



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

**EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS
ESPECIALES MEDIANTE MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES.
CASO DE ESTUDIO: HOSPITAL SAN JOSÉ DE TÚQUERRES.**

Programa de Maestría en Ingeniería Civil

Presentado por:

ANDRES FELIPE PANTOJA ORTEGA (Ingeniero Civil)

JERSON SAMIR SOTO POSSO (Ingeniero Civil)

Dirigido por:

CARLOS ALBERTO MADERA (Ingeniero Civil, Msc. / Ph.D.)

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Mayo de 2025

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Definición del problema de investigación	3
1.1.1. Planteamiento del problema	3
1.1.2. Pregunta de investigación.....	3
1.1.3. Alcance del trabajo de grado	3
1.2. Objetivos del proyecto de investigación.....	4
1.2.1. Objetivo general	4
1.2.2. Objetivos específicos.....	4
1.3. Resultados esperados	5
1.4. Justificación del trabajo de grado	5
1.5. Marco de referencia	6
1.5.1. Métodos de análisis en estructuras	6
1.5.2. Estados límite de daño y niveles de desempeño de los materiales.....	12
1.6. Estado de arte.....	17
2. METODOLOGÍA	21
2.1. Información preliminar reconocimiento e identificación de los síntomas (Patología estructural)21	
2.1.1. Preparación y planificación	21
2.1.2. Pruebas y ensayos.....	21
2.1.3. Verificación de los requerimientos mínimos.....	22
2.2. Preparación del modelo.....	22
2.2.1. Recopilación de información.....	22
2.2.2. Creación del modelo.....	22

2.2.3.	Modelación Numérica.	23
2.2.4.	Refinamiento y detalles	24
2.2.5.	Verificación de requisitos mínimos de construcción según la NSR-10	24
2.3.	Estimación de los índices de sobre esfuerzo y de flexibilidad para la estimación de la vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante análisis dinámico convencional (análisis dinámico modal espectral asumiendo el comportamiento elástico lineal de la estructura).	24
2.3.1.	Determinación del índice de sobreesfuerzo (IS).....	24
2.3.2.	Determinación del índice de flexibilidad (IF)	25
2.3.3.	Estimación del nivel de vulnerabilidad sísmica	25
2.4.	Evaluación del desempeño sísmico de estructura mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo historia por fibras).....	27
2.4.1.	Modelo no lineal basado en fibras	28
2.5.	Comparación de resultados	28
2.6.	Estimación de posibles deficiencias y soluciones para las mismas	29
2.7.	Resumen de la metodología.....	29
3.	RESULTADOS	30
3.1.	Descripción de la estructura.....	30
3.1.1.	Ubicación.....	30
3.1.2.	Descripción arquitectónica	31
3.1.3.	Sistema estructural.....	32
3.1.4.	Modelo estructural	34
3.2.	Estado actual de la estructura.....	36
3.2.1.	Evaluación preliminar de la estructura.	36
3.2.2.	Patología de la estructura.....	37

3.2.3.	Verificación de los requerimientos mínimos.....	46
3.3.	Avaluó de cargas gravitacionales.....	49
3.3.1.	Obtención de cargas de la NSR-10.....	49
3.3.2.	Cargas de viento	51
3.3.3.	Determinación de las cargas para el modelo	54
3.3.4.	Peso propio de la estructura.....	69
3.4.	Modelación de la estructura	69
3.4.1.	Fuerzas de diseño.....	70
3.4.2.	Modelo lineal	72
3.4.3.	Modelo No Lineal.....	92
3.5.	Comparacion de resultados para los dos metodos	128
3.5.1.	Cortantes basales	128
3.5.2.	Índices de sobreesfuerzo.....	129
3.5.3.	Índices de flexibilidad	130
3.5.4.	Derivas.....	130
3.5.5.	Vulnerabilidad sísmica	134
3.6.	Posibles soluciones	135
4.	CONCLUSIONES	138
5.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	142
6.	GLOSARIO DE TERMINOS ESPECIALES	146
7.	ANEXOS.....	148

Índice de tablas

Tabla 1: Nivel de vulnerabilidad a partir del ISG y IFG.	27
Tabla 2: Localización de la estructura.	31
Tabla 3: Características de la estructura	32
Tabla 4: Resultados de esclerometría columnas. (Bloque administración).	38
Tabla 5: Resultados de esclerometría vigas. (Planta administración).....	39
Tabla 6: Resultados de esclerometría columnas. (Bloque urgencias).....	40
Tabla 7: Resultados de esclerometría vigas. (Bloque urgencias).	41
Tabla 8: Resultado de ferroscañ a columnas. (Bloque de Administración).	43
Tabla 9: Resultado de ferroscañ a vigas. (Bloque de Administración).....	43
Tabla 10: Resultado de ferroscañ a columnas. (Bloque de Urgencias)	44
Tabla 11: Resultado de ferroscañ a vigas. (Bloque de Urgencias).	44
Tabla 12: Verificación requisitos mínimos de la estructura. (Bloque administración)	47
Tabla 13: Verificación requisitos mínimos de la estructura. (Bloque urgencias).....	47
Tabla 14: Cargas vivas NSR-10.....	50
Tabla 15: Cargas muertas sobreimpuestas NSR-10.....	51
Tabla 16: Características de la estructura	52
Tabla 17: Cálculo de presiones simplificadas.....	52
Tabla 18: Resultados de las fuerzas de viento horizontales y verticales	53
Tabla 19: Carga de viento horizontal bloque de administración	53
Tabla 20: Carga de viento horizontal bloque de Urgencias	54
Tabla 21: Caracterización de la madera "Amarillo".	56
Tabla 22: Peso de la armadura de madera sub-área 1.....	58

Tabla 23: Peso de la armadura de madera sub-áreas 2 y 3.	59
Tabla 24: Peso de la armadura de madera sub-área 4.	59
Tabla 25: Pesos totales de cubierta del bloque de Administración dividido en sub-áreas.	60
Tabla 26: Resumen de pesos en la cubierta de Administración.....	60
Tabla 27: Cargas distribuidas en las vigas de cubierta.	61
Tabla 28: Carga muerta sobrepuesta vertical en el bloque de Administración.	62
Tabla 29: Áreas transversales de las viguetas.....	65
Tabla 30: Peso de las viguetas del sistema de contrapiso de madera.	65
Tabla 31: Cargas de contrapiso de madera.	66
Tabla 32: Carga en la losa de concreto.	66
Tabla 33: Peso de las cerchas de cubierta del bloque de Urgencias.	68
Tabla 34: Cargas de cubierta en vigas del bloque de Urgencias.....	68
Tabla 35: Cargas muertas de los bloques (peso de los elementos estructurales).....	69
Tabla 36: Cortante basal en el bloque de Administración.	77
Tabla 37: Cortante basal en el bloque de Administración.	77
Tabla 38: Capacidad a flexión de los distintos tipos de vigas en el bloque de Administración. ..	78
Tabla 39: Capacidad a cortante de los distintos tipos de vigas en el bloque de Administración..	79
Tabla 40: Capacidad a flexión de los distintos tipos de vigas en el bloque de Urgencias.....	79
Tabla 41: Capacidad a cortante de los distintos tipos de vigas en el bloque de Urgencias.	79
Tabla 42: Capacidad máxima de las columnas del bloque de Urgencias.	81
Tabla 43: Capacidad a cortante en las columnas de ambos bloques.....	81
Tabla 44: Índices de sobreesfuerzo máximos en cada bloque.	89
Tabla 45: Índice de flexibilidad de piso del bloque de Administración.	90

Tabla 46: Índice de flexibilidad de piso del bloque de Urgencias.....	90
Tabla 47: Índice de Flexibilidad de la estructura.....	91
Tabla 48: Nivel de vulnerabilidad sísmica.....	92
Tabla 49: Índices de sobreesfuerzo máximos en cada bloque.	115
Tabla 50: Índice de flexibilidad de piso del bloque de Administración.	116
Tabla 51: Índice de flexibilidad de piso del bloque de Urgencias.....	116
Tabla 52: Índice de Flexibilidad de la estructura.....	118
Tabla 53: Nivel de vulnerabilidad sísmica.....	118
Tabla 54: Rotaciones máximas en los elementos críticos.....	120
Tabla 55: Niveles de desempeño de los elementos más críticos.	126
Tabla 56: Cortantes basales del análisis Modal Espectral.	128
Tabla 57: Cortantes basales del análisis tiempo historia.	129
Tabla 58: Derivas de los bloques por los análisis lineal y no lineal.	133

Índice de figuras

Figura 1: Curva típica del espectro de respuesta (Inesa Tech).	8
Figura 2: Modelo de acelerogramas (Herrera Indira, s.f.).....	11
Figura 3: Niveles de desempeño por rotulas plásticas FEMA.....	12
Figura 4: Niveles de desempeño del concreto no confinado en función de la deformación unitaria.	16
Figura 5: Niveles de desempeño del acero de 420MPa en función de la deformación unitaria. ..	17
Figura 6: Diagrama de la Metodología.....	29
Figura 7: Localización general, hospital san José localidad de Túquerres (N)	31
Figura 8: Bloques del hospital (administración y urgencias, respectivamente).....	32
Figura 9: Sistema estructural del bloque de Urgencias.....	33
Figura 10: Sistema estructural del bloque de Administración.....	34
Figura 11: Modelos tridimensionales de los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente en ETABS.....	35
Figura 12: Detalle de vigas y columnas para ambos bloques.....	45
Figura 13: Bloque de Administración.....	55
Figura 14: División de la cubierta de Administración en sub-áreas.....	57
Figura 15: Armadura de cubierta sub-área 1.....	58
Figura 16: Armadura de cubierta sub-áreas 2 y 3.....	59
Figura 17: Armadura de cubierta sub-área 4.....	59
Figura 18: Vigas secundarias de madera del segundo piso (estructura del entrepiso).....	63
Figura 19: Corte eje 6 Bloque de Administración.....	64
Figura 20: Configuración del sistema de entrepiso de madera del bloque de Administración.....	64
Figura 21: Bloque de urgencias.....	67

Figura 22: Asignación de identificadores a los elementos del primer piso del bloque de Administración.....	73
Figura 23: Asignación de identificadores a los elementos del segundo piso del bloque de Administración.....	74
Figura 24: Asignación de nombres a los elementos del primer piso del bloque de Urgencias.....	75
Figura 25: Asignación de nombres a los elementos del primer piso del bloque de Urgencias.....	75
Figura 26: Espectro elástico de diseño para Túquerres Suelo D	76
Figura 27: Diagrama de interacción de las columnas del bloque de Administración.....	80
Figura 28: Capacidad máxima de las columnas del bloque de Administración.	80
Figura 29: Diagrama de interacción de las columnas del bloque de Urgencias.	81
Figura 30: IS de interacción entre carga axial y momentos (PMM) en columnas del bloque de Administración.....	85
Figura 31: IS de interacción entre carga axial y momentos (PMM) en columnas del bloque de Urgencias.	86
Figura 32: Demanda vs capacidad de la columna C41.	88
Figura 33: Asignación de identificadores a los elementos del primer piso del bloque de Urgencias.	93
Figura 34: Asignación de identificadores a los elementos del primer piso del bloque de Administración.....	94
Figura 35: Espectros de los sismos usados para el análisis Tiempo-historia.....	96
Figura 36: Nodo 199 del bloque de Administración.....	97
Figura 37: Nodo 67 del bloque de Urgencias.	97
Figura 38: Desplazamiento en el tiempo del nodo 199 en el bloque de Administración.	98
Figura 39: Estado de desempeño de las rotulas plásticas durante el desplazamiento máximo en el nodo 199 del bloque de Administración.	99

Figura 40: Desplazamiento en el tiempo del nodo 67 en el bloque de Urgencias.....	100
Figura 41: Estado de desempeño de las rotulas plásticas durante el desplazamiento máximo en el nodo 67 del bloque de Urgencias.....	101
Figura 42: Cortante basal en el tiempo en la dirección X (Sismo 11) en el bloque de Administración.....	102
Figura 43: Cortante basal en el tiempo en la dirección Y (Sismo 11) en el bloque de Administración.....	102
Figura 44: Cortante basal en el tiempo en la dirección X (Sismo 2) en el bloque de Urgencias.....	103
Figura 45: Cortante basal en el tiempo en la dirección Y (Sismo 2) en el bloque de Urgencias.....	103
Figura 46: Momento interno en el tiempo de la viga 177 del bloque de Administración en el eje local Y.....	104
Figura 47: Cortante interno en el tiempo de la viga 177 del bloque de Administración en el eje local Z.....	105
Figura 48: Axial interna en el tiempo de la columna 363 del bloque de Administración en el eje local X.....	106
Figura 49: Momento interno en el tiempo de la columna 363 del bloque de Administración en los ejes locales Y y Z.....	107
Figura 50: Cortante interno en el tiempo de la columna 363 del bloque de Administración en los ejes locales Y y Z.....	108
Figura 51: Elementos que sobrepasan el índice de sobrefuerzo combinado en el bloque de Administración.....	110
Figura 52: Elementos que sobrepasan el índice de sobrefuerzo combinado en el bloque de Urgencias.....	111
Figura 53: Demandas sobre la columna 363 del bloque de Administración.....	112
Figura 54: Nivel de desempeño de los elementos críticos en el bloque de Administración.....	113
Figura 55: Nivel de desempeño de los elementos críticos en el bloque de Urgencias.....	114

Figura 56: Rotación en el tiempo del elemento 363 del bloque de Administración en el eje local Y.....	121
Figura 57: Rotación en el tiempo del elemento 363 del bloque de Administración en el eje local Z.	122
Figura 58: Rotación en el tiempo del elemento 177 del bloque de Administración en el eje local Y.....	122
Figura 59: Rotación en el tiempo del elemento 14 del bloque de Urgencias en el eje local Y. .	123
Figura 60: Rotación en el tiempo del elemento 14 del bloque de Urgencias en el eje local Z. ..	123
Figura 61: Rotación en el tiempo del elemento 57 del bloque de Urgencias en el eje local Y. .	124
Figura 62: Rotación en el tiempo del elemento 57 del bloque de Urgencias en el eje local Z. ..	124
Figura 63: Nodo de chequeo de deriva en el bloque de Administración.	132
Figura 64: Nodo de chequeo de deriva en el bloque de Urgencias.....	132
Figura 65: Derivas del bloque de Administración.	133
Figura 66: Derivas del bloque de Urgencias.....	134
Figura 67: Encamisado de elementos en concreto.....	136
Figura 68: Encamisado de elementos con acero.....	136

1. INTRODUCCIÓN

Los hospitales merecen una consideración especial en la mitigación de desastres; esto debido a sus características de ocupación, dado que albergan pacientes en residencia y en tratamiento, personal administrativo y visitantes; todos ellos requieren una estancia segura. “Es importante destacar el papel que los hospitales juegan ante situaciones de desastre en la preservación de vidas y salud pública, especialmente en el diagnóstico y tratamiento de heridos y fallecidos”, GUIDI Estructurales (2021). La presente investigación pretende evaluar la capacidad estructural y la vulnerabilidad sísmica del Hospital San José de Túquerres en el departamento de Nariño, exigido por el actual código de diseño sismorresistente en Colombia (NSR10), a partir de un modelamiento matemático en ETABS y MIDAS Gen aplicando métodos de análisis lineales y no lineales para identificar posibles vulnerabilidades y riesgos a los que está expuesta la estructura, debido a que constituye una pieza fundamental en la infraestructura hospitalaria de la región. Este establecimiento no solo ofrece servicios médicos esenciales a la población local, sino que también actúa como un centro de referencia para los municipios aledaños. En este contexto, el análisis estructural del hospital se convierte en una tarea crítica para garantizar la seguridad y eficiencia de sus instalaciones.

En el trabajo de la empresa Guidi Estructurales (2021), se nombran algunos hospitales en Costa Rica como el Hospital México ubicado el distrito de Uruca en la ciudad de San José, Hospital Monseñor Sanabria en la ciudad de Puntarenas, Hospital Tony Facio en la ciudad de Limón, Hospital de Ciudad Neily en la provincia de Puntarenas, los cuales han sido objeto de estudios y gracias a esto, han sido mejorados estructuralmente para cumplir con los códigos de diseño sismorresistente más recientes, mejorando su comportamiento estructural ante los eventos sísmicos.

Con el fin de lograr este objetivo, se implementa una metodología estructurada en tres etapas. En la primera etapa, se realizó una patología en la estructura existente verificando el sistema estructural y caracterizando los materiales mediante ensayos no destructivos con el esclerómetro de rebote y ferrosan. En la segunda etapa, se procede al modelamiento estructural con base en los resultados obtenidos, incorporando condiciones reales de rigidez, caracterizando los elementos

estructurales, materiales y realizando un avalúo real de cargas; el análisis estructural se realiza en dos enfoques principales: métodos lineales (Análisis modal espectral) y métodos no lineales, (Análisis tiempo historia) en los softwares ETABS y MIDAS Gen, respectivamente.

Finalmente, en la tercera etapa se procesa a evaluar el comportamiento estructural y estimar el nivel de vulnerabilidad sísmica de la estructura por ambos métodos de análisis. Se encontró que la infraestructura del hospital evaluado presenta un elevado nivel de vulnerabilidad sísmica, lo que implica un riesgo considerable frente a escenarios de amenaza sísmica. Asimismo, se constató que la edificación no cumple con los requisitos establecidos en la Norma Sismo Resistente NSR-10 para el Grupo de Uso correspondiente, comprometiendo su desempeño estructural y funcional en situaciones de emergencia. Se comprobó que la ejecución de un análisis no lineal Tiempo-Historia reduce notablemente (en comparación con los resultados obtenidos del análisis convencional modal espectral), el nivel de intervención en cuanto a posibles intervenciones de reforzamiento estructural dado que muchos de los elementos evaluados conservan un nivel de desempeño aceptable.

1.1. Definición del problema de investigación

A continuación, se presenta la definición del problema de investigación, seguido por la pregunta y finalmente el alcance.

1.1.1. Planteamiento del problema

La carencia de una infraestructura adecuada en un hospital puede desencadenar una serie de problemas que impactan tanto en la calidad de la atención médica como en la seguridad de los pacientes. Cumplir con las exigencias de la actual normativa o código de construcción sismorresistente (NSR-10 en Colombia) es esencial para cualquier tipo de estructura; sin embargo, para la misma norma, las edificaciones “Especiales” (como los hospitales y demás, según su tipo de uso) deben garantizar un nivel de seguridad equivalente al de una estructura nueva. Considerando las condiciones actuales de todo el sistema estructural del Hospital San José del municipio de Túquerres, es necesario realizar una evaluación de cada uno de sus elementos estructurales, a razón de que su infraestructura cuenta con más de 70 años de antigüedad, construida bajo normativas y métodos constructivos limitados en sismo resistencia, lo que genera deficiencias de diseño y construcción que comprometen la seguridad de sus ocupantes.

1.1.2. Pregunta de investigación

De acuerdo con lo anterior, en este proyecto se le pretende dar respuesta a la siguiente pregunta de investigación:

¿Qué tan vulnerable es el Hospital San José, en el municipio de Túquerres Nariño frente a las demandas sísmicas del actual código de diseño sismorresistente NSR-10?

1.1.3. Alcance del trabajo de grado

El presente trabajo se desarrolla como un estudio de caso múltiple enfocado en la evaluación estructural del Hospital San José de Túquerres. Se contempla la inspección técnica de la edificación, la realización de ensayos no destructivos y el análisis estructural mediante modelamiento en software ETABS y MIDAS Gen, utilizando métodos lineales y no lineales conforme a la NSR-10.

El alcance de la evaluación comprende el análisis del sistema principal de resistencia estructural, constituido por pórticos de concreto reforzado. No obstante, debido a la continua ocupación, operatividad de la edificación y falta de recursos, no fue posible realizar una inspección directa del sistema de cimentación, por lo que este componente no fue incluido en la evaluación. Los sistemas de entrepiso y cubierta, conformados por elementos de madera armada, se consideran como cargas muertas, sin contribuir significativamente a la capacidad resistente del sistema estructural principal.

Los resultados presentados NO constituyen una base técnica formal para la elaboración de propuestas de reforzamiento estