



**Análisis del efecto de las patologías estructurales en instituciones educativas de la comuna 7  
de Medellín al ser sometidas a fuerzas sísmicas.**

Santiago Correa Rincón

Informe final de practica para optar al título de:  
Ingeniero Civil

Asesor

Hernán Darío González Zapata, MSc. en Ingeniería Civil

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería

Ingeniería Civil

Medellín

2022

---

Cita

(Correa Rincón, 2022)

---

Referencia

Correa Rincón, S. (2022). Análisis del efecto de las patologías estructurales en instituciones educativa de la comuna 7 de Medellín al ser sometidas a fuerzas sísmicas [Semestre de industria]. Universidad de Antioquia, Medellín

Estilo APA 7 (2020)

---



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

**Repositorio Institucional:** <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - [www.udea.edu.co](http://www.udea.edu.co)

**Rector:** John Jairo Arboleda Céspedes

**Decano/Director:** Jesús Francisco Vargas Bonilla

**Jefe departamento:** Diana Catalina Rodríguez Loaiza

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

## **Agradecimientos**

Agradecimientos a mi equipo de trabajo quien me apoyó en todo el tiempo que estuve trabajando en la Alcaldía de Medellín. Principalmente al delineante de arquitectura y estudiante de arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, Yohan Andrés Velásquez Pulgarín, y al estudiante de Arquitectura de la Institución Universitaria Colegio Mayor de Antioquia, David Arias López, quien me acompañó en la mayoría de las visitas técnicas realizadas en durante el proyecto. También, agradecimientos al ingeniero Carlos Alberto Riveros Jerez quien me brindo conocimientos valiosos por medio de todas las materias relacionadas al enfoque estructural de mi carrera.

## Tabla de contenido

Resumen	13
Abstract	14
Introducción	15
1. Objetivos	16
1.1 Objetivo general	16
1.2 Objetivos específicos	16
2. Marco teórico.	17
3. Metodología	37
3.1 Etapa 1 – Trabajo de Campo	37
3.2 Etapa 2 – Recopilación de información sismológica.	38
3.3 Etapa 3 – Modelación.	39
3.3.1 Definición de tipología estructural.	39
3.3.2 Definición de Materiales.	43
3.3.3 Definición de Elementos Estructurales y No Estructurales.	43
3.3.4 Definición de Diafragmas.	45
3.3.5 Definición de Fuerzas Externas.	45
3.3.6 Definición de Fuerzas Sísmicas.	47
3.3.7 Definición de combinación de cargas.	48
3.3.8 Verificación de Derivas.	48
3.3.9 Verificación del Modelo.	49
3.3.10 Aplicación de Patologías en Vigas.	49
3.3.10 Aplicación de Patologías en Columnas.	49
3.3.11 Aplicación de empujes laterales en Columnas.	50
4. Resultados	52

4.1 Salidas de Campo.	52
4.2 Resultados de simulación sísmica.	58
4.3 Resultados de la modelación.	60
5. Análisis.	76
6. Conclusiones	80
Referencias	82

## Lista de tablas

<b>Tabla 1</b> Nomenclatura de los perfiles típicos de las zonas homogéneas en Medellín	19
<b>Tabla 2</b> Perfiles típicos de la zona homogénea 1	20
<b>Tabla 3</b> Valores máximos y mínimos medidos de $V_s$	21
<b>Tabla 4</b> Valores del coeficiente de importancia I	23
<b>Tabla 5</b> Nivel de amenaza sísmica según valores de $A_a$ y de $A_v$	24
<b>Tabla 6</b> Valor de $A_a$ y de $A_v$ para las ciudades capitales de departamento	24
<b>Tabla 7</b> Clasificación de los perfiles de suelo	25
<b>Tabla 8</b> Valores mínimos alternativos de carga muerta de elemento no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado	28
<b>Tabla 9</b> Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales - Cubiertas	29
<b>Tabla 10</b> Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales - Cielo Raso	29
<b>Tabla 11</b> Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales - Muros	30
<b>Tabla 12</b> Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas	31
<b>Tabla 13</b> Cargas vivas mínimas en cubiertas, azoteas y terrazas	32
<b>Tabla 14</b> Sistema estructural de pórtico resistente a momentos	33
<b>Tabla 15</b> Derivas máximas como porcentaje de la altura de piso	36
<b>Tabla 16</b> Características de los elementos tipo frame de la edificación	44
<b>Tabla 17</b> Cargas aplicadas superficialmente distribuidas en cada zona en el modelo	45
<b>Tabla 18</b> Cargas aplicadas linealmente distribuidas en el modelo	46
<b>Tabla 19</b> Cargas de diseño para escaleras	47
<b>Tabla 20</b> Características Geosísmicas de la relación Suelo-Estructur	63
<b>Tabla 21</b> Acero necesario de las vigas sin patologías	66
<b>Tabla 22</b> Acero necesario para el esfuerzo cortante en Columnas 30x30	67
<b>Tabla 23</b> Acero necesario para el esfuerzo cortante en Columnas 50x50	67

<b>Tabla 24</b> Acero necesario de las vigas con Patologías	68
<b>Tabla 25</b> Acero necesario para el esfuerzo cortante en Columnas 30x30 con Patologías	68
<b>Tabla 26</b> Acero necesario para el esfuerzo cortante en columnas 50x50 con Patologías	69
<b>Tabla 27</b> Comparación de Excedencia de los Aceros necesarios en porcentajes.	70

## Lista de Ilustraciones

<b>Ilustración 1</b> Coeficiente de amplificación $F_a$ del suelo para la zona de períodos cortos del espectro	26
<b>Ilustración 2</b> Coeficiente de amplificación $F_v$ del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro	26
<b>Ilustración 3</b> Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de $g$	27
<b>Ilustración 4</b> Irregularidades en planta	34
<b>Ilustración 5</b> Irregularidades en la altura	35
<b>Ilustración 6</b> Formato de calificación de los espacios escolares	38
<b>Ilustración 7</b> Plano esquemático primer piso Instituto Técnico Industrial Pascual Bravo	40
<b>Ilustración 8</b> Plano esquemático primer piso Institución Educativa Barrio Santa Margarita	40
<b>Ilustración 9</b> Distribución de espacios en el modelo planta 2	41
<b>Ilustración 10</b> Distribución de espacios en el modelo planta 3	42
<b>Ilustración 11</b> Distribución de espacios en el modelo planta de cubiertas	43
<b>Ilustración 12</b> Plano de diseño de las escaleras del modelo	44
<b>Ilustración 13</b> Diseño de muros de cubierta	46
<b>Ilustración 14</b> Distribución de aro interior y exterior de columnas	50
<b>Ilustración 15</b> Fuerza linealmente distribuida por empujes de tierra	51
<b>Ilustración 16</b> Aplicación de los empujes laterales en el modelo	51
<b>Ilustración 17</b> Tubo pluvial incrustado en Viga en la Sec. Esc Aures 1	52
<b>Ilustración 18</b> Tubo pluvial incrustado en Viga en la Sec. Esc Aures 2	52
<b>Ilustración 19</b> Viga en intemperie Inst. Edu. El Diamante	53
<b>Ilustración 20</b> Viga en estado de desgaste en bodega de Inst. Edu. Bello Horizonte	53
<b>Ilustración 21</b> Viga afectada por la humedad Inst. Edu. Barrio Santa Margarita	53
<b>Ilustración 22</b> Exposición de parte del acero en Inst. Tec. Industrial Pascual Bravo	54

<b>Ilustración 23</b> Disminución a la adherencia de los materiales de la Columna Sec. Esc El Diamante	54
<b>Ilustración 24</b> Inclusión de elementos externos dentro de la columna Inst. Edu. Asamblea Departamental	55
<b>Ilustración 25</b> Disminución de la sección transversal de la columna y deflexión notable en la Viga Rafael García Herreros	55
<b>Ilustración 26</b> Columna en estados muy precario en Sec. Esc. Agustín Nieto Caballero	55
<b>Ilustración 27</b> Plano de la planta 1 Inst. Edu. Merceditas Gómez Martínez	56
<b>Ilustración 28</b> Foto frontal del muro de cerramiento afectado por empujes laterales	57
<b>Ilustración 29</b> Foto lateral del muro de cerramiento afectado por empujes laterales	57
<b>Ilustración 30</b> Foto superior del muro de cerramiento afectado por empujes laterales.	57
<b>Ilustración 31</b> Asentamiento diferencial Inst. Edu. Asamblea Departamenta	58
<b>Ilustración 32</b> Asentamiento diferencial Inst. Edu. Merceditas Gómez Martínez	58
<b>Ilustración 33</b> Acelerograma del sismo L'Aquila-Italia 2009	58
<b>Ilustración 34</b> Perfil de suelo a 30 metros	59
<b>Ilustración 35</b> Espectro de respuesta de aceleraciones de la superficie del suelo	60
<b>Ilustración 36</b> Derivas producidas por sismo de excentricidad en dirección X -	61
<b>Ilustración 37</b> Derivas producidas por sismo de excentricidad en dirección X +	61
<b>Ilustración 38</b> Derivas producidas por sismo de excentricidad en dirección Y -	61
<b>Ilustración 39</b> Derivas producidas por sismo de excentricidad en dirección Y +	61
<b>Ilustración 40</b> Verificación del acero requerido en la planta 2	62
<b>Ilustración 41</b> Verificación del acero requerido en la planta 3	62
<b>Ilustración 42</b> Verificación del acero requerido en la planta de cubierta	63
<b>Ilustración 43</b> Espectro de aceleración del modelo	64
<b>Ilustración 44</b> Selección de vigas de análisis	65
<b>Ilustración 45</b> Derivas producidas por empujes de tierra laterales	69
<b>Ilustración 46</b> Comparación del Acero Superior en la Viga 1	71

<b>Ilustración 47</b> Comparación del Acero Inferior en la Viga 1	71
<b>Ilustración 48</b> Comparación del Acero de Estribado en la Viga 1	72
<b>Ilustración 49</b> Comparación del Acero Superior en la Viga 2	72
<b>Ilustración 50</b> Comparación del Acero Inferior en la Viga 2	73
<b>Ilustración 51</b> Comparación del Acero de Estribado en la Viga 2	73
<b>Ilustración 52</b> Comparación del Acero Superior en la Viga 3	74
<b>Ilustración 53</b> Comparación del Acero Inferior en la Viga 3	74
<b>Ilustración 54</b> Comparación del Acero de Estribado en la Viga 3	75

## Siglas, acrónimos y abreviaturas

<b>kN</b>	Kilo Newton
<b>MPa</b>	Mega pascales
<b>mm</b>	Milímetros
<b>cm</b>	Centímetros
<b>m</b>	Metros
<b>km</b>	Kilómetros
<b>s</b>	Segundos
<b>V<sub>s</sub></b>	Velocidad de onda cortante
<b>S<sub>a</sub></b>	Máxima aceleración horizontal de diseño
<b>N</b>	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar
<b>A<sub>a</sub></b>	Coefficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva
<b>A<sub>v</sub></b>	Coefficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva
<b>F<sub>a</sub></b>	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos
<b>F<sub>v</sub></b>	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios
<b>T</b>	Periodo de vibración del sistema elástico
<b>T<sub>I</sub></b>	Período de vibración correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos.
<b>T<sub>c</sub></b>	Periodo de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño para períodos cortos
<b>g</b>	Aceleración de la gravedad
<b>I</b>	Coefficiente de Importancia
<b>R</b>	Coefficiente de capacidad de disipación de energía
<b>Δ</b>	Deriva del piso en dirección horizontal
<b>D</b>	Carga Muerta
<b>L</b>	Carga Viva
<b>E</b>	Fuerza Sísmica
<b>UdeA</b>	Universidad de Antioquia



### **Resumen**

Al realizar diferentes visitas técnicas para la revisión de la infraestructura física de las instituciones educativas, se ha encontrado que muchas de ellas tienen diferentes patologías estructurales que pueden ser fatales ante una emergencia sísmica, vigas sin alcanzar la capacidad máxima de ellas, muros quebrados soportando techos, asentamientos diferenciales causados por agentes externos al suelo, columnas con fuerzas horizontales impuestas fuera del diseño, etc. A raíz de esto, el proyecto está enfocado primeramente en recopilar toda esa información de algunas de las instituciones educativas de la comuna 7 - Robledo y organizarla. A su vez, como actividad principal realizar un modelado que represente una tipología estructural común de la ciudad de Medellín tomando como referencia una de las instituciones educativas de la comuna, buscar un estudio de suelo confiable de las zonas y realizar un análisis de microzonificación sísmica para así revisar el comportamiento y las consecuencias de éstas ante un posible fenómeno sísmico dentro de la ciudad teniendo en cuenta todas las combinaciones de las patologías encontradas.

*Palabras clave:* Patología estructural, Ingeniería Sísmica, Microzonificación sísmica, Instituciones Educativas.

### **Abstract**

Different visits to several middle and high school, we have found that many of them have different structural pathologies. These pathologies can be a great danger in a seismic emergency, for example: beams without maximum flexion capacity, broken walls supporting ceilings, differential settlements, columns with lateral forces, etc. The project is mainly focused on collecting information from the educational institutions of the comuna 7 - Robledo and classifying it. At the same time, as the main activity, develop a structural model that can represents a common structural typology of the city of Medellin. Search for a reliable seismic microzoning study and, in this way, compare the behavior and consequences of these before a possible seismic phenomenon.

*Keywords:* Structural Pathology, Seismic Engineering, Seismic Microzoning, Middle School.

---

## Introducción

La secretaría de educación de Alcaldía de Medellín a través del proyecto llamado CIER (Censo de la Infraestructura Educativa Regional) busca recolectar, sistematizar y administrar de forma eficaz y eficiente la infraestructura de predios educativos, para así facilitar la toma de decisiones por medio de un diagnóstico real de la infraestructura educativa y proporcionar información puntual y estratégica para la formulación de planes de inversión de infraestructura educativa. Dentro de este proyecto se envían practicantes de ingeniería civil o construcciones civiles a realizar visitas técnicas a diferentes instituciones educativas alrededor de Medellín y sus corregimientos. Los practicantes tienen la responsabilidad de observar el estado físico de la institución visitada, dar una calificación cualitativa de cada uno de los espacios y reportar todas las patologías, peligros y riesgos que se estén presentando en ellas.

Por otro lado, buscando generar un análisis con mayor detalle, se planteó la realización de un análisis piloto dentro del desarrollo de la práctica, para el cual, se realizó una investigación sobre tipo de suelo y sus características, tanto de la ciudad de Medellín como de la comuna 7, que fue la zona de la ciudad escogida para llevar a cabo un análisis piloto de comportamiento de las estructuras educativas; también, se buscó un acelerograma que simule un sismo con las características presentes en la zona, esto con el fin de ver bajo condiciones lo más reales posible, que tipo de estructuras son las mayormente afectadas por ocurrencia del mismo.

Teniendo en cuenta lo anterior, la idea del proyecto piloto es utilizar toda la información recopilada en campo, la base de datos de la Secretaría de Educación de la Alcaldía de Medellín y la investigación propia del estudiante y utilizarla para desarrollar un modelo estructural de una institución educativa genérica, lo más parecido a la realidad, seleccionada considerando la distribución de los espacios al interior de las instituciones, de acuerdo con las observaciones hechas en campo. Toda esta información servirá para que posteriormente se pueda analizar por medio de combinaciones de patologías aplicadas en el modelo el comportamiento de la estructura, con el ánimo de saber cuál podría representar un mayor riesgo

## **1. Objetivos**

### **1.1 Objetivo general**

-Analizar el efecto de las patologías estructurales en la presencia de un fenómeno sísmico en un modelo estructural que simule las condiciones de una institución educativa de la comuna 7 de la ciudad de Medellín.

### **1.2 Objetivos específicos**

-Realizar visitas técnicas a instituciones educativas de las comunas 7 de la ciudad de Medellín.

-Recopilar información de las patologías que se encuentran en las instituciones educativas.

-Buscar información acerca de las condiciones geotécnicas en las zonas cercanas a la comuna 7 de la ciudad de Medellín.

-Indagar acerca de posibles acelerogramas de sismos ocurridos en lugares con características similares a Medellín.

-Modelar el perfil base de instituciones educativas que se usará para la aplicación de las diferentes combinaciones patológicas encontradas.

-Evaluar los diferentes efectos de las patologías dentro del modelo estructural.

## **2. Marco teórico.**

Las instituciones educativas son organismos públicos o privados que tienen como función principal proporcionar un ambiente adecuado para la realización de actividades educativas, adquisición y aprehensión del conocimiento y actividades recreativas y culturales en personas con una educación primaria, secundaria y media. Un ambiente educativo óptimo se refiere a tener conjunto de estructuras físicas y relaciones humanas en el cual la comunidad educativa pueda realizar sus actividades de forma segura, tener un proceso enseñanza-aprendizaje adecuada y tener un desarrollo de personalidades concreto para tanto estudiantes como profesores y directivos (Lafuente, 2019). Por tal motivo, la infraestructura de las entidades de conocimiento son un pilar fundamental para cada una de las etapas del conocimiento de las personas y el mal estado de éstas pueden afectar directa o indirectamente los procesos.

Ahora bien, concentrándonos solamente al enfoque ingenieril y según afirma Patología Estructural en Edificios. Hormigón o Concreto (s.f), se puede categorizar de patología estructural al estudio sistemático del comportamiento irregular de una estructura u obra civil cuando presenta algún tipo de lesión o daño. Estos daños estructurales pueden ser representados de diferentes maneras: lesiones químicas que son aquellas que son generados por reacciones químicas, contactos biológicos y o efectos contaminantes. Lesiones mecánicas que son aquellas lesiones generadas por procesos mecánicos influenciados por fuerzas externas que dañan la estructura que producen grietas, fisuras y deformaciones en los elementos. Por su parte, las lesiones físicas son fallas causadas por agentes externos tales como el viento, el agua, movimiento de tierras y erosiones produciendo humedades, suciedad y fisuras. Teniendo en cuenta lo anterior, el enfoque de este proyecto fue dirigido únicamente a la de tipología mecánica, en donde se realizó un estudio más directo acerca del estado de los elementos y definirlos de manera simplificada.

En las instituciones educativas se pueden encontrar diferentes tipos de patologías mecánicas, unos causados por mala construcción y otras por el desgaste de sus elementos. Se logró

encontrar vigas con posibles fallas cortantes, columnas con erosión, muros de mampostería con grietas, vigas adheridas a elementos externos de la construcción civil (tuberías, barandas, etc.) asentamientos diferenciales, entre otras patologías que afectan a la edificación que se pueden ver en diferentes visitas hacia las entidades.

Por su parte, hay muchos conceptos que tenemos muy presentes referentes a la interpretación sísmica que se le quiere dar al proyecto. Partiendo desde la base de qué es un sismo se puede decir que es un movimiento de tierra que es causado principalmente por movimientos de placas tectónicas o en su defecto fallas geológicas. Los sismos son caracterizados con valores de magnitud o de intensidad siendo la primera una calificación cuantitativa (escala de Richter o magnitud de momento) y la segunda cualitativa (escala de Mercalli). Complementando, cada sismo tiene diferentes conceptos pequeños que sirven para entender su comportamiento tales como:

- Epicentro: Distancia hacia la superficie de donde se originó el sismo (Zambrano et al.,2015).
- Hipocentro: Distancia lineal hacia la zona en profundidad donde se origina el sismo (Zambrano et al.,2015).
- Duración: Tiempo que se demora el sismo en liberar el 80% de la energía del sismo (Zambrano et al.,2015).
- Tipo de falla: Las fallas, ya sean roce de placas o fallas geológicas, pueden ser normales, inversas o de desgarre. (Unidad de Prevención y Atención de Emergencia de Santa Fe de Bogotá [Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá],1997)
- Espectro de Fourier: Es una representación gráfica de una función periódica como la que brinda un acelerograma en series de Fourier donde nos proveen de una descripción completa del movimiento del suelo (Gordillo, 2011).
- Contenido de Frecuencia: Es el rango de valores de frecuencia que alcanzan mayor amplitud dentro del espectro de Fourier y que determina qué periodos estructurales entran en resonancia con el sismo.

