel diagrid system. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(3).  
<https://doi.org/10.1002/tal.1572>
- Labò, S., Casprini, E., Passoni, C., Zanni, J., Belleri, A., Marini, A., & Riva, P. (2018). *Application of low-invasive techniques and incremental seismic*. 11, 185–193.
- Labò, S., Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., Camata, G., Riva, P., & Spacone, E. (2016). Diagrid solutions for a sustainable seismic , energy , and architectural upgrade of European RC buildings. *Proceedings of the XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation (CINPAR)*, 1–14.
- Labò, S., Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., Camata, G., Riva, P., & Spacone, E. (2017). Prefabricated responsive diagrids for holistic renovation of existing MID-RISE RC buildings. *COMPADYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational*

*Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2, 4234–4244.

<https://doi.org/10.7712/120117.5719.18007>

Leiva, P. L. (2019). *Arquitectura sostenibilidad y edificio murcia españa*. 77.

Lesmez, F. (2016). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO RESIDENCIAS PARA ESTUDIANTES UIS*.

Llanes, J. A., & Orozco, J. R. F. (2017). *Estado del Arte de las Técnicas de Reforzamiento Estructural para Edificaciones Existentes Hechas en Concreto Reforzado en Colombia*.

[https://www.oecd.org/dac/accountable-effective-institutions/Governance Notebook 2.6 Smoke.pdf](https://www.oecd.org/dac/accountable-effective-institutions/Governance_Notebook_2.6_Smoke.pdf)

Luis, B. J., Herrera, N., José, M., & Acero Martínez, A. (2018). “*ANALISIS COMPARATIVO DE EDIFICIOS CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO: DUALES VERSUS DIAGRID*” *TESIS Presentado por*.

Maqhareh, M. R. (2014). The Evolutionary Process of Diagrid Structure Towards Architectural, Structural and Sustainability Concepts: Reviewing Case Studies. *Journal of Architectural Engineering Technology*, 03(02). <https://doi.org/10.4172/2168-9717.1000121>

Mario, C., Arévalo, P., Lamus Báez, F. A., Vanessa, L., & Lavalle, A. (2013). *Herramienta computacional para el cálculo de fuerzas sísmicas usando el método de la fuerza horizontal equivalente*.

Martelli, L., Restuccia, L., & Ferro, G. A. (2020). The exoskeleton technology as a solution to seismic adjustment of existing buildings. *Procedia Structural Integrity*, 26, 175–186. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2020.06.021>

- Medina, A., & Alfredo, S. (2015). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EDIFICIO SEDE GUATIGUARA DE LA UNIVERSIDAD*.
- Moon, K. S., Connor, J. J., & Fernandez, J. E. (2007). Diagrid structural systems for tall buildings: Characteristics and methodology for preliminary design. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 16(2), 205–230. <https://doi.org/10.1002/tal.311>
- NIST. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering*.
- Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., & Menna, C. (2021). Redefining the concept of sustainable renovation of buildings: State of the art and an LCT-based design framework. *Sustainable Cities and Society*, 64. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2020.102519>
- Quiroz Ramírez, A., Terán Gilmore, A., & Serrano Medrano, M. (2018). Ventajas Sismorresistentes Y Ambientales Del Sistema De Rejillas Rígidas Diagrid Para Edificios En Zonas De Alta Sismicidad. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 83(97), 64–83. <https://doi.org/10.18867/ris.97.479>
- Rujhan, A. M., & Kishore, R. (2020). *Analysis and Design of High-Rise Building Using Diagrid Structural System* (pp. 195–205). [https://doi.org/10.1007/978-3-030-24314-2\\_26](https://doi.org/10.1007/978-3-030-24314-2_26)
- Scaramozzino, D., Lacidogna, G., & Carpinteri, A. (2020a). New trends towards enhanced structural efficiency and aesthetic potential in tall buildings: The case of diagrids. *Applied Sciences (Switzerland)*, 10(11). <https://doi.org/10.3390/app10113917>

- Scaramozzino, D., Lacidogna, G., & Carpinteri, A. (2020b). New trends towards enhanced structural efficiency and aesthetic potential in tall buildings: The case of diagrids. *Applied Sciences (Switzerland)*, 10(11). <https://doi.org/10.3390/app10113917>
- Serrano, J. (2010). *Reforzamiento estructural edificio Ingeniería Industrial*.
- Serrano J. (2015). *Reforzamiento y diseño estructural Edif. Jorge Bautista Vesga*.
- Suárez, J., & Moreno, P. (2011). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO*.
- Yohana, L., Rodríguez, L., Margarita, K., & Morales, M. (2014). *CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y GENERACIÓN GEOMÉTRICA AUTOMÁTICA DE UNA ESTRUCTURA DIAGRID*.