Para la practicidad del proyecto, se desarrollará el estudio con base en la zona de contacto de falla entre la placa de nazca y la placa continental sudamericana, estas placas tienen un

movimiento de subducción lo que se define en términos sencillos que la placa más antigua (Nazca) intenta levantar a la más nueva (Sudamericana) generando una gran cantidad de energía que se libera presentando los terremotos. Así, se ignorará cualquier tipo de sismo generado por las fallas geológicas cercanas a la ciudad de Medellín.

El perfil de suelo son los diferentes estratos que existe debajo del sitio de la edificación (NSR-10). Así define la norma a la estratigrafía de un suelo, el conjunto de las características de cada horizonte permite determinar el tipo de perfil de suelo usando la *Tabla 7*.

En la ciudad de Medellín, particularmente en la zona nor-occidental donde se encuentra la comuna 7 de la ciudad, podemos encontrar muchos tipos de suelos, con diferentes espesores, y diferentes perfiles. El estudio de la microzonificación sísmica realizado por la Alcaldía de Medellín plantea qué, dentro de su estudio encontramos una lista de perfiles típicos de las zonas. En la *Tabla 1* se puede ilustrar los tipos de material encontrados (Alcaldía de Medellín,2011).

*Tabla 1 Nomenclatura de los perfiles típicos de las zonas homogéneas en Medellín.*

<b>Qal</b>	Depósitos Aluviales
<b>Qat</b>	Depósitos Aluvio Torrenciales
<b>Qc</b>	Depósitos Coluviales
<b>Qfr</b>	Flujos de Escombros y/o lodos recientes
<b>Qff</b>	Flujos de Escombros y/o lodos frescos
<b>Qfm</b>	Flujos de Escombros y/o lodos maduros
<b>Qfs</b>	Suelo residual de Flujos
<b>KdA - SdA</b>	Stock de Altavista
<b>KgD - SgD</b>	Gabro de San Diego
<b>KpaM-SKpa</b>	Anfibolitas Margen Izquierda
<b>KcE - ScE</b>	Stock de las Estancias
<b>KuM - Sum</b>	Dunitas de Medellín
<b>KaM - SaM</b>	Anfibolitas Margen Derecha
<b>KPnl - SKPn</b>	Neis de la Iguaná

*Fuente: Alcaldía de Medellín.*

En el estudio comentado se determinó que la zona donde se encuentra la comuna 7 correspondiente a Robledo, es la zona homogénea 1. Dentro de esta, se descubrieron un total de 11 perfiles diferentes, ninguno de estos perfiles tiene una presencia dominante en extensión, por tanto,

las instituciones educativas posiblemente tengan diferentes estratigrafías. A continuación, la *Tabla 2* muestra los tipos de suelos establecidos en el estudio (Alcaldía de Medellín,2011).

*Tabla 2 Perfiles típicos de la zona homogénea 1*

ZONA 1	PERFIL No.	TIPO DE SUELO	VARIACIÓN ESPESORES (m)	OBSERVACIONES
<b>NOR-OCCIDENTAL</b>	1	Qal	0-5	Cubre un área muy pequeña, no es representativo
		Qfm	0-15	
		SKPa	0-10	
		KPaM	10-15	
	2	Qat	1	
		Qfm	20	
		SKPn	20	
		SKPa	10	
		KPaM	-	
	3	Qat	5-40	
		SKPa-SKPn	0-20	
		KPnl		
	4	Qc	0-10	Cubre un área muy pequeña, no es representativo
		Qal	0-40	
		SKPn	5-20	
		KPn		
	5	Qc	0-10	
		Qfm	5-30	
		SKPa-SKPn	0-20	
		KPaM		
	6	Qc-Qf#	0-10	
		SKPa-SKPn	0-30	
		KPa-KPn		
	7	Qfm	30-80	Estación Pedregal (SPE)
		KPa-KPn		
	8	Qfm	10	
		Qal-Qat	10	
		SKPa-SKPn	10	
		KPa-KPn	-	
	9	SKPa	10-20	
		SKPn	10-25	
		KPnl		
	10	Qfm	15	Estación Aures (EAU). Con mayor contenido de finos que el flujo encontrada en la estación SPE
KPaM		-		
11	SKpa	30	Estación Alejandría (ALE)	
	KPaM	-		

*Fuente: Alcaldía de Medellín.*

En similitud, en un estudio de microzonificación sísmica realizado por el Área Metropolitana del Valle de Aburrá con el acompañamiento de la Alcaldía de Medellín, se concluyó diferentes mediciones de velocidad de onda cortante que existen con los diferentes perfiles que están en la *Tabla 3*. Estos valores están dados por un máximo y un mínimo valor que se pudieron medir en campo de velocidad de onda cortante del suelo (Área Metropolitana del Valle de Aburrá,2006).

*Tabla 3 Valores máximos y mínimos medidos de Vs.*

<b>Tipo de suelo</b>	<b>V<sub>s</sub> Máxima (m/s)</b>	<b>V<sub>s</sub> Mínima (m/s)</b>
Anfibolita	1500	110
Gneis	860	175
Aluvial	900	100
Aluviotorrencial	900	192
Dunita	450	125
Esquistos	950	194
Cuarzodiorita	700	140
Diorita	100	900
Gabro	360	160
Depósito de vertiente	600	142
Flujos	980	100

*Fuente: Área Metropolitana del Valle de Aburrá.*

Los términos mencionados anteriormente son características particulares de cada sismo, su efecto en las edificaciones es muy particular ya que todos tienen un perfil de suelo diferente, por esa razón la herramienta DeepSoil es fundamental para poder particularizar el sismo al enfoque.

Adjuntando otras definiciones, el concepto de Modelación de sistemas estructurales que plantea Miguel Ángel Gómez Martínez (2011) menciona que: el modelado estructural es al proceso mediante el cual se genera una idealización matemática que pretende representar la conducta real de la estructura a ser construida. Por ello este proceso conlleva a la toma de decisiones respecto a los siguientes aspectos: La geometría de la estructura, las propiedades de los materiales que la constituyen, la magnitud y ubicación de cargas permanentes y variables, los tipos de elementos que la pueden representar con mayor fidelidad (1, 2 ó 3 dimensiones), las conexiones internas entre estos elementos, los apoyos externos y la interacción de la estructura con el medio circundante (suelos, líquidos u otros materiales).

Por otro lado, para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos, y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta ser mayor que las otras. El proyectista debe elegir, en cada caso, el tipo de

---

elemento más adecuado para que el modelo estructural reproduzca adecuadamente el comportamiento buscado de dicho elemento (p. 89). Entonces, la idea de la modelación es buscar el comportamiento más parecido a la realidad que puede presentar una estructura bajo las condiciones que se requieran para el estudio. En este caso, este proceso se realizará con ayuda del software estructural llamado Etabs.

Para la realización del modelo se tuvo en cuenta muchas tablas y normativas que son indispensables en el cálculo de las estructuras. Datos como la distribución de las cargas muertas, las cargas vivas, el sistema de mayoración de cargas, las ecuaciones de diseño del espectro de aceleraciones de la estructura son otorgados por los títulos A y B de la normativa colombiana.

Dentro del modelado tenemos varios términos que tienen mucha importancia para el análisis y resultado de la información tales como:

- **Periodo Fundamental:** Es un parámetro esencial para el diseño sísmo resistente de una estructura, determina el periodo en el cual la estructura generará mayores deformaciones al ser acelerado por un sismo. Es necesario para la determinación de las condiciones actuales de seguridad estructural. Normalmente los códigos de cada país suelen compartir formulas empíricas para tener una idea aproximada del valor del mismo, pero lo ideal es calcularlo con programas computacionales (Barghi & Azadbakht, 2009).

- **Coefficiente de importancia:** Es un factor que aumenta de manera porcentual la importancia que tienen las edificaciones en caso de sismo, lugares como hospitales y centros gubernamentales tienen mayor importancia que las casas, en nuestro caso para las instituciones educativas este valor es 1.10 por pertenecer al grupo II tal como muestra el título A de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [NSR-10], 2010).

*Tabla 4 Valores del coeficiente de importancia I.*

<b>Grupo de Uso</b>	<b>Coeficiente de Importancia, I</b>
<b>IV</b>	1.50
<b>III</b>	1.25
<b>II</b>	1.10
<b>I</b>	1.00

*Fuente: Título A NSR-10.*

- **Espectro de Aceleraciones:** Es un espectro de diseño que se organiza con respecto a varias condiciones del suelo, el coeficiente de importancia y la zona de vulnerabilidad sísmica para determinar la aceleración espectral.

- **Aceleración Espectral:** Como menciona la normativa es un valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T (NSR-10, 2010).

- **Ductilidad:** En el criterio actual del diseño con base en la ductilidad estructural tiene como enfoque principal que los edificios sean lo suficientemente resistentes para evitar su colapso en caso de sismo, pero no para evitar que se produzcan daños (Carreño, Cardona & Barbat, 2011), lo que define a la ductilidad como la capacidad de un conjunto de elementos de ser sometidos a múltiples aceleraciones sin sufrir fatalidades.

Todos los términos anteriores son fundamentales para crear el espectro de diseño de aceleraciones de una edificación, para ello, hay una serie de pasos que el título A proporciona para facilitar la construcción de este espectro.

Primeramente, se tiene que localizar la zona de interés para así conocer su nivel de amenaza sísmica ya determinada gracias a los estudios de microzonificación sísmica del país. Los niveles de amenaza sísmica están categorizados de 1 a 10 y cualificadas en baja, intermedia y alta, tal como se muestra en la *Tabla 5*.

Tabla 5 Nivel de amenaza sísmica según valores de  $A_a$  y de  $A_v$ .

Mayor valor entre $A_a$ y $A_v$	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Fuente: Título A NSR-10.

Los coeficientes  $A_a$  y  $A_v$  representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva que tiene cada región. En la siguiente tabla se muestran los diferentes valores de  $A_a$  y  $A_v$  que cuentan las principales ciudades del país.

Tabla 6 Valor de  $A_a$  y de  $A_v$  para las ciudades capitales de departamento.

Ciudad	$A_a$	$A_v$	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Fuente: Título A NSR-10.

Por su parte, los perfiles de suelo se pueden categorizar de diferentes formas, ensayos de velocidad de onda cortante  $V_s$  a 30 metros, que consisten en hacer viajar una onda por el suelo y medir su velocidad de propagación en el suelo en los diferentes estratos, o ensayos de penetración estándar para suelos más capaces midiendo el promedio de golpes necesarios para avanzar  $x$  cantidad de metros  $N$ . Los resultados de estas pruebas pueden categorizar el tipo de suelo establecido en el título A de la normativa por mediante de la *Tabla 7*.

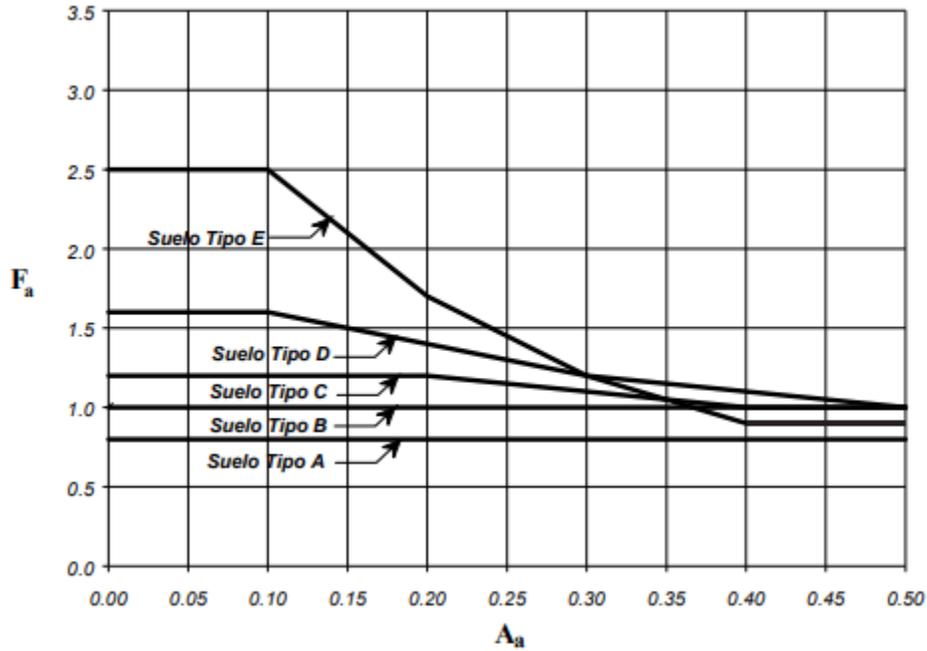
*Tabla 7 Clasificación de los perfiles de suelo.*

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s > $\bar{V}_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s > $\bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$ , o $\bar{q}_u \geq 100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s > $\bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$ , o $100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> ) > $\bar{q}_u \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180$ m/s > $\bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total $H$ mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> ) > $\bar{q}_u$
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: <b>F<sub>1</sub></b> — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. <b>F<sub>2</sub></b> — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). <b>F<sub>3</sub></b> — Arcillas de muy alta plasticidad ( $H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$ ) <b>F<sub>4</sub></b> — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( $H > 36$ m)	

*Fuente: Título A NSR-10.*

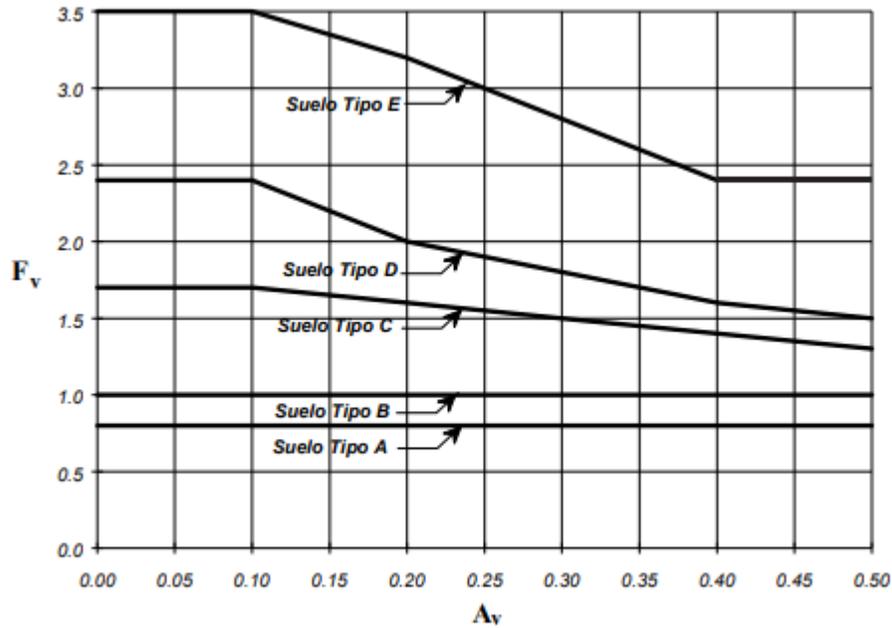
Definida la tipología de suelo, se definen los coeficientes de amplificación del suelo para zonas de periodos cortos e intermedios del espectro,  $F_a$  y  $F_v$  respectivamente. Estos coeficientes simplemente aumentan o disminuyen las ordenadas del espectro para que tenga en cuenta las condiciones de sitio teniendo en cuenta el tipo de suelo (NSR-10,2010),  $A_a$  y  $A_v$ . En las Ilustración 1 y la Ilustración 2 se muestran los gráficos necesarios para la selección de estos valores.

Ilustración 1 Coeficiente de amplificación  $F_a$  del suelo para la zona de períodos cortos del espectro.



Fuente: Título A NSR-10.

Ilustración 2 — Coeficiente de amplificación  $F_v$  del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro



Fuente: Título A NSR-10.

Para concluir con el tema del espectro de respuesta la norma tiene un conjunto de ecuaciones que utilizan cada uno de los coeficientes establecidos anteriormente y así poder representar gráficamente este espectro. Las ecuaciones en su mayoría son dependientes del periodo T, el cual es una variable fundamental y particular de cada estructura. El gráfico está determinado por una función por partes delimitado por los valores de T<sub>c</sub> y T<sub>l</sub>, es decir, S<sub>a</sub> tiene una función cuando T esta entre 0 y T<sub>c</sub> segundos, otra función cuando T se encuentra entre T<sub>c</sub> y T<sub>l</sub> y, por último, tiene otra función cuando T es mayor a T<sub>l</sub>.

ecuación (1)  $T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$

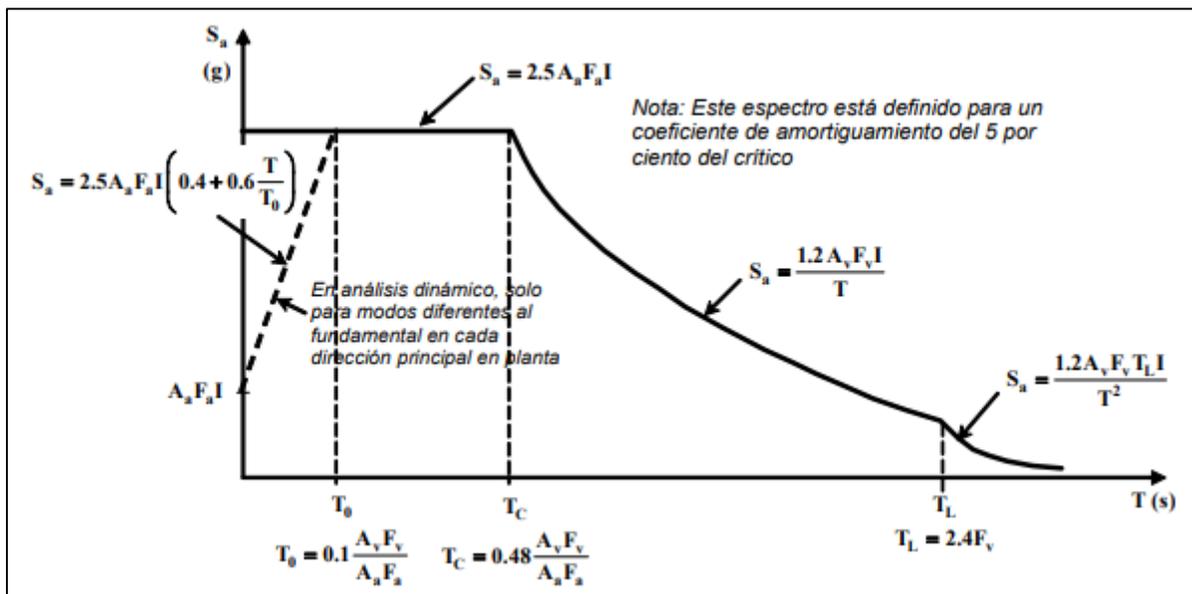
ecuación (2)  $T_L = 2.4 F_v$

ecuación (3)  $S_a = 2.5 A_a F_a I$

ecuación (4)  $S_a = 1.2 \frac{A_v F_v I}{T}$

ecuación (5)  $S_a = 1.2 \frac{A_v F_v T_L I}{T^2}$

Ilustración 3 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g.



Fuente: Título A NSR-10.

En temas de cargas muertas, definidas en la norma como la carga de los elementos permanentes de la construcción incluyendo su estructura (NSR-10,2010), la normativa tiene una lista de cargas mínimas de área en planta que están divididas para diferentes ocupaciones. A continuación, la *Tabla 8* muestra los elementos no estructurales como las particiones interiores y acabados del piso que deberían ser tenidas en cuenta en los cálculos del modelo.

*Tabla 8 Valores mínimos alternativos de carga muerta de elemento no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado.*

Ocupación		Fachada y particiones (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Fachada y particiones (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Reunión</b>	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8	100	180
<b>Oficinas</b>	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8	100	180
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8	200	180
<b>Educativos</b>	Salones de clase	2.0	1.5	200	150
<b>Fábricas</b>	Industrias livianas	0.8	1.6	80	160
<b>Institucional</b>	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6	200	160
	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8	250	180
	Guarderías.	2.0	1.6	200	160
<b>Comercio</b>	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4	150	140
<b>Residencial</b>	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140
<b>Almacenamiento</b>	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5	150	150
<b>Garajes</b>	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0	20	100

*Fuente: Título B NSR-10.*

En los elementos no estructurales horizontales, cuya dimensión vertical es significativamente menor que las otras, la normativa colombiana también brinda una serie de cargas mínimas para que se implementen en los cálculos. La *Tabla 9* correspondiente a las cubiertas y la *Tabla 10* correspondiente al cielo rasos.

Tabla 9 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales - Cubiertas.

Componente	Carga (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Cubierta</b>		
Cobre o latón	0.05	5
Cubiertas aislantes		
Fibra de vidrio	0.0020 (por mm de espesor)	2.0 (por cm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)	3.0 (por cm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)	1.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliestireno	0.0005 (por mm de espesor)	0.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)	1.0 (por cm de espesor)
Cubiertas corrugadas de asbesto-cemento	0.20	20
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)	6.0 (por cm de espesor)
Láminas de yeso, 12 mm	0.10	10
Madera laminada (según el espesor)	0.0100 (por mm de espesor)	10.0 (por cm de espesor)
Membranas impermeables:		
Bituminosa, cubierta de grava	0.25	25
Bituminosa, superficie lisa	0.10	10
Líquido aplicado	0.05	5
Tela asfáltica de una capa	0.03	3
Marquesinas, marco metálico, vidrio de 10 mm	0.40	40
Tableros de fibra, 12 mm	0.05	5
Tableros de madera, 50 mm	0.25	25
Tableros de madera, 75 mm	0.40	40
Tablero metálico, calibre 20 (0.9 mm de espesor nominal)	0.08	8
Tablero metálico, calibre 18 (1.2 mm de espesor nominal)	0.08	8
Tablillas (shingles) de asbesto – cemento	0.20	20
Tablillas (shingles) de asfalto	0.10	10
Tablillas (shingles) de madera	0.15	15
Teja de arcilla, incluyendo el mortero	0.80	80

Fuente: Título B NSR-10.

Tabla 10 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales - Cielo Raso.

Componente	Carga (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Cielo raso</b>		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Fuente: Título B NSR-10.

En los muros de cerramiento, de escalera, muros de cubierta, etc La norma tiene una variedad de especificaciones donde se pueden escoger diferentes tipos de mampostería y las dimensiones de los casos particulares, este caso en la norma define estos elementos estructurales verticales a aquellos donde la dimension vertical es significativamente mayor a la menor de las dimensiones horizontales (NSR-10,2010).

Tabla 11 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales - Muros.

Componente	Carga (kN/m <sup>2</sup> ) por m <sup>2</sup> de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)	Carga (kgf/m <sup>2</sup> ) por m <sup>2</sup> de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)
<b>Muros</b>		
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):		
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00	100
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50	250
Mampostería de bloque de arcilla:	<i>Espesor del muro (en mm)</i>	<i>Espesor del muro (en cm)</i>
	<u>100 150 200 250 300</u>	<u>10 15 20 25 30</u>
Pañetado en ambas caras	1.80 2.50 3.10 3.80 4.40	180 250 310 380 440
Sin pañetar	1.30 2.00 2.60 3.30 3.90	130 200 260 330 390
Mampostería de bloque de concreto:	<i>Espesor del muro (en mm)</i>	<i>Espesor del muro (en cm)</i>
	<u>100 150 200 250 300</u>	<u>10 15 20 25 30</u>
Sin relleno	1.40 1.45 1.90 2.25 2.60	140 145 190 225 260
Relleno cada 1.2 m	1.70 2.25 2.70 3.15	170 225 270 315
Relleno cada 1.0 m	1.80 2.30 2.80 3.30	180 230 280 330
Relleno cada 0.8 m	1.80 2.40 3.00 3.45	180 240 300 345
Relleno cada 0.6 m	2.00 2.60 3.20 3.75	200 260 320 375
Relleno cada 0.4 m	2.20 2.90 3.60 4.30	220 290 360 430
Todas las celdas llenas	3.00 4.00 5.00 6.10	300 400 500 610
Mampostería maciza de arcilla:	<i>Espesor del muro (en mm)</i>	<i>Espesor del muro (en cm)</i>
	<u>100 150 200 250 300</u>	<u>10 15 20 25 30</u>
Sin pañetar	1.90 2.90 3.80 4.70 5.50	190 290 380 470 550
Mampostería maciza de concreto:	<i>Espesor del muro (en mm)</i>	<i>Espesor del muro (en cm)</i>
	<u>100 150 200 250 300</u>	<u>10 15 20 25 30</u>
Sin pañetar	2.00 3.10 4.20 5.30 6.40	200 310 420 530 640

Fuente: Título B NSR-10.

Ahora bien, el título B en su apartado #4 hace referencia a las cargas vivas siendo estas las producidas por el uso y la ocupación de la estructura. La Tabla 12 representa las cargas máximas que se espera sean producidas por el uso y la ocupación de la estructura.

*Tabla 12 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.*

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Reunión</b>	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestibulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
<b>Oficinas</b>	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
<b>Educativos</b>	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
<b>Fábricas</b>	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
<b>Institucional</b>	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
<b>Comercio</b>	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
<b>Residencial</b>	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
<b>Almacenamiento</b>	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
<b>Garajes</b>	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
<b>Coliseos y Estadios</b>	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

*Fuente: Título B NSR-10.*

De la misma manera, existe una tabla en la normativa colombiana la cual hace referencia a las cargas vivas mínimas en las cubiertas de las edificaciones. A diferencia de las tablas anteriormente ilustradas, la *Tabla 13* define sus valores dependiendo del ángulo de inclinación de y del tipo de cubierta, ya que al tener menos pendiente la cubierta, el flujo de materias y fluidos es mucho más lento y se acumulan mucho más que con una pendiente un poco más pronunciada.

Tabla 13 Cargas vivas mínimas en cubiertas, azoteas y terrazas

Tipo de cubierta	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
(A) Cubiertas, azoteas y terrazas planas con acceso totalmente limitado al personal de mantenimiento y a través de un acceso (puerta, reja, o trampa) que permanezca siempre cerrada con llave, u otro elemento de seguridad equivalente, que esté bajo custodia y responsabilidad del propietario del inmueble o de su administrador. Esta limitación debe quedar consignada en el reglamento de copropiedad cuando se trata de copropiedades. Cualquier modificación a este tipo de acceso requiere licencia de construcción y constituirá un cambio de uso con las implicaciones correspondientes.	1.80	180
(B) Cubiertas, azoteas y terrazas a las cuales haya acceso al público o los usuarios de la edificación sin restricción (véanse las Notas 2 y 3)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
(C) Cubiertas, azoteas y terrazas con acceso únicamente desde un bien privado según la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad (véanse las Notas 2 y 3)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)
(D) Cubiertas, azoteas y terrazas autorizadas en la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad como elementos comunales recreativos, o como jardines comunales de cubierta, o para reuniones públicas o privadas (véanse las Notas 2 y 3)	5.00	500
(E) Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
(F) Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada y sin posibilidad alguna de acceso a personas diferentes del personal de mantenimiento	0.50	50

Fuente: Título B NSR-10.

Desarrollando otro enfoque importante para el modelado, el sistema de resistencia sísmica que tiene la estructura acordando las cargas anteriormente mencionadas por el título B y sus respectivas combinaciones de carga, la norma permite que todas las fuerzas sísmicas de resonancia calculadas gracias al  $S_a$  y la masa de la estructura sean reducidas por un coeficiente de disipación de energía  $R$ . La normativa colombiana define este coeficiente como un factor de reducción de fuerzas sísmicas por la capacidad propia de los elementos de ser dúctiles en su funcionamiento (NSR-10,2010). Para ello, se tiene en cuenta diferentes particularidades como el nivel de amenaza sísmica, la geometría en planta, la geometría en altura y el nivel de redundancia, siendo este último definido en términos resumidos como la estabilidad de la estructura al eliminar elementos de su diseño como se muestra en la siguiente ecuación.

$$\text{ecuación (6)} \quad R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o$$

Donde  $\phi_a$  representa a la configuración de altura,  $\phi_p$  a la configuración de planta,  $\phi_r$  hace referencia a la ausencia de redundancia en el sistema estructural y  $R_o$  es el coeficiente de disipación de energía sísmica inicial.

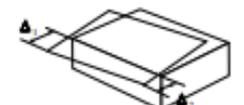
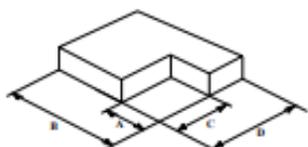
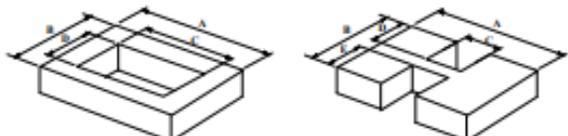
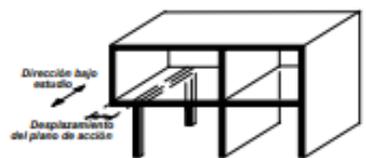
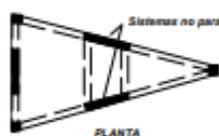
Tabla 14 Sistema estructural de pórtico resistente a momentos

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor $R_o$ (Nota 2)	Valor $\Omega_o$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
<b>1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)</b>									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
<b>2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)</b>									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
<b>3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMi)</b>									
a. De concreto (DMi)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMi)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMi)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
<b>4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)</b>									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMi)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
<b>5. Estructuras de péndulo invertido</b>									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Fuente: Título A NSR-10.

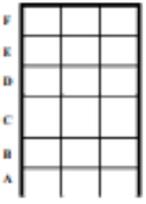
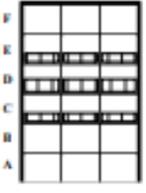
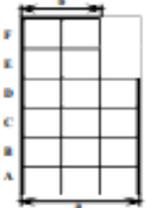
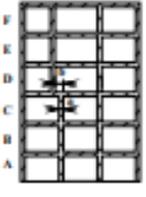
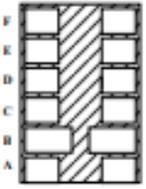
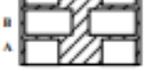
Para determinar los valores de los coeficientes anteriormente definidos se utilizan herramientas como la Tabla 14 e ilustraciones como las que se mostrarán a continuación.

Ilustración 4 Irregularidades en planta.

<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional  <math>\phi_p = 0.9</math>  <math>1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 &gt; 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)</math></p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema  <math>\phi_p = 0.8</math>  <math>\Delta_1 &gt; 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)</math></p>
	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — <math>\phi_p = 0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> 	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — <math>\phi_p = 0.9</math></p> <p>1) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>      2) <math>(C \times D + C \times E) &gt; 0.5A \times B</math></p> 	
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — <math>\phi_p = 0.8</math></p> 	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — <math>\phi_p = 0.9</math></p> 	

Fuente: Título A NSR-10.

Ilustración 5 Irregularidades en la altura

<p>Tipo 1aA — Piso flexible  <math>\phi_s = 0.9</math>  <math>0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C &lt; 0.70 \text{ Rigidez } K_D</math>                      o  <math>0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C &lt; 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3</math></p>	
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo  <math>\phi_s = 0.8</math>  <math>\text{Rigidez } K_C &lt; 0.60 \text{ Rigidez } K_D</math>                      o  <math>\text{Rigidez } K_C &lt; 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3</math></p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — <math>\phi_s = 0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math>                      o  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math></p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — <math>\phi_s = 0.9</math>  <math>a &gt; 1.30 b</math></p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — <math>\phi_s = 0.8</math>  <math>b &gt; a</math></p>	
<p>Tipo 5aA — Piso débil  <math>\phi_s = 0.9</math>  <math>0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} &lt; 0.80 \text{ Resist. Piso C}</math></p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo  <math>\phi_s = 0.8</math>  <math>\text{Resistencia Piso B} &lt; 0.65 \text{ Resistencia Piso C}</math></p>	

Fuente: Título A NSR-10.

En el caso de  $\phi_r$ , la norma dice textualmente:

“se le debe asignar un valor de 0.75 (...), se le debe asignar un valor igual a la unidad (1.0) si todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales” (NSR-10).

Por otra parte, la normativa colombiana entiende como deriva a desplazamiento horizontal relativo entre dos ejes de la misma línea vertical entre dos pisos y niveles seguidos en una edificación. Cuando se utilizan secciones fisuradas en el concreto reforzado, las derivas pueden ser multiplicadas por un factor de 0.7 antes de hacer la comparación con la *Tabla 15* que se muestra a continuación.

*Tabla 15 Derivas máximas como porcentaje de la altura de piso.*

<b>Estructuras de:</b>	<b>Deriva máxima</b>
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.1.3	1.0% ( $\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi}$ )
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.1.4	0.5% ( $\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi}$ )

*Fuente: Título A NSR-10.*

En términos de dimensionamiento estructural no se va a tener en cuenta lo correspondiente al título C de la normativa sismo resistente colombiana, sino que se usaran elementos con dimensiones parecidas a las observadas en campo y la posterior comprobación del modelo que utiliza la normativa americana ACI 318-08 la cual es la semejante a la que se una en Colombia actualmente.

### **3. Metodología**

El trabajo tuvo una serie de etapas, las cuales aportaron información relevante para la elaboración del proyecto. Dichas etapas son tanto cuantitativas como cualitativas, recopilando información in situ en diferentes visitas para tener un registro de las patologías de las instituciones educativas.

#### **3.1 Etapa 1 – Trabajo de Campo.**

La primera etapa del proyecto correspondiente a la participación de las visitas técnicas a las diferentes instituciones educativas de la comuna. En ella se llenaba una hoja de cálculo que contenía una serie de datos de interés particulares de cada institución, se evaluaba cualitativamente cada espacio (circulaciones, espacios libres, salones, aulas de informática, etc.) con el fin de verificar qué porcentaje de cumplimiento tiene la institución en base a la normativa NTC – 4595. También, en cada visita se estimaba el estado de cada uno de los sistemas estructurales usados en la construcción de los colegios, ya sea sistema aporticado de concreto, aporticado metálico, muros de carga de ladrillo de arcilla, muros estructurales, o combinaciones entre ellas. El caso más común encontrado en las instituciones visitadas era un sistema aporticado de concreto con muros de contención o muros estructurales, por esta razón se decidió que el modelo debería realizarse en un sistema aporticado de concreto reforzado para la simplicidad del proyecto. Por último, en esta etapa se revisaba las patologías puntuales que puedan tener estos establecimientos y se tomaban fotos para tener registro y evidencia de la existencia de estas.

Ilustración 6 Formato de calificación de los espacios escolares.

Salida	ID Espacio	Edificio o exterior	Piso del edificio	# de usuarios	Tipo de espacio		Dimensionalidad			
					Tipología - Tipo de espacio	Funcionamiento	Largo	Ancho	Area	Altura
	31	E1	1		29 - Laboratorio de Física	SI			110.49	2.55
	32	E1	1		16 - Aula Box Informatica	SI			53.99	3.47
	33	E1	1		16 - Aula Box Informatica	SI			54.11	3.47
	34	E1	1		16 - Aula Box Informatica	SI			54.35	3.46
	35	EX1	SS1		59 - Cancha de Baloncesto	SI	28.00	15.00	420.00	
	36	EX2	SS1		68 - Patio	SI			688.06	
	37	E1	SS1		75 - Escalera	SI			7.20	3.24
	38	E1	SS1		74 - Circulación	SI			248.53	3.05
	39	E1	SS1		75 - Escalera	SI			7.04	
	40	E1	1		74 - Circulación	SI			315.04	3.47
	41	E1	SS1		75 - Escalera	SI			14.09	3.22
	42	E1	1		74 - Circulación	SI			106.75	3.43
	43	E1	1		75 - Escalera	SI			7.72	

Fuente: Secretaría de Educación de la Alcaldía de Medellín.

### 3.2 Etapa 2 – Recopilación de información sísmológica.

Podemos encontrar que hay diferentes fallas que pueden incidir en la ciudad, incluyendo la zona de subducción del pacifico entre la placa de Nazca y la continental sudamericana, la gran mayoría es de tipo normal, en una distancia hacia la ruptura entre 100 km (fallas) y 500 km (placas tectónicas), con una duración de entre 30 y 60 segundos, una magnitud entre 6 y 8 en la escala de momentos y una velocidad de onda cortante promedio de 180 y 360 m/s.

Una vez seleccionado el acelerograma se estima un perfil de suelo qué, cómo se mostró en el marco teórico, es muy variable en sus valoraciones. En consecuencia, se tiene que determinar un perfil de suelo estándar usando los valores más críticos de los rangos de la *Tabla 3* y espesores de la *Tabla 2*, dichos valores determinan un rango muy amplio, por esta razón, se determinó que el suelo tiene que mantener unos valores de velocidad de onda cortante que encajen dentro de la tipología de suelo D determinado en la *Tabla 7*. De esta forma garantizar que la estratigrafía puede pertenecer a los suelos característicos de la comuna 7 de Medellín.

Ya definidos los dos parámetros del suelo más importantes, se procedió a ingresar tanto el archivo que representa el acelerograma como el perfil del suelo en el programa llamado DeepSoil. Dicho programa analiza internamente las condiciones que se ingresan y muestran diferentes resultados dentro de los cuales el más importante es el grafico de espectro de respuesta.

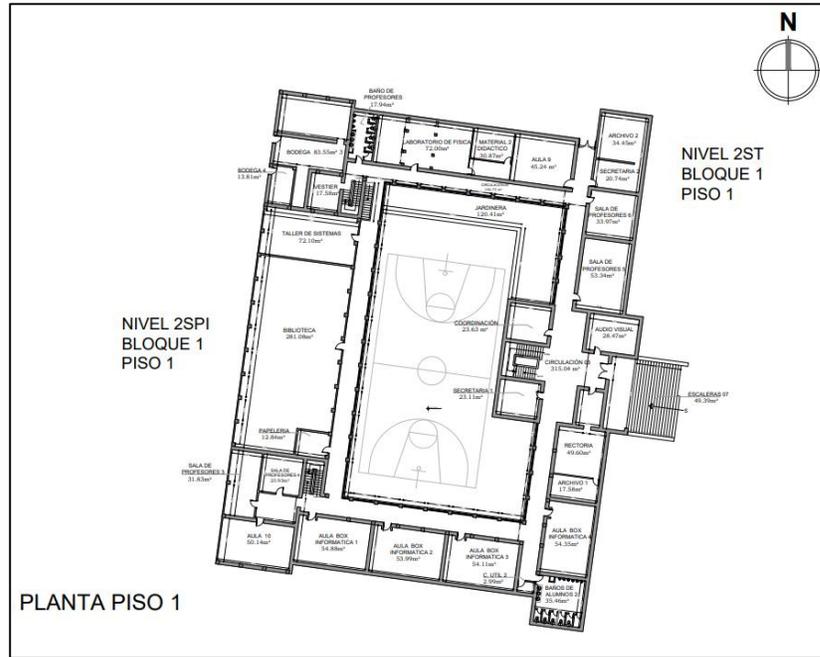
### **3.3 Etapa 3 – Modelación.**

La etapa de modelación fue la de mayor trabajo, en la cual, se resaltan la gran mayoría de resultados y análisis que representa el proyecto. Esta fase fue fraccionada en diferentes partes las cuales son: Definición de tipología estructural, definición de materiales, definición de elementos tipo frame, definición de elementos tipo slab, definición de diafragmas, definición de fuerzas externas, definición de fuerzas sísmicas, definición de combinación de cargas, verificación de derivas, verificación del cumplimiento del modelo base, determinación de patologías a aplicar, aplicación de patología en vigas, aplicación en patología en columna, aplicación de empujes laterales como patologías. Todos estos procesos se realizaron mediante el programa de diseño estructural llamado Etabs. Terminada la modelación se obtienen del programa diferentes resultados para el posterior análisis y conclusiones

#### ***3.3.1 Definición de tipología estructural.***

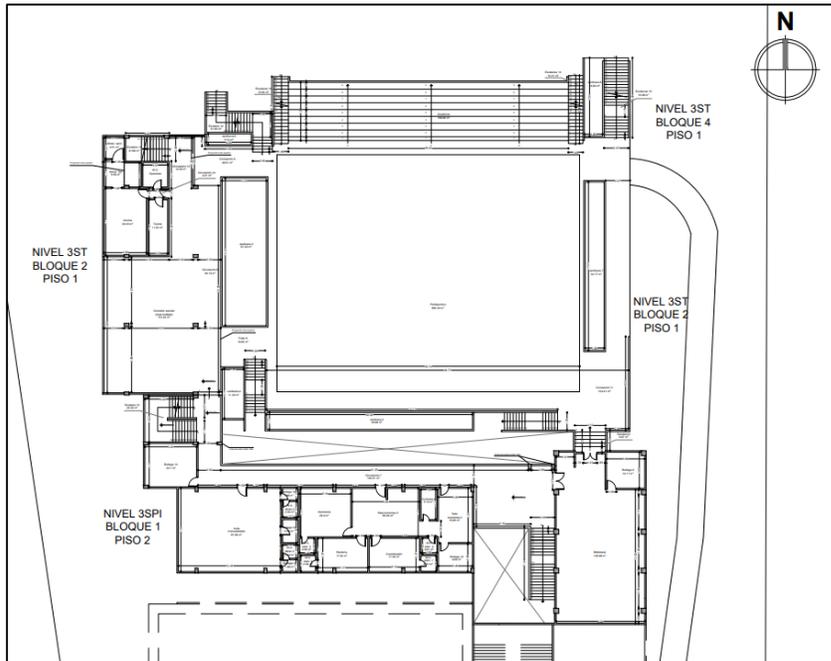
Para definir el sistema estructural empleado, se revisó en la base de datos de la alcaldía los planos esquemáticos que tienen en el área de expansión educativa y se decidió tomar la tipología de dos establecimientos educativos como base del modelo, dichos establecimientos son la Instituto Técnico Industrial Pascual Bravo y la Institución Educativa Barrio Santa Margarita. Estas dos instituciones tienen un sistema parecido, conformado por pórticos de concreto con una geometría cuadrada y un vacío en el centro, que corresponde con la zona de recreación de la comunidad educativa, así mismo, presentan columnas de gran espesor ubicadas en los anillos exteriores, zona en la que se encuentran las áreas de losa destinados a salones de clase, baños y zonas administrativas y alimentarias, y columnas pequeñas en donde se encuentran principalmente la zona de corredores y 4 escaleras ubicadas en las esquinas de la institución.

*Ilustración 7 Plano esquemático primer piso Instituto Técnico Industrial Pascual Bravo.*



*Fuente: Secretaría de Educación de la Alcaldía de Medellín.*

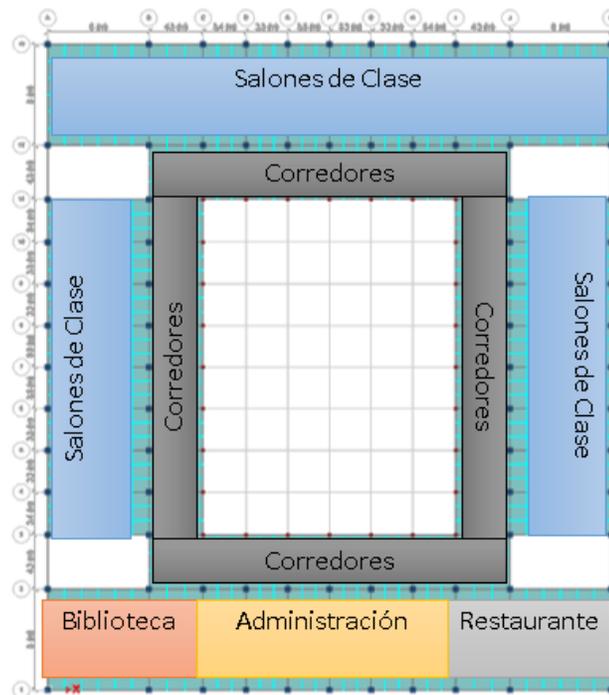
*Ilustración 8 Plano esquemático primer piso Institución Educativa Barrio Santa Margarita.*



*Fuente: Secretaría de Educación de la Alcaldía de Medellín.*

Por este motivo la estructura se diseñó con los siguientes ejes de referencia: 11 ejes para el sentido de las “x” del sistema, 13 eje para el sentido “y”, por último 4 niveles ubicados a las alturas de -0.35, 3.00, 5.90 y 8.80 metros en cada uno. El nivel -0.35m corresponde al nivel de la planta 1 que corresponden principalmente en zonas de laboratorios, salas de informática y espacios abiertos donde no se transmitirán cargas al sistema estructural, el nivel +3m se refiere a la planta 2 donde tiene presencia de una zona de biblioteca, restaurante, corredores, salones de clase y salas administrativas como se muestra en la *Ilustración 9*.

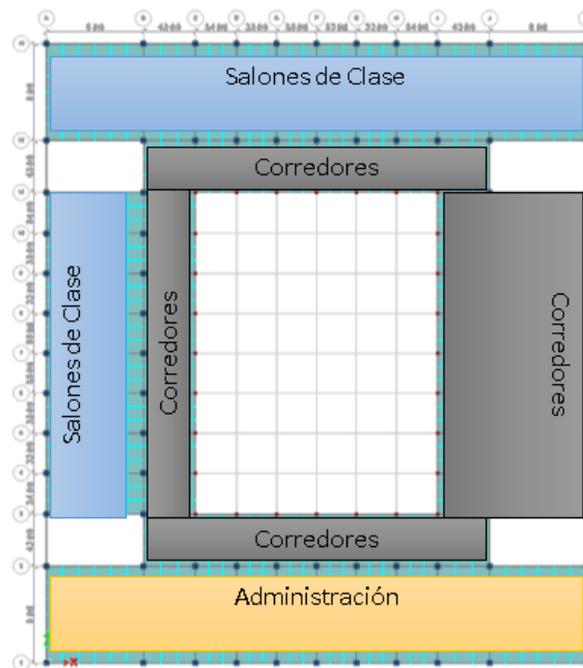
*Ilustración 9 Distribución de espacios en el modelo planta 2.*



*Fuente: Elaboración Propia.*

De la misma forma que en el nivel +3.00m, en la planta +5.90m cuenta con zonas de corredores, salones de clase y administración. Estos espacios son los correspondientes al tercer piso de la estructura y se ve gráficamente en la *Ilustración 10*.

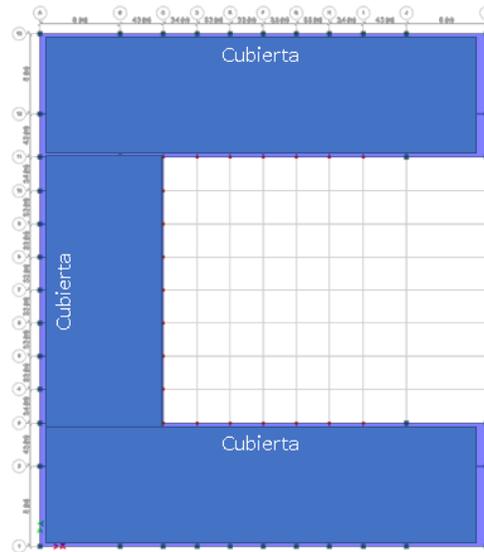
*Ilustración 10 Distribución de espacios en el modelo planta 3.*



*Fuente: Elaboración Propia.*

Por último, el piso de cubiertas a +8.80m solo cubre una parte de la totalidad del sistema estructural ya que el corredor de la derecha de la planta 3 es un espacio libre, por tanto, la cubierta solo cuenta con cargas de esa tipología y que se explicarán en un ítem siguiente. La cubierta se modeló de la siguiente manera.

*Ilustración 11 Distribución de espacios en el modelo planta de cubiertas.*



*Fuente: Elaboración Propia.*

### **3.3.2 Definición de Materiales.**

Principalmente se empleó el modelo usando 3 materiales, uno determinado para el acero de refuerzo que cuenta con un peso unitario de  $78 \text{ kN/m}^3$ , un módulo de elasticidad  $E$  de  $200000 \text{ MPa}$ , esfuerzo de fluencia  $F_y$  de  $420 \text{ MPa}$  y un esfuerzo de tensión último  $F_u$  de  $462 \text{ MPa}$ . Por su parte, el concreto utilizado en la modelación es de  $28 \text{ MPa}$  para las columnas y pedestales y un concreto de  $21 \text{ MPa}$  para los elementos restantes; Vigas principales, vigas de fundación, losa, nervios, etc. Ambos concretos cuentan con un peso específico de  $24 \text{ kN/m}^3$ , una relación de Poisson de  $0.2$ , la diferencia principal radica en que el concreto de  $28 \text{ MPa}$  cuenta con esa magnitud en resistencia a compresión y un módulo de elasticidad  $E$  de  $4700 \sqrt{28} \text{ MPa}$  o  $24870.06 \text{ MPa}$ , en cambio el concreto de  $21 \text{ MPa}$  cuenta con esa resistencia a compresión y un módulo de elasticidad  $E$  de  $4700 \sqrt{21} \text{ MPa}$  que equivale a  $21538.11 \text{ MPa}$ .

### **3.3.3 Definición de Elementos Estructurales y No Estructurales.**

Para la elaboración del modelo se utilizaron diferentes elementos que, en un conjunto, comprende un sistema estructural aperticado de concreto reforzado, para ello se tuvieron en cuenta

elementos tales como vigas, columnas, losas nervadas, una cubierta para el sistema estructural y vigas de fundación junto con pedestales, para simular la fundación de la edificación.

En términos del dimensionado de elementos se emplearon dos tipos de columnas y una tipología de viga para toda la estructura, de igual manera, para los niveles +3.00 y +5.90 se usó la misma clase de losa, con un espesor de 0.15m. Por último, para el nivel +8.8m se estimó una cubierta. Las medidas de cada elemento y su afectación de inercia por fisuración se muestran en la *Tabla 16*.

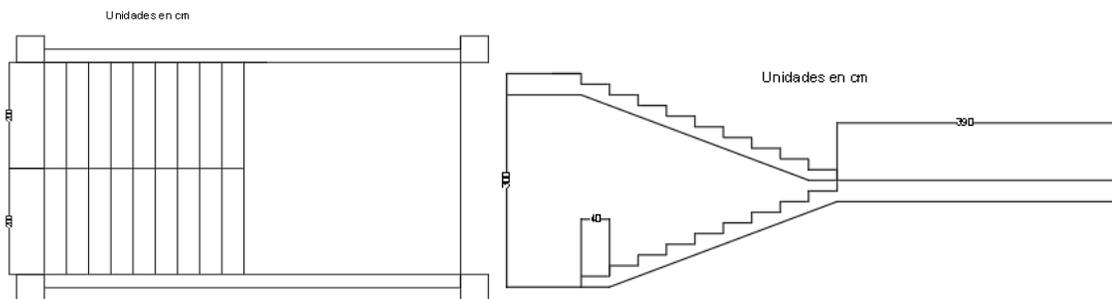
*Tabla 16 Características de los elementos tipo frame de la edificación.*

Elementos tipo Frame							
Elemento	Largo (m)	Ancho (m)	Concreto(Mpa)	Momento Inercia y	Momento Inercia x	Cortante	Torsion
Viga	0.5	0.3	21	1	0.4	1	1
Nervio	0.3	0.15	21	1	0.4	1	0
Columna 1	0.3	0.3	28	0.6	0.6	1	1
Columna 2	0.5	0.5	28	0.6	0.6	1	1
Viga Fundación	0.5	0.5	21	1	0.4	1	1
Pedestal 1	0.5	0.5	28	0.6	0.6	1	1
Pedestal 2	0.7	0.7	28	0.6	0.6	1	1

*Fuente: Elaboración Propia.*

En el caso de las escaleras se consideró que debería tener espacio suficiente por si se necesitan en caso de emergencia, por esta razón las escaleras cuentan con 18 escalones de 2.00 m de ancho, 0.40 m de profundidad y 0.15 m de espesor, y un descanso de 4.00 m de ancho, 3.90 m de largo y 0.30 m de espesor completando una altura de 3 metros, como se muestra en la *Ilustración 12*.

*Ilustración 12 Plano de diseño de las escaleras del modelo.*



*Fuente: Elaboración Propia.*

### 3.3.4 Definición de Diafragmas.

El diafragma de una edificación puede ser flexible, semi-rígido o rígido, en este caso, el programa permite que la estructura se comporte como diafragma semi-rígido o rígido, por tal motivo se seleccionó el sistema rígido, teniendo en cuenta que al ser un sistema totalmente aporticado de concreto, salvo la cubierta, sería lo más parecido al comportamiento natural de la estructura. Esta característica se les asigna a los elementos de tipo slab (área) y a los elementos point (punto), dentro del modelo.

### 3.3.5 Definición de Fuerzas Externas.

Para el tema de fuerzas se le designo al programa que tuviese en cuenta el peso propio del sistema aporticado, la losa nervada y la cubierta, de ahí en adelante se introducen diferentes tipos de cargas, tanto muertas como vivas, dichas cargas se diferencian en cargas lineales como cargas distribuidas en un plano. Ahora bien, al no tener un estudio detallado de los acabados y particiones, y al ser estos variables entre las diferentes instituciones, se aplicaron las cargas sugeridas en las tablas del título B de la NSR-10, donde se muestran diferentes magnitudes de cargas ya sean muertas o vivas.

De la misma forma, de cada uno de los espacios designados en el numeral **7.3.1**, se estableció un conjunto de cargas de diseño tal como se muestra en la *Tabla 17* referentes a las cargas tipo área.

*Tabla 17 Cargas aplicadas superficialmente distribuidas en cada zona en el modelo.*

Cargas Aplicadas en Cada Zona (kN/m <sup>2</sup> )					
Zona	Acabado	Par. Interiores	Cielo Raso	Ductos	Viva
Salones	1.5	2	0.15	0.2	2
Administrativa	1.8	2	0.15	0.2	2
Corredores	1.5	2	0.15	0.2	5
Biblioteca	1.8	2	0.15	0.2	7
Restaurante	1.8	2	0.15	0.2	5
Cubierta	0	0	0.8	0	0.5

*Fuente: Elaboración Propia.*

En temas de cargas lineales se siguió el lineamiento de la normativa para elementos no estructurales verticales de emplear la carga lineal dependiendo a la altura del elemento estructural, por tanto, al tener muros de bloque de arcilla de espesor de 150 mm pañetado en ambas caras tenemos que multiplicar 2.5 kN/m<sup>2</sup> por cada altura de muro, en la siguiente tabla se muestra los valores ingresados al programa.

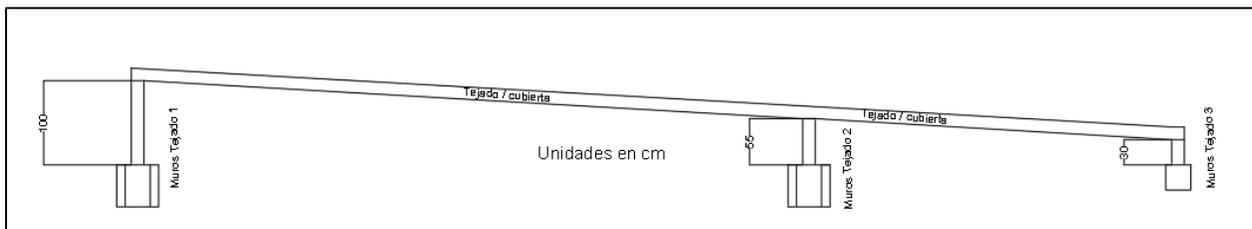
Tabla 18 Cargas aplicadas linealmente distribuidas en el modelo.

CARGAS DISTRIBUIDAS SUPERFICIALMENTE			
Ubicación	Altura (m)	Carga (KN/m <sup>2</sup> )	Carga ETABS (KN/m)
Muros sobre vigas de fundación	2.6	2.5	6.5
Muros sobre vigas perimetrales (fachada)	2.4	2.5	6.0
Muros sobre vigas perimetrales (balcones antepechos)	1.5	2.5	3.8
Muros Tejado 1	1	2.5	2.5
Muros Tejado 2	0.55	2.5	1.375
Muros Tejado 3	0.3	2.5	0.75

Fuente: Elaboración Propia.

De la tabla anterior se destaca el tejado que tiene 3 tipos de muros, dichos muros son de forma descendente para que la cubierta pueda fluir de mejor manera el agua sobre los ductos pluviales, en la *Ilustración 13* se referencia mucho mejor el diseño.

Ilustración 13 Diseño de muros de cubierta.



Fuente: Elaboración Propia.

Con relación a la carga muerta de escalera se usó una metodología básica que consiste en tomar el peso de la escalera asumiendo que es completamente de concreto macizo de 24 kN/m<sup>3</sup> y multiplicarlo por el volumen total de la escalera, el resultado dividirlo entre la distancia que soportan las vigas que las sostienen y de esta manera se obtiene la carga muerta lineal de escalera. Por otro lado, para la carga viva lineal de escalera se obtiene al multiplicar el valor de carga viva mínima uniformemente distribuida de la NSR-10 para instituciones educativa (5kN/m<sup>2</sup>) por el área superficial de la escalera y luego dividirla por la longitud de las vigas que la sostiene, por tanto, el valor de carga viva y muerta de escalera linealmente son los siguientes.

*Tabla 19 Cargas de diseño para escaleras.*

Carga muerta Escalera			
Volumen(m3)	Peso Especifico(kN/m3)	Peso(kN)	Carga Lineal (kN/m)
5.46	24	131.04	15.2
Carga viva Escalera			
Area (m2)	Carga distribuida (kN/m2)	Peso(kN)	Carga Lineal (kN/m)
30	5	150	17.4

*Fuente: Elaboración Propia.*

### **3.3.6 Definición de Fuerzas Sísmicas.**

Las fuerzas sísmicas en un modelo se representan como fuerzas horizontales equivalentes en diferentes sentidos teniendo en cuenta los ejes de referencia de las estructuras. Para casos de practicidad se utilizaron fuerzas horizontales equivalentes para el eje X y eje Y en los sentidos positivos y negativos de los ejes dados. Para poder definir cuanto es la aceleración que puede sufrir una estructura en condiciones de resonancia se tiene en cuenta las condiciones sísmicas que puede sufrir dicha estructura en condiciones críticas del suelo, por tal motivo, la normativa nos facilita armar el espectro de diseño dependiendo del tipo de suelo y el tipo de amenaza sísmica usando los gráficos del título A para hallar los valores de  $S_a$  y los valores del coeficiente de reducción sísmica  $R$ .

### 3.3.7 Definición de combinación de cargas.

La normativa colombiana tiene una serie de recomendaciones con respecto a la combinación de cargas en un análisis para una estructura. Las diferentes combinaciones son los factores de mayoración de cargas que se verifican para el enfoque de diseño de las estructuras. Ahora bien, de la lista de combinaciones solo se seleccionaron las correspondientes a cargas muertas, vivas y sísmicas, las otras combinaciones simplemente no se ingresaron al modelo.

*ecuación (7)*

<b>1.4D</b>
<b>1.2D+1.6L+0.5(L<sub>r</sub> ó G ó L<sub>e</sub>)</b>
<b>1.2D+1.6(L<sub>r</sub> ó G ó L<sub>e</sub>)+(1.0L ó 0.5W)</b>
<b>1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L<sub>r</sub> ó G ó L<sub>e</sub>)</b>
<b>1.2D+1.0E+1.0L</b>
<b>0.9D+1.0W</b>
<b>0.9D+1.0E</b>

*Fuente: NSR-10.*

### 3.3.8 Verificación de Derivas.

Las derivas son el porcentaje del movimiento lateral con respecto a la altura de la edificación causado por un movimiento oscilatorio en el suelo. En la normativa colombiana está presente considerando la tipología estructural, en caso de ser estructura de mampostería, dicha deriva no puede exceder el 0.5% de la altura de la planta. De la misma forma, en un sistema aporticado (como el modelado), este valor no puede exceder el 1% de la altura de este. También, la normativa permite que para concretos fisurados (como los usados en el modelo) ese valor se puede multiplicar por 0.7 en su magnitud o en otras palabras las derivas no pueden sobrepasar 1.428% o  $14.28 \times 10^{-3}$ .

### ***3.3.9 Verificación del Modelo.***

La forma más fácil de verificar si un modelo es viable o no es cuando al pedirle al programa que diseñe las vigas y columnas no arroje ningún fallo de insuficiencia de flexión, torsión o cortante teniendo en cuenta la normativa americana ACI 318-08 que sería la semejante a la NSR-10 colombiana. El programa Etabs muestra estos fallos o insuficiencias como líneas o áreas rojas dependiendo si el elemento que tiene errores es tipo frame o slab.

### ***3.3.10 Aplicación de Patologías en Vigas.***

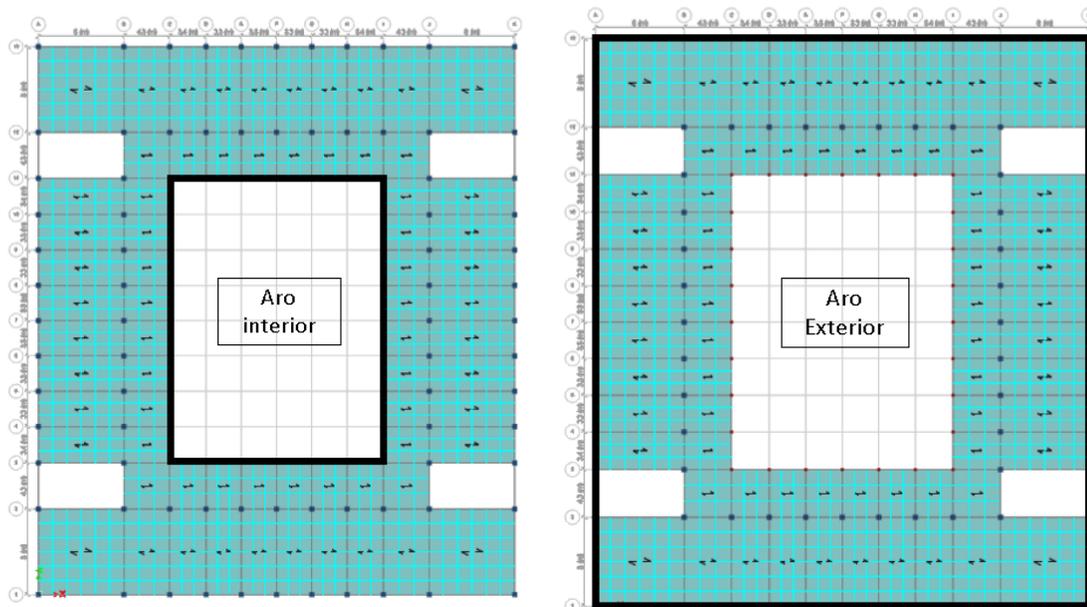
La viga tiene diferentes formas de bajar su rendimiento como se mostró anteriormente en el marco teórico. En el modelo se puede representar dichas condiciones de dos formas: La primera es disminuir el momento de inercia en dirección de la flexión de la viga a la mitad, esto significa que el concreto estará trabajando a un 50% de su capacidad, como resultado, un aumento en el acero requerido para la compensar el equilibrio de fuerzas en la viga. El segundo modo es modificar la condición del refuerzo de la viga a una fluencia mucho menor que 420MPa con la cual es diseñada en un inicio, generando las mismas consecuencias del método anterior, pero con diferentes valores. Para practicidad del informe se usó el primer método dejando así las vigas de la zona de oficina, biblioteca y restaurante con un funcionamiento en el concreto del 50% de su capacidad máxima.

El total de las vigas de la estructura son 502, las que se les asignó la patología son en total 47 vigas, lo que significa que solo se está afectando el 9.36% de las vigas de la estructura, pero son las ubicadas en zonas de mayor concentración de carga.

### ***3.3.10 Aplicación de Patologías en Columnas.***

Para la patología en las columnas se realizaron dos análisis, uno correspondiente a la reducción de la capacidad de fuerzas axiales del anillo interior de columnas y el segundo es correspondiente a la aplicación de la misma condición del anillo exterior de columnas de la edificación. Al ser una edificación muy redundante posiblemente estos cambios no comprometerán de manera significativa a la estabilidad estructural.

Ilustración 14 Distribución de aro interior y exterior de columnas.



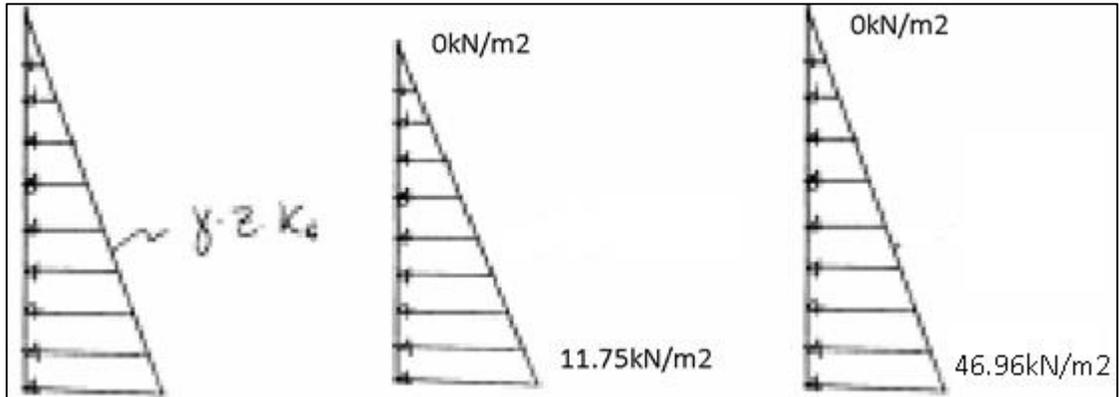
Fuente: Etabs.

Para la primera situación estamos considerando únicamente las columnas 30X30 cm<sup>2</sup> siendo un total de 28 columnas que corresponden al 25.6% del total de las columnas del sistema. Por su parte, el aro exterior de columnas, las cuales su geometría es de 50X50 cm<sup>2</sup>, tienen un total de 44 elementos que equivalen a 40.7% del total de los pilares de la edificación.

### 3.3.11 Aplicación de empujes laterales en Columnas.

Asumiendo la teoría del método de la Cuña para empujes laterales de tierra en suelos isotrópicos, homogéneos con una superficie de falla plana y arenosos (cohesión = 0) donde para este caso el peso específico se asume como 18kN/m<sup>3</sup> y el ángulo de fricción es de 40°, siguiendo las ecuaciones del método  $K_a = \tan(45 - \frac{\theta}{2})^2$ . Así, el valor  $K_a$  es de 0,2175 que, al realizar la distribución con una altura del empuje de tierra de 3 metros, se obtiene la siguiente gráfica

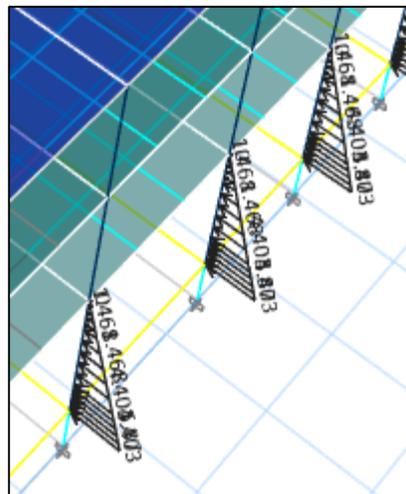
Ilustración 15 Fuerza linealmente distribuida por empujes de tierra.



Fuente: Elaboración Propia.

Si multiplicamos el valor máximo presentado en la gráfica anterior por el ancho de la de la superficie de aferencia (4 metros) obtenemos el valor lineal de empuje distribuido a lo largo del pilar del primer piso, éste es el valor que se aplicará dentro del programa.

Ilustración 16 Aplicación de los empujes laterales en el modelo.



Fuente: Etabs.

## 4. Resultados

### 4.1 Salidas de Campo.

Como se mencionó en la metodología, se tomaron fotos de los elementos que no se encontraban en las mejores condiciones, tanto para las vigas y las columnas, como en zonas que indicaban empujes laterales causados por movimientos de tierra. También se tomó registro de patologías que no se tendrán en cuenta en el análisis de resultados, tales como asentamientos diferenciales.

Las vigas son los principales elementos a flexión que soportan las losas nervadas por donde se transmiten las cargas en una estructura como la modelada. Estos elementos son propensos a diferentes descuidos dentro del proceso de construcción, con lo cual, su rendimiento no es el adecuado a través de los años y terminan presentando afectaciones como las que se muestran a continuación en este conjunto de figuras.

*Ilustración 17 Tubo pluvial incrustado en Viga en la Sec. Esc Aures 1.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 18 Tubo pluvial incrustado en Viga en la Sec. Esc Aures 2.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 19 Viga en intemperie Inst. Edu. El Diamante.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 20 Viga en estado de desgaste en bodega de Inst. Edu. Bello Horizonte.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 21 Viga afectada por la humedad Inst. Edu. Barrio Santa Margarita.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

Las imágenes anteriores evidencian un notorio deterioro de las vigas, causado, entre otras cosas, por la edad de la edificación, malos procesos en la construcción, exposición a agentes climáticos, entre otros. La situación más preocupante sería cuando se afecta el área de concreto

efectivo de la viga, primero porque expone al acero de los estribos y longitudinales a la oxidación, y segundo que la capacidad de compresión se ve reducida en un porcentaje significativo.

Por su parte, también se encontraron columnas en estado avanzado de deterioro, o en otros casos, construidas con métodos poco acordes con la normatividad colombiana actual. Estos elementos deberían estar en mejores condiciones ya que, a diferencia de las vigas, una falla en columnas puede traer consecuencias fatales para la edificación. La ventaja que tiene este tipo de edificaciones es que tiene una cantidad importante de pilares que soportan la estructura y los casos que se mostrarán son puntuales de diferentes centros educativos visitados.

*Ilustración 22 Exposición de parte del acero en Inst. Tec. Industrial Pascual Bravo.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 23 Disminución a la adherencia de los materiales de la Columna Sec. Esc El Diamante.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 24 Inclusión de elementos externos dentro de la columna Inst. Edu. Asamblea Departamental.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 25 Disminución de la sección transversal de la columna y deflexión notable en la Viga Rafael García Herreros.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 26 Columna en estados muy precario en Sec. Esc. Agustín Nieto Caballero.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

En estos ejemplos que se recopilaron en diferentes instituciones educativas de la ciudad de Medellín, se destaca la *Ilustración 23* donde se pudo realizar un tacto del elemento y se desprendieron partes del acabado y del concreto, se habló con el personal más familiarizado del área y sienten una incertidumbre de cuánto tiempo estará la columna antes de afectar a alguien.

*Ilustración 27 Plano de la planta 1 Inst. Edu. Mercedes Gómez Martínez.*



*Fuente: Secretaría de Educación Alcaldía de Medellín.*

A su vez, en las visitas se encontró una situación muy grave de empuje de tierra a elementos no estructurales que afectan directamente a una institución educativa que no se encuentra en la comuna 7. Pero es la situación que mi grupo de trabajo le dio mayor importancia dentro del marco de acción que se nos recomendaba actuar. La institución educativa Mercedes Gómez Martínez, ubicada en la comuna 9 de Medellín, tiene una edad considerable de más de 40 años de ser construido sus primeros bloques y fue expandiéndose poco a poco. Años recientes se estableció una brigada de la fuerza pública en un lote vecino como se muestra en la *Ilustración 24*, donde “por intereses particulares” aumentaron las cotas del terreno en comparación a los niveles de suelo de la institución educativa, generando un empuje de tierra hacia un muro de cerramiento que no estaba diseñado para soportar cargas de esa naturaleza (como un muro de contención). A continuación, ilustrarán diferentes imágenes donde se ve el estado del muro de cerramiento.

*Ilustración 28 Foto frontal del muro de cerramiento afectado por empujes laterales.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 29 Foto lateral del muro de cerramiento afectado por empujes laterales.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 30 Foto superior del muro de cerramiento afectado por empujes laterales.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

De lo anterior, se observa una grieta que posiblemente es generada por una fuerza cortante causados por el esfuerzo, mucha humedad y moó al estar en contacto con la tierra humeda, en la *Ilustración 30* hay un cultivo de platano el cual retiene mucha agua, tantos año expuesto y ningun mantenimiento llevo a que su estado termine en esas condiciones.

Por último, existen acentamientos diferenciales los cuales se evidenciaron en pocas intituciones, sin embargo no estaban ubicados en la comuna de interés. Las diferentes medidas con la ayuda de un medidor laser y un flexometro vaiaban entre 3.00 a 6.00 cm entre columna. En la

*Ilustración 31* se tiene una luz de 8.96 metros y un asentamiento diferencial de 5.60 cm entre cada pila, en el segundo caso, correspondiente a la *Ilustración 32*, la luz es de 2.85 m aproximadamente y un asentamiento diferencial de 3.70 cm.

*Ilustración 31 Asentamiento diferencial Inst. Edu. Asamblea Departamental.*



*Fuente: Fotografía de Campo.*

*Ilustración 32 Asentamiento diferencial Inst. Edu. Mercedes Gómez Martínez.*

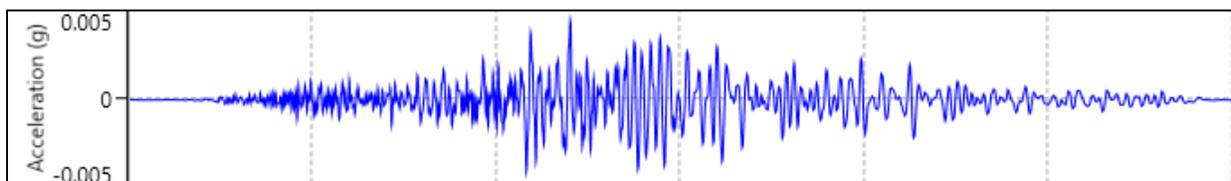


*Fuente: Fotografía de Campo.*

#### **4.2 Resultados de simulación sísmica.**

Con los datos que anteriormente se mencionó, la base de datos nos arroja un conjunto de acelerogramas que cumplen con las condiciones ingresadas, entre los cuales, se escogió un acelerograma registrado en 2009 en L'Aquila-Italia, en la estación Cattolica, de magnitud 6.3 con un mecanismo de falla normal y ubicado a 177km de distancia del epicentro aproximadamente, con una duración de 57 segundos y con un suelo de velocidad de onda cortante promedio de 208 m/s, a 30 metros.

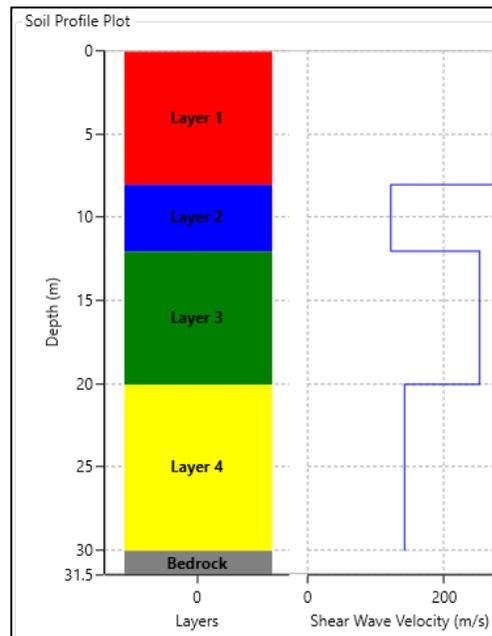
*Ilustración 33 Acelerograma del sismo L'Aquila-Italia 2009.*



*Fuente: Peer Ground Motion.*

En este caso se decidió se tendría un perfil de 4 capas, con un peso específico homogéneo de 18 kg/m<sup>3</sup>, los cuales la primera capa tendría una velocidad de onda cortante de 270 m/s, la segunda una de 220 m/s, la tercera una de 250 m/s y la última de 240 m/s, terminando con la transmisión de la onda a la roca madre.

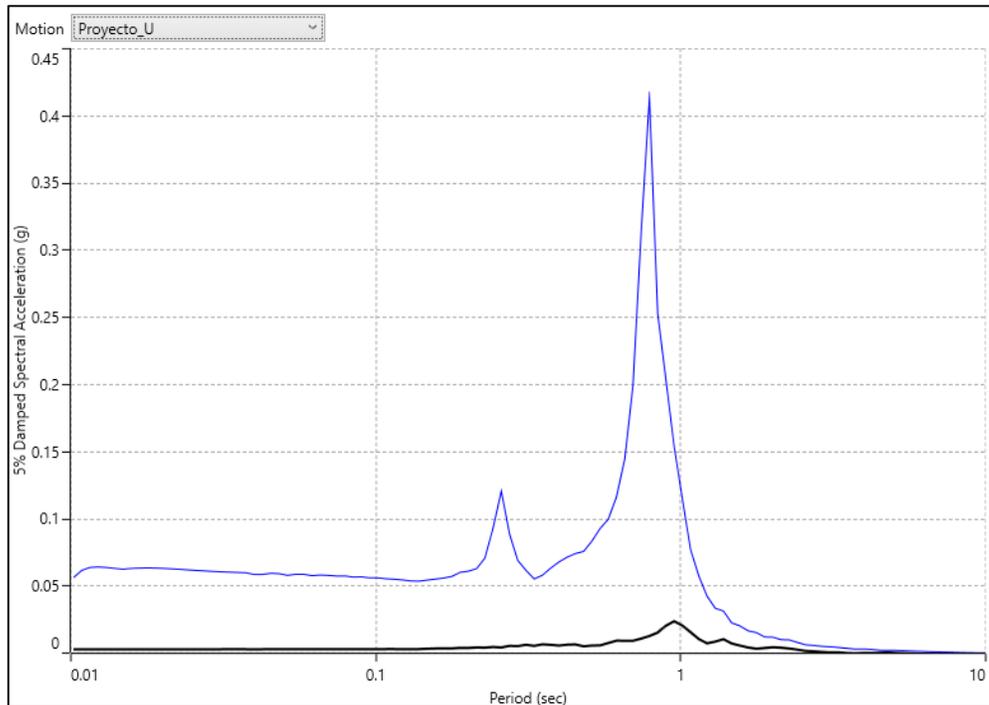
*Ilustración 34 Perfil de suelo a 30 metros.*



*Fuente: DeepSoil.*

El perfil de suelo se ingresó en el programa DeepSoil junto con el acelerograma definido, como resultado de un análisis lineal equivalente realizado internamente podemos obtener diferentes posibles respuestas del comportamiento oscilatorio de la superficie del suelo ante el sismo caracterizado.

*Ilustración 35 Espectro de respuesta de aceleraciones de la superficie del suelo.*



*Fuente: DeepSoil.*

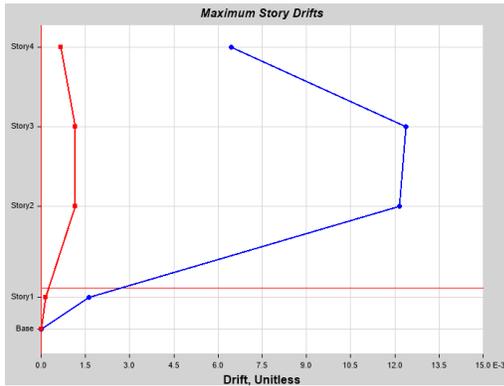
El gráfico de espectro de respuesta obtenido por medio del programa nos muestra un gran pico en periodos cercanos a 1 segundo, en el ítem de análisis se profundizará mucho más acerca el significado de esta gráfica y su aplicación dentro de este proyecto.

#### **4.3 Resultados de la modelación.**

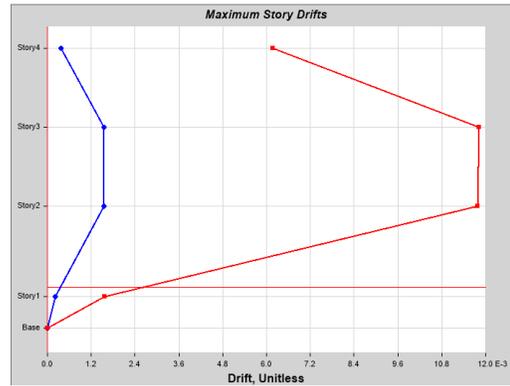
Primeramente, empalmado con los resultados anteriores con todos elementos ubicados y cargas muertas asignadas el programa nos muestra el periodo de la estructura. Este periodo es de 0.61 segundos que, al ubicarlos en el espectro de aceleración sabemos que el  $S_a$  es de 0.62 veces el valor de la gravedad en su resonancia. Sin embargo, el espectro de respuesta del suelo nos muestra que ese suelo para una edificación de 0.6 segundos aproximadamente tiene una aceleración aproximada de 0.1 veces la aceleración de la gravedad, en otras palabras, la edificación no entrará en resonancia y solo sufrirá 1/6 parte de la fuerza sísmica de diseño.

Considerando lo anterior, se pasó a verificar las derivas con cada una de las fuerzas que inciden en el sistema con las siguientes gráficas.

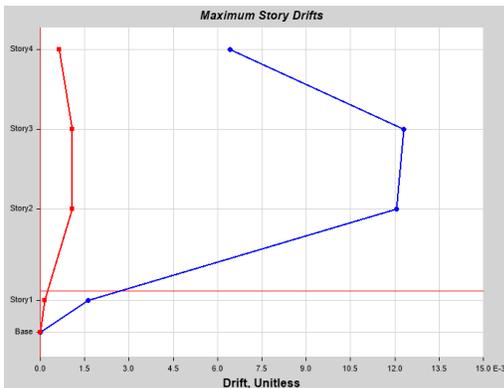
*Ilustración 36 Derivas producidas por sismo de excentricidad en dirección X -.*



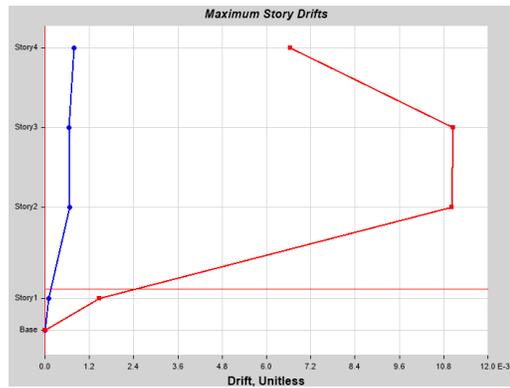
*Ilustración 38 Derivas producidas por sismo de excentricidad en dirección Y -.*



*Ilustración 37 Derivas producidas por sismo de excentricidad en dirección X +.*



*Ilustración 39 Derivas producidas por sismo de excentricidad en dirección Y +.*

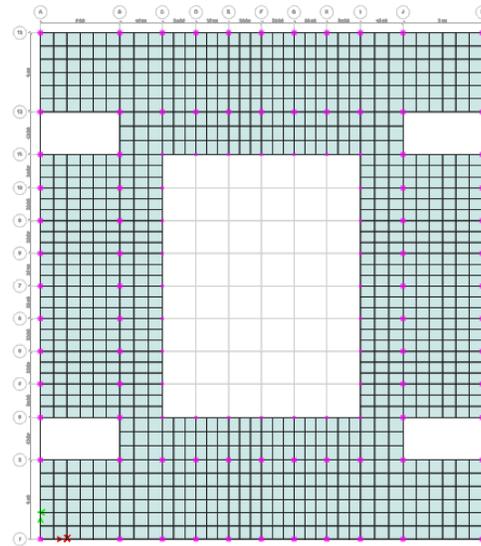


*Fuente: Etabs.*

Estos gráficos muestran claramente que no se excede el límite determinado anteriormente y por tanto las derivas del sistema cumplen.

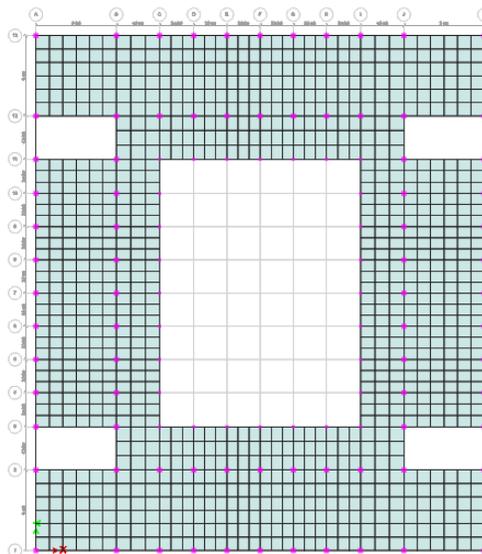
El modelo al cumplir con las derivas ya puede calcular todo lo referente a los aceros requeridos para soportar los diferentes esfuerzos, flexión, cortante y torsión para todos los elementos del modelo. A continuación, se mostrará que todos los elementos del sistema estructural creado cumplen con todas las condiciones para poder ser diseñadas sin ningún contratiempo.

*Ilustración 40 Verificación del acero requerido en la planta 2.*



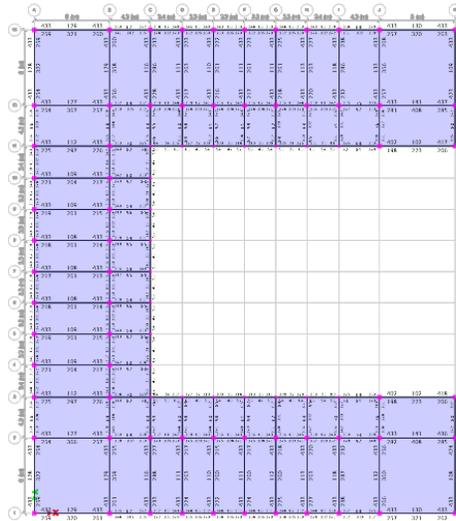
*Fuente: Etabs.*

*Ilustración 41 Verificación del acero requerido en la planta 3.*



*Fuente: Etabs.*

Ilustración 42 Verificación del acero requerido en la planta de cubierta.



Fuente: Etabs.

Una vez verificado el modelo, podemos realizar una comparación entre el acero necesario para que la edificación cumpla todas las condiciones de resistencia a flexión y a cortante. En el caso de las columnas, tanto para deficiencia en funcionamiento como para empujes laterales se tendrán en cuenta el acero del estriado ya que, por lo general, el acero longitudinal está determinado por la sección transversal de la columna. En las siguientes tablas se mostrarán el estado normal del acero necesario para el soporte de las cargas en estado óptimo.

Por otro lado, dentro de los resultados del modelo y las componentes sísmicas otorgados por el título A, se construyó el espectro de aceleración de la edificación diseñada.

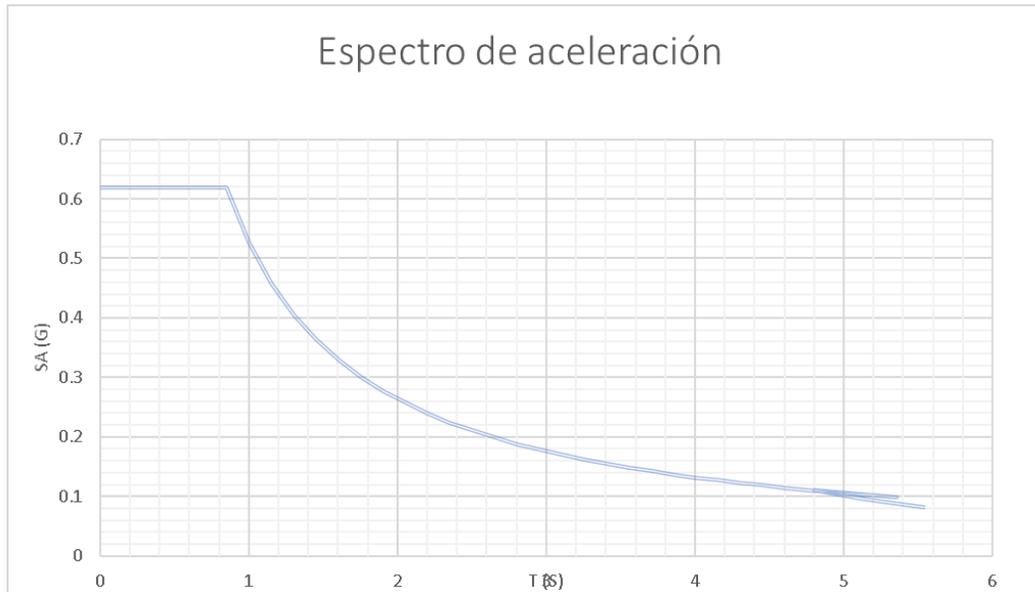
Tabla 20 Características Geosísmicas de la relación Suelo-Estructura

Comuna 7	Suelo	Aa	Av	Fa	Fv	I
	D	0.15	0.2	1.5	2	1.1

TC (s)	0.85333333	T (s)	Sa	k
TL (s)	4.8	0.42	0.61875	1.00

Fuente: Elaboración Propia.

*Ilustración 43 Espectro de aceleración del modelo.*



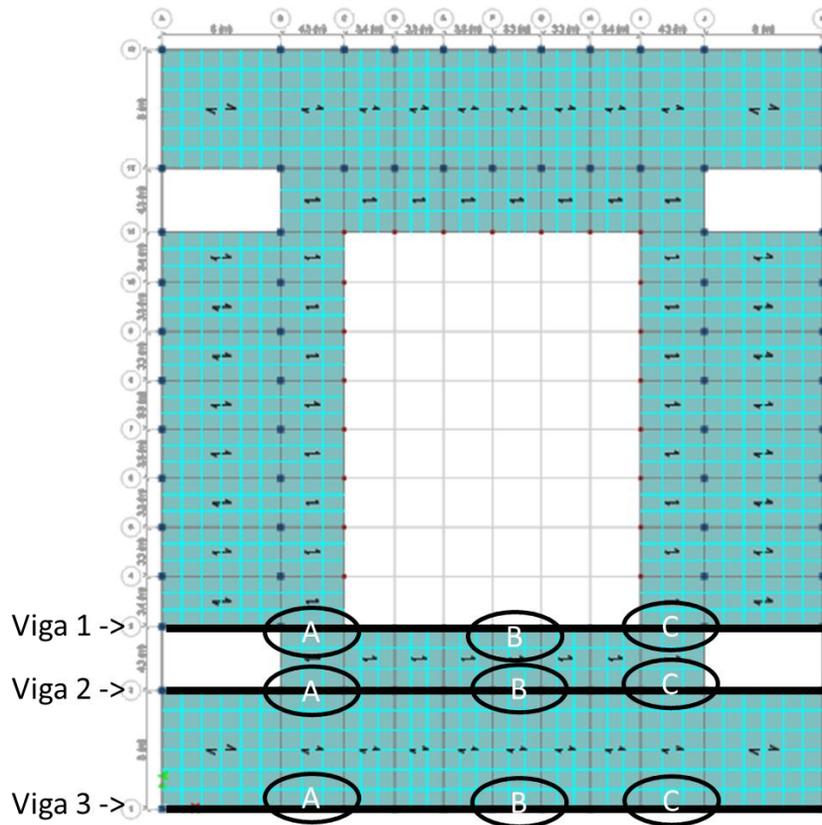
*Fuente: Elaboración Propia.*

Una vez obtenidos los valores de  $S_a$  y  $k$  se ingresan al modelo para que éste los multiplique por la masa de la estructura y de esta manera obtener los valores de la fuerza sísmica dentro del sistema.

Ahora bien, cada una de las estructuras tiene un coeficiente de resistencia sísmica  $R$  que depende de su disposición de cargas, geometría y zona de amenaza sísmica donde esté ubicado, en el caso del modelo es una geometría muy homogénea, por tanto, los coeficientes de reducción de disipación sísmica valen 1 y nuestro  $R$  es 5 por ser una edificación DMO. Esto quiere decir que todos los valores de fuerzas sísmicas definidos en las combinaciones de carga van a ser divididos por este valor de  $R$ .

Los resultados de las vigas estarán tomados en 3 vigas de la losa ubicado en el piso 2, donde hay mayores esfuerzos acumulados, en la siguiente imagen se muestran las 3 vigas y los puntos de interés donde se medirán los aceros mínimos para cumplir con los requerimientos de la normativa colombiana.

Ilustración 44 Selección de vigas de análisis.



Fuente: Etabs.

Estos son los 9 puntos de comparación donde se verificarán las diferencias de acero longitudinal y transversal donde se confrontan el acero en el inicio, medio y final tanto en la parte de arriba con en la de debajo de todos los elementos.

*Tabla 21 Acero necesario de las vigas sin patologías.*

Acero Necesario en Viga Natural (mm2)									
Elemento	Viga 1-A			Viga 1-B			Viga 1-C		
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final
Arriba	873.4	218.9	550	471.9	92.4	468.6	556.6	216.7	860.2
Abajo	368.5	382.8	236.5	198	140.8	199.1	239.8	412.5	364.1
Cortante	423.995	0	250.965	275	275	275	255.189	0	420.431

Acero Necesario en Viga Natural (mm2)									
Elemento	Viga 2-A			Viga 2-B			Viga 2-C		
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final
Arriba	1057.1	261.8	865.7	754.6	191.4	744.7	849.2	264	1063.7
Abajo	441.1	415.8	408.1	476.3	254.1	480.7	404.8	374	444.4
Cortante	712.162	275	607.761	416.416	275	407.781	597.674	275	703.34

Acero Necesario en Viga Natural (mm2)									
Elemento	Viga 3-A			Viga 3-B			Viga 3-C		
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final
Arriba	933.9	233.2	718.3	709.5	180.4	700.7	701.8	236.5	946
Abajo	411.4	233.2	476.3	539	192.5	543.4	476.3	236.5	413.6
Cortante	461.098	275	340.373	275	275	275	289.377	275	433.851

*Fuente: Elaboración Propia.*

Nota: el acero del cortante está en unidades divididas por la separación del estribo en metros, es decir mm2/m

Estas tablas los valores de acero están multiplicados por 1.1 ya que en los despieces normalmente se estiman cantidades de acero por encima de las calculadas por practicidad en los procesos de construcción.

En términos de columnas solo se tuvo en cuenta el acero del estribado por los motivos anteriormente mencionados, para el anillo interno de columnas se seleccionaron 5 pilares que se consideraron fundamentales para hacer los análisis, estos fueron: C3, C7, C11, F11 e I11. Cada una tiene 3 composiciones de estribados, uno para cada nivel de la edificación, por tanto, la siguiente tabla resume las características más importantes para determinar el estado natural de las columnas.

*Tabla 22 Acero necesario para el esfuerzo cortante en Columnas 30x30.*

Acero Necesario para Cortante en columnas (mm <sup>2</sup> /m)					
Nivel	Columna C3	Columna C7	Columna C11	Columna F11	Columna I11
1	250	250	250	250	250
2	250	250	250	250	250
3	250	250	250	250	250

*Fuente: Elaboración Propia.*

Del mismo modo, en las columnas que pertenecen en el aro exterior de columnas se puede recopilar en una lista que contenga el acero necesario para retener el esfuerzo cortante de dichas columnas dejando como resultado la siguiente tabla para las columnas A1, A7, A13, F1 y K1.

*Tabla 23 Acero necesario para el esfuerzo cortante en Columnas 50x50.*

Acero Necesario para Cortante en columnas (mm <sup>2</sup> /m)					
Nivel	Columna A1	Columna A7	Columna A13	Columna F1	Columna K1
1	416.67	416.67	416.67	416.67	416.67
2	416.67	416.67	416.67	416.67	416.67
3	416.67	416.67	416.67	416.67	416.67

*Fuente: Elaboración Propia.*

Una vez obtenidos los resultados de los elementos en su estado ordinario y sin errores en su funcionamiento, se procede a hacer una comparación más detallada con cada uno de los resultados de la aplicación de las diferentes patologías dentro del modelo.

Las modificaciones que se les hicieron a las vigas nos permiten ver una diferencia en el acero de las tres componentes de análisis para cada elemento, en la *Tabla 24* se muestran las cantidades de acero necesarias para los elementos estudiados.

*Tabla 24 Acero necesario de las vigas con Patologías.*

Acero Necesario en Viga Patología (mm2)									
Elemento	Viga 1-A			Viga 1-B			Viga 1-C		
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final
Arriba	1000	250	632	541	106	538	640	249	987
Abajo	424	475	273	222	163	223	276	478	419
Cortante	457.85	0	260.87	323.19	0	323.19	265.53	0	453.93

Acero Necesario en Viga Patología (mm2)									
Elemento	Viga 2-A			Viga 2-B			Viga 2-C		
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final
Arriba	1185	296	1003	859	218	849	983	297	1192
Abajo	498	496	454	582	293	582	449	447	500
Cortante	774.69	323.19	680.27	462.79	323.19	455.24	667.48	323.19	763.66

Acero Necesario en Viga Patología (mm2)									
Elemento	Viga 3-A			Viga 3-B			Viga 3-C		
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final
Arriba	1049	264	829	807	206	797	809	266	1061
Abajo	490	275	582	610	222	614	582	266	491
Cortante	499.42	323.19	382.79	323.19	323.19	323.19	322.25	323.19	467.59

*Fuente: Elaboración Propia.*

De igual modo, se recopiló la información de cada una de las columnas y se simplificó en las *tablas 25 y 26* con un aumento del acero requerido para el estriado de las mismas, en ambos casos hubo un aumento de casi 30% en los dos enfoques patológicos.

*Tabla 25 Acero necesario para el esfuerzo cortante en Columnas 30x30 con Patologías..*

Acero Necesario para Cortante en columnas (mm2/m)						
Nivel	Columna C3	Columna C7	Columna C11	Columna F11	Columna I11	Promedio
1	323.19	323.19	323.19	323.19	323.19	29.28%
2	323.19	323.19	323.19	323.19	323.19	
3	323.19	323.19	323.19	323.19	323.19	

*Fuente: Elaboración Propia.*

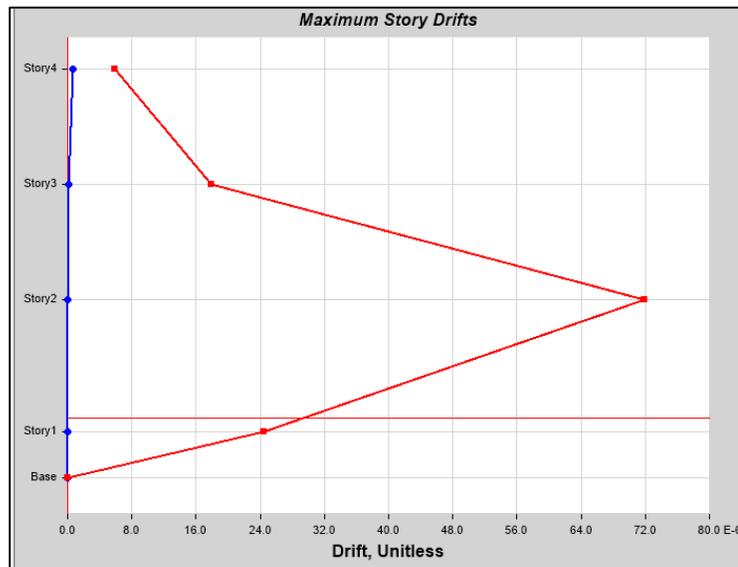
Tabla 26 Acero necesario para el esfuerzo cortante en columnas 50x50 con Patologías.

Acero Necesario para Cortante en columnas (mm <sup>2</sup> /m)						
Nivel	Columna A1	Columna A7	Columna A13	Columna F1	Columna K1	Promedio
1	538.65	538.65	538.65	538.65	538.65	29.27%
2	538.65	538.65	538.65	538.65	538.65	
3	538.65	538.65	538.65	538.65	538.65	

Fuente: Elaboración Propia.

Sorpresivamente, al aplicar los empujes laterales al modelo los resultados obtenidos son muy parecidos a su estado natural, las cargas no son lo suficientemente significativas para cambiar el diseño, además 11 columnas de 108, que representa el 10.18% del total no es un valor alto para la rigidez de la misma. Para representar mejor el resultado, la siguiente gráfica muestra el movimiento horizontal causado por este empuje lateral la cual su deriva máxima causada en el modelo es de  $72 \times 10^{-6}$  o 0.0001% en el eje Y, es decir, su aporte a las derivas es casi nulo.

Ilustración 45 Derivas producidas por empujes de tierra laterales.



Fuente: Etabs.

Para realizar un mejor análisis, se realizaron una serie de tablas comparativas donde se muestra el porcentaje de acero excedente en todos los puntos de análisis tal como se muestra en la *tabla 27*.

*Tabla 27 Comparación de Excedencia de los Aceros necesarios en porcentajes.*

Acero Necesario en Viga Patología (mm2)										
Elemento	Viga 1-A			Viga 1-B			Viga 1-C			Promedio
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	
Arriba	14.50%	14.21%	14.91%	14.64%	14.72%	14.81%	14.98%	14.91%	14.74%	14.71%
Abajo	15.06%	24.09%	15.43%	12.12%	15.77%	12.00%	15.10%	15.88%	15.08%	15.61%
Cortante	7.98%	0.00%	3.95%	17.52%	17.52%	17.52%	4.05%	0.00%	7.97%	8.50%

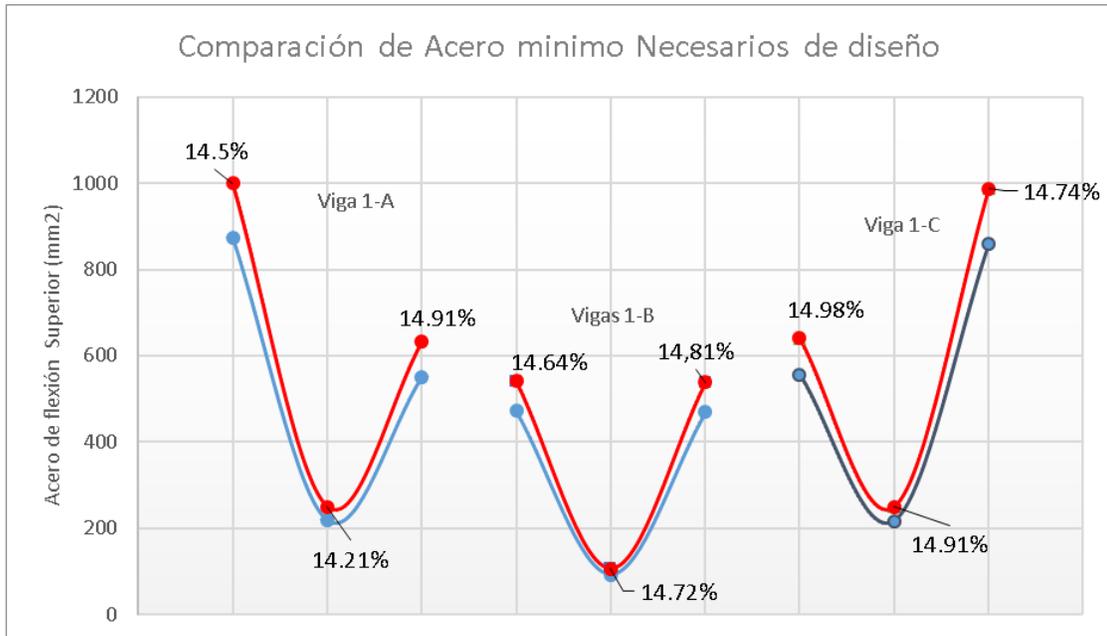
Acero Necesario en Viga Patología (mm2)										
Elemento	Viga 2-A			Viga 2-B			Viga 2-C			Promedio
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	
Arriba	12.10%	13.06%	15.86%	13.84%	13.90%	14.01%	15.76%	12.50%	12.06%	13.68%
Abajo	12.90%	19.29%	11.25%	22.19%	15.31%	21.07%	10.92%	19.52%	12.51%	16.11%
Cortante	8.78%	17.52%	11.93%	11.14%	17.52%	11.64%	11.68%	17.52%	8.58%	12.92%

Acero Necesario en Viga Patología (mm2)										
Elemento	Viga 3-A			Viga 3-B			Viga 3-C			Promedio
Posición	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final	
Arriba	12.32%	13.21%	15.41%	13.74%	14.19%	13.74%	15.28%	12.47%	12.16%	13.61%
Abajo	19.11%	17.92%	22.19%	13.17%	15.32%	12.99%	22.19%	12.47%	18.71%	17.12%
Cortante	8.31%	17.52%	12.46%	17.52%	17.52%	17.52%	11.36%	17.52%	7.78%	14.17%

*Fuente: Elaboración Propia.*

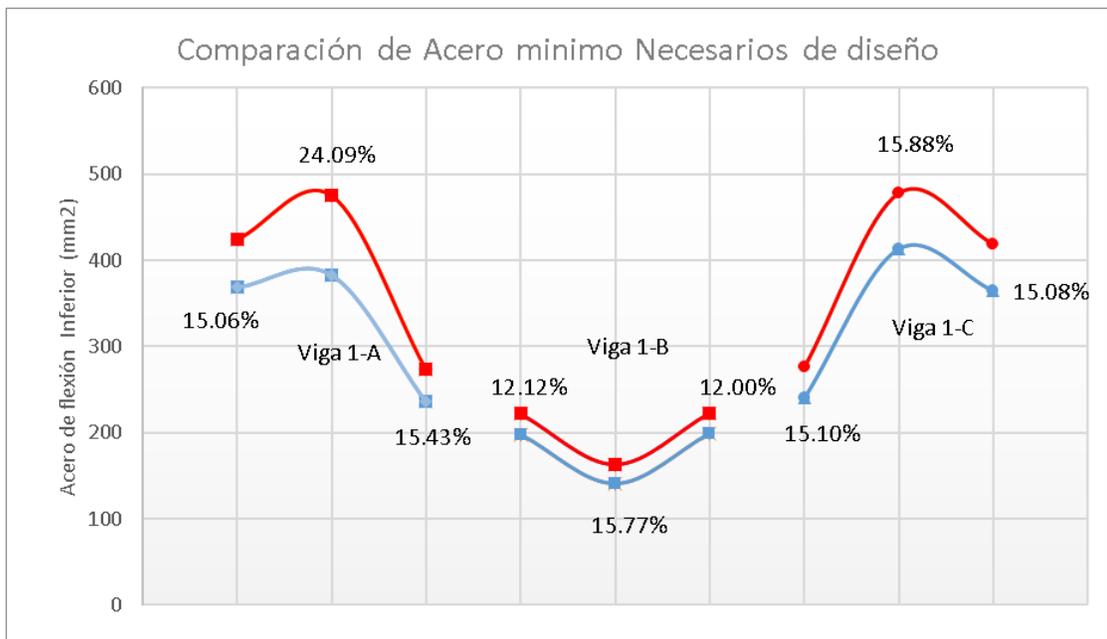
En los siguientes gráficos se muestran la comparación de cada uno de los aceros en todas las posiciones de interés en tres puntos de cada viga, al inicio en el punto medio y al final, tanto para el acero ubicado en la parte superior e inferior, como para el estribado. Siendo las líneas rojas las que representan a la viga con patología y la azul a la de estado óptimo.

Ilustración 46 Comparación del Acero Superior en la Viga 1.



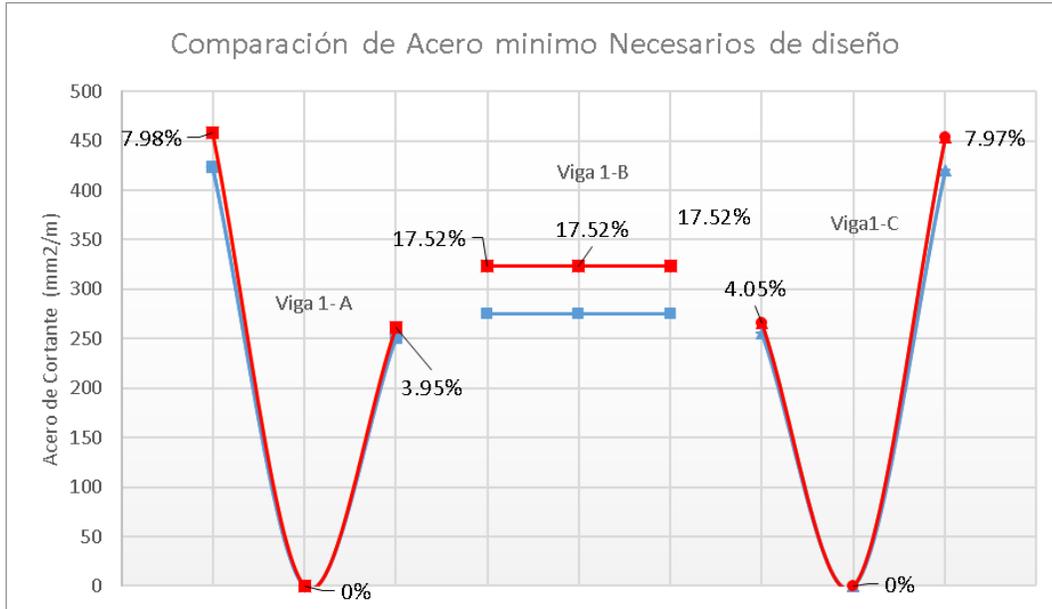
Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 47 Comparación del Acero Inferior en la Viga 1.



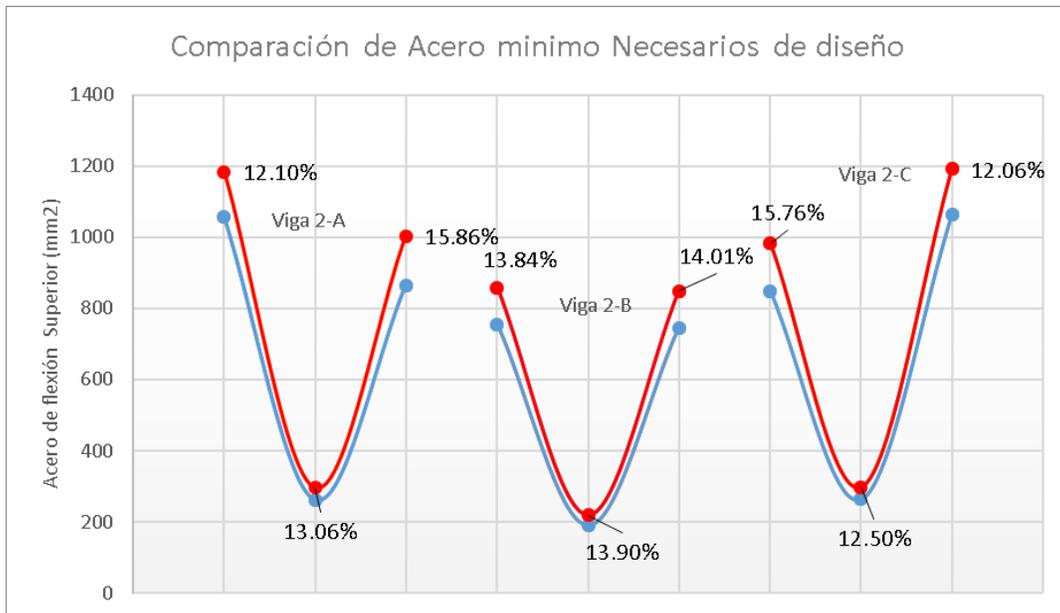
Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 48 Comparación del Acero de Estribado en la Viga 1.



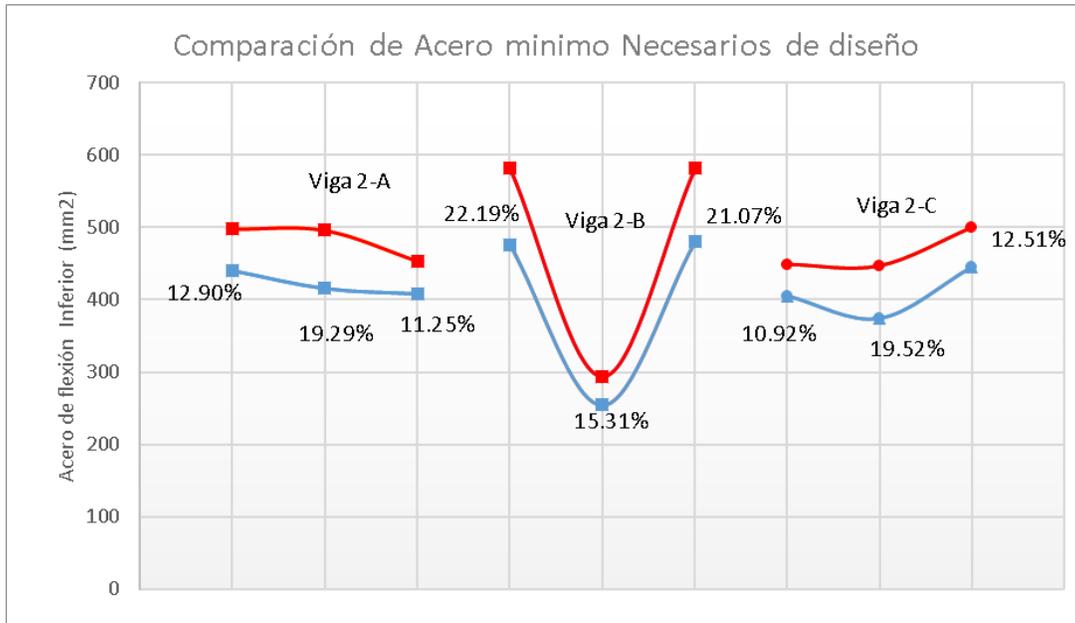
Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 49 Comparación del Acero Superior en la Viga 2.



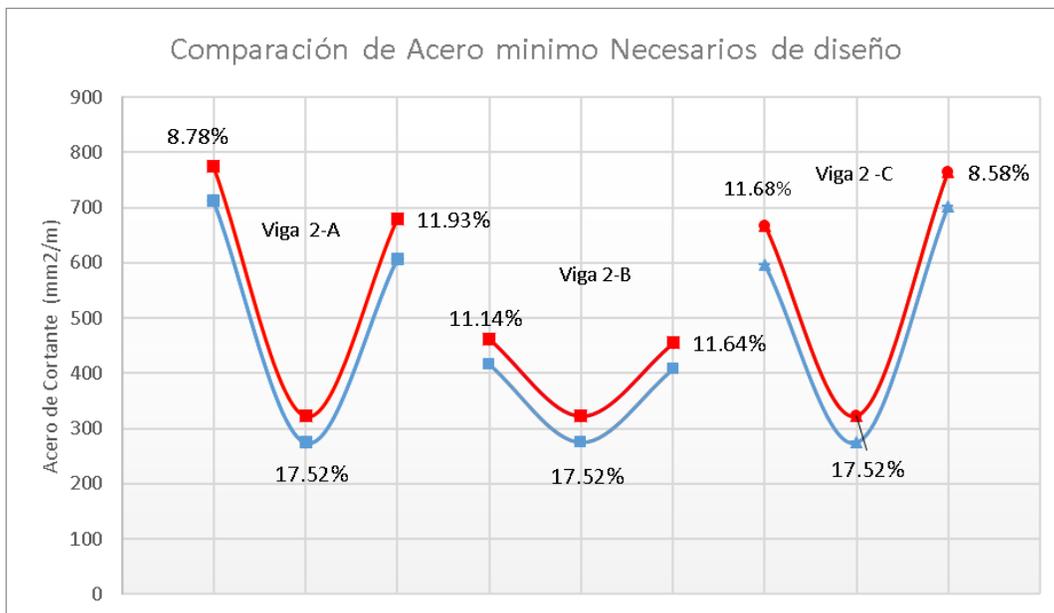
Fuente: Elaboración Propia.

*Ilustración 50 Comparación del Acero Inferior en la Viga 2.*



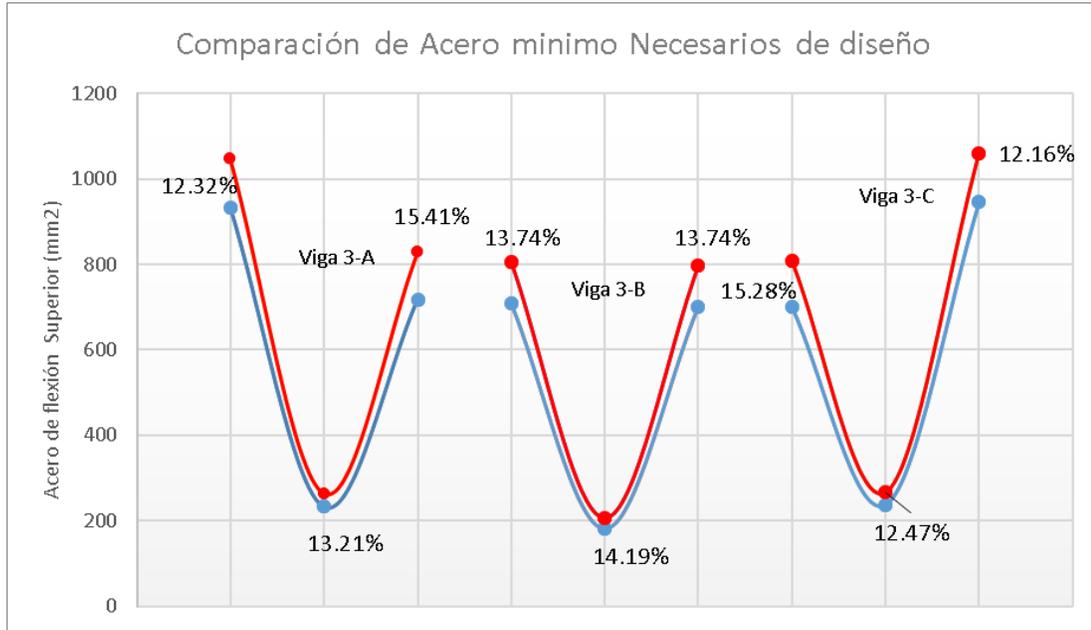
*Fuente: Elaboración Propia.*

*Ilustración 51 Comparación del Acero de Estribado en la Viga 2.*



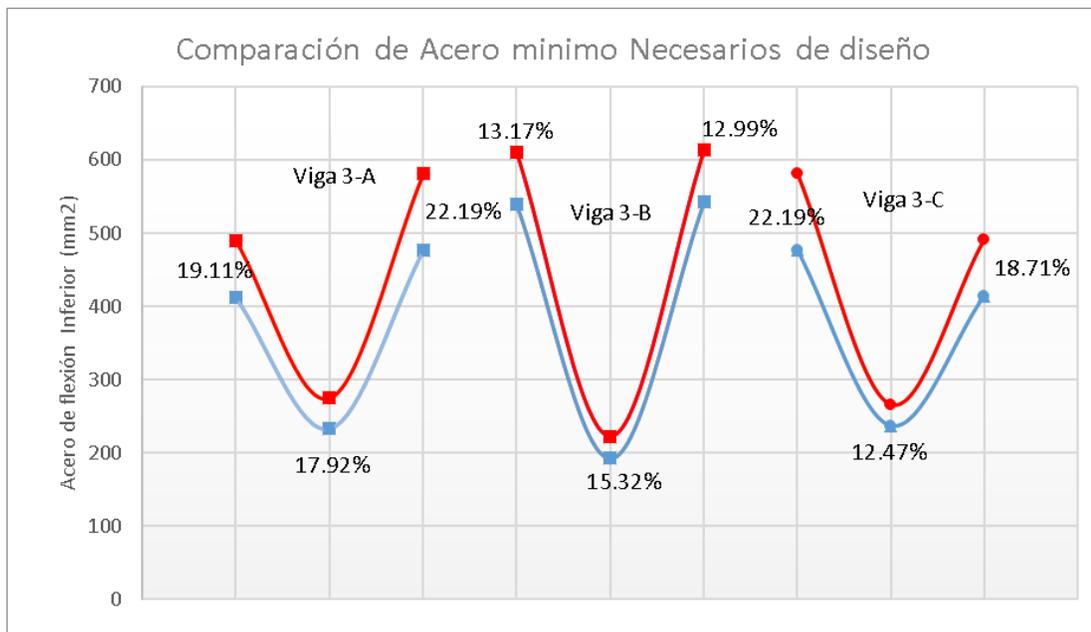
*Fuente: Elaboración Propia.*

*Ilustración 52 Comparación del Acero Superior en la Viga 3.*



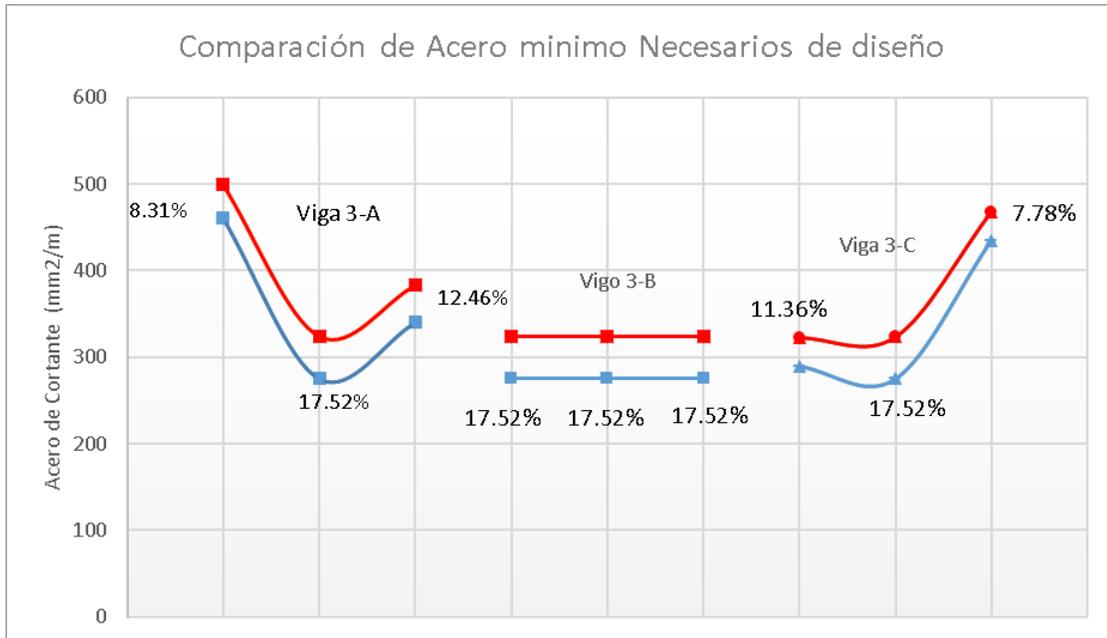
*Fuente: Elaboración Propia.*

*Ilustración 53 Comparación del Acero Inferior en la Viga 3.*



*Fuente: Elaboración Propia.*

Ilustración 54 Comparación del Acero de Estructura en la Viga 3.



Fuente: Elaboración Propia.

## 5. Análisis.

El trabajo de campo tiene un papel fundamental para la determinación de las patologías, las fotos mostradas en el ítem anterior muestran diferentes tipos de deterioros en los elementos tipo viga y tipo columnas. La *Ilustración 17 y 18* son el caso típico de incomunicación entre los ingenieros de la construcción, es lo que suele ocurrir cuando los planos estructurales, sanitarios y eléctricos no se planifican en conjunto, luego en obra se toman decisiones pensando que no afectaran al aplicar este tipo de prácticas. También, en la *Ilustración 19 y 21* se ven descuidos por intemperie, falta de mantenimiento y otros factores que pueden causar estas situaciones, si bien no va a ser una causa de colapso, falla por cortante, falla por flexión o algún tipo agente peligroso, el confort, la tranquilidad y las condiciones de servicio que deberían estar presentes en el diseño de los elementos a flexión. Por último, La *Ilustración 20* es una combinación de los dos factores mencionados con anterioridad, se observa gran cantidad de erosión y humedad sobre el elemento y la presencia de un artefacto externo que impide que el concreto actúe de forma adecuada ante los esfuerzos suministrados.

En las columnas hay un patrón parecido, los resultados resaltan imágenes como la *Ilustración 22*, la cual se muestra claramente una zona de debilidad en el conjunto de columnas en el aro interior de la edificación. Estas coberturas en el elemento pueden causar erosión en la zona débil del plano expuesto y en ciertos lugares llegar a la exposición del acero. El acero al ser expuesto al aire y al agua tiende a oxidarse rápidamente, si bien las columnas son elementos a compresión donde el concreto es su principal fuente de resistencia, el acero también tiene que estar funcionando de buena manera, y al oxidarse posiblemente su módulo de elasticidad también sería afectado.

En las *Ilustraciones 24 y 25*, se evidencian elementos con defectos desde su proceso de construcción, estos casos se presentan principalmente por la edad de estas edificaciones, al tener tantos años no se tuvo el proceso de construcción estricto como las edificaciones de hoy en día, estos ejemplos tampoco generan un rechazo por las personas que utilizan estos espacios, pero

internamente no están trabajando de la forma idónea, sin embargo, al ser estructuras tan redundantes, posiblemente no haya ningún tipo de problemas en ellas.

Ahora bien, Las *Ilustraciones 23 y 26* corresponden a columnas que tienen un deterioro en el concreto del elemento, la evaluación hecha en campo presentó una fragilidad y una facilidad de erosión sólo al contacto con el pilar. Si el concreto falla, las principales consecuencias inmediatas serán un desplazamiento vertical de las vigas de conexión, disminución en la resistencia cortante de la zona confinada, inadecuada adherencia del acero con el concreto entre otros. Por esta razón, este evento es lo más riesgoso dentro de lo estimado en la patología estructural con un enfoque cualitativo ingenieril.

En cambio, la situación que se designó como peligroso en el conjunto de visitas realizadas se puede ver diferentes efectos. Primeramente, la exposición humedad, erosión, deflexión y una falla por cortante en parte de la mampostería. Si analizamos el muro de cerramiento como mampostería estructural, se ve fácilmente que en su punto medio de posición se sobrepasa más de los 0.5% de deriva que muestra la *Tabla 15*. La comunidad escolar tiene un miedo del posible colapso del muro, por esta razón desalojaron todos los espacios que pueden ser afectadas ante un posible colapso. A mi parecer, es una situación que no dependía ni del diseño, la edad de la estructura ni del mantenimiento adecuado de la zona, la aplicación de presiones de tierra en el muro más los agentes naturales hacen que en esa zona deba construirse un muro de contención preventivo y realizar una demolición controlada y segura para sanear la situación.

En otro tema, los resultados de la simulación hecha mediante el programa de DeepSoil son muy precisos, en la *Ilustración 35* correspondiente al espectro de respuesta de aceleraciones en el suelo, se estima que para estructuras de valores de periodo de 0.6 segundos como los aproximados en el modelo, su aceleración horizontal es cercano a 0.1 veces el valor de la gravedad. Esto significa que los sismos que tengan las condiciones similares al presentado, no entrará en resonancia con la aceleración de diseño que obtenido en el espectro de aceleraciones del modelo donde la aceleración máxima es 0.61 veces la aceleración de la gravedad. En pocas palabras, la fuerza sísmica que va a

sufrir la edificación ante un sismo y con este perfil de suelo serán 6 veces menores a las de resonancia.

Siguiendo el procedimiento, de acuerdo con los resultados de las comparaciones del modelo base y los diferentes modelos con las patologías aplicadas, se destacan diferentes resultados. En la *Tabla 27*, se observa que para las vigas el acero del cortante tiene los porcentajes de diferencia menores en comparación de la diferencia para la flexión superior y la inferior. Esto es razonable ya que, el diseño a cortante en el diseño estructural moderada utiliza un mayor porcentaje de la resistencia del acero que la del concreto, al reducir la inercia del concreto el acero ya está actuando en gran parte de la resistencia, por tanto, el aumento es en promedio menor al 10% del acero.

Por el contrario, el valor más afectado en promedio es el refuerzo inferior de la viga, en todos los elementos de análisis en promedio, el porcentaje de aumento de acero mayor está localizada en esta zona. Las tres zonas de diferencia de mayor magnitud son de 22.19% y todas están en el refuerzo de la parte inferior. Estos valores de diferencia son preocupantes ya que, una viga que tiene redundancia y está funcionando a un 50% de capacidad máxima está requiriendo aproximadamente un 18% más de energía para resistir la tensión. Cuando un elemento no puede soportar o disipar la energía de manera elástica, el elemento suele transformarla en otro tipo de energía ya sea: energía de deformación inelástica, energía calorífica, energía sonora o en su caso más crítico, liberando energía de forma explosiva.

La situación es un poco más preocupante cuando se analiza que estos resultados son la representación de una fuerza sísmica 6 veces menor a la de resonancia de la estructura, pero al tener tantos elementos, y que estas patologías sólo se presentan en uno o dos elementos dentro de toda la edificación, en la vida real no habría ningún tipo de riesgo para las comunidades.

Por su parte, las columnas aumentan casi un 30% en el estribado necesario como se muestra en la *Tabla 25* y la *Tabla 26*. Como es lógico, al disminuir la principal fuente de resistencia como lo es la resistencia a compresión del concreto, el acero tiene que verse afectado de alguna manera, el estribado del concreto y su separación, le permite al concreto obtener un poco más de rigidez,

de ahí es la relación directa que tiene el estribado con la resistencia a la carga axial. Paralelamente, al disminuir la resistencia al cortante del concreto, el acero toma su lugar y da como resultado un aumento de casi 30 % en el estribado del mismo teniendo en cuenta que los valores de diseño ya se habían mayorado por 1.1 ya que en las construcciones normalmente se implementan valores de acero 10% por encima del calculado.

Si bien los empujes laterales no tienen efecto en la resistencia del concreto gracias a que, en el modelo las fuerzas no fueron altas ni en un porcentaje alto de elementos. No hay que ignorar que la tierra y la humedad son condiciones que pueden afectar a estos elementos en su funcionamiento como ya se ha estudiado. También, la mampostería puede estar sometida a cargas no calculadas como el ejemplo del muro de cerramiento, la naturaleza tiende a apoderarse de las obras civiles en abandono, es decir, aunque en términos estructurales y de cargas resiste, no solamente se tendría que ver el aspecto de resistencia, sino la durabilidad, el comportamiento a largo plazo entre otros factores que no se ven en este estudio.

## 6. Conclusiones

Las conclusiones del proyecto pueden dividirse en 2 enfoques, el enfoque de diseño de servicio y el de resistencia. El primero de estos hace referencia al estado de cómo perciben los usuarios de las edificaciones la seguridad al estar en ellas. En este caso las diferentes patologías mostradas en los resultados tienen en común la preocupación de la comunidad escolar. Por su parte, en el tema de resistencia se pudo comprobar que, tanto las vigas como las columnas, tienen un aumento en el acero que resisten los diferentes esfuerzos, el hecho que sólo sea un elemento el afectado en cada institución reduce significativo los eventos fatales que puedan suceder en estas instalaciones.

En términos del comportamiento del suelo, se puede concluir que un suelo categoría D, con la presencia de un sismo con las características mencionadas, va a afectar a mayormente a estructuras con periodos cercanos a 0.9 segundos, existe un segundo pico cercano 0.55 segundos, pero no tiene las mismas magnitudes. También, hay que aclarar que hay diferentes tipos de suelos dentro de la misma comuna, existen diferentes tipos de sismos y diferentes acelerogramas, cada uno con un comportamiento diferente que pueden afectar de mayor o menor medida a las edificaciones.

Los empujes laterales se pueden categorizar como eventos de bajo riesgo, sin embargo, no hay que olvidar las afectaciones biológicas y químicas que también están presentes por ser un material natural. A su vez, los empujes laterales tienen la particularidad de generar fuerzas mayores en la base de la edificación, esto y el hecho que el modelo es tiene un sistema estructural muy homogéneo y redundante hace que se distribuyan de mejor manera estas cargas. Por el contrario, si la edificación tiene una inercia mucho mayor en uno de los dos ejes, puede que la consecuencia de la aplicación de estas fuerzas sea mucho más representativa.

Para terminar, se puede concluir que edificaciones con sistema estructural parecido al modelado no deberían tener un riesgo inminente en los años de vida útil para los cuales están diseñado. Si la fuerza sísmica es la de resonancia, posiblemente los elementos con patologías

tendrán alguna falla. Siguiendo el enfoque de diseño, estas fallas deberán ser por flexión ya que, son más reguladas, lentas y mucho menos explosivas que la falla por cortante o torsión.

## Referencias

- Alcaldía de Medellín. (2011). *Descripción de Zonas Homogéneas Microzonificación Sísmica del Área Urbana de Medellín*. Medellín, Colombia: Alcaldía de Medellín.
- Área Metropolitana del Valle de Aburrá. (2006). *Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado*. Medellín, Colombia: Área Metropolitana del Valle de Aburra.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*. Bogotá, Colombia.
- Barghi, M. & Azadbakht, (2009), M. *Evaluating the Effect of Masonry Infills on Natural Period of Buildings with Moment-resisting Frame*. Tehran, Iran: Wiley Online Library, pp. 649-650.
- Carreño, M. L., Cardona, O. D., & Barbat, A. H. (2011). *Evaluación de la habitabilidad de edificios afectados por sismo utilizando la teoría de conjuntos difusos y las redes neuronales artificiales*. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Calculo y Diseño En Ingeniería*, 27(4), 278–293.
- Computers and Structures Inc. [CSI]. (2018). *Etabs 18 (Versión 18.1.1)* [software]. CSI.
- Gómez Martínez, M. (2011) *Diseño estructural de edificios altos tipo torre empleando concreto de alta resistencia* [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Recuperado de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/3514181>.
- Gordillo Gordillo, N. O. (2011). *Aplicaciones de la Dinámica de Suelos* [Tesis de Maestría, Instituto Politécnico Nacional Escuela Nacional De ingeniería y Arquitectura]. Recuperado de <http://www.repositoriodigital.ipn.mx/handle/123456789/7180>
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2020) *DEEPSOIL 7.0 (versión 7.0.30.0)* [software]. Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.

Lafuente Sanchez, J. V. (2019). *El ambiente educativo en los contextos de formación médica*. Educación Médica, 20(5), 304–308.

Patología Estructural en Edificios. Hormigón o Concreto. (2020). Esarco Arquitectura e Ingeniería. Proyectos y Obras. <https://esarco.es/obras-de-reforma/patologia-estructural-hormigon-concreto/>

Unidad de Prevención y Atención de Emergencias de Santa Fe de Bogotá. (1997). *Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá*. Bogotá, Colombia. INGEOMINAS.

Zambrano Vizuite, A., Pérez Llopis, I., Palau Salvador, C., & Esteve Domingo, M. (2015). *Sistema Distribuido de Detección de Sismos Usando una Red de Sensores Inalámbrica para Alerta Temprana*. Revista Iberoamericana De Automática E Informática Industrial, 12(3), 260–269. <https://doi.org/10.1016/j.riai.2015.06.002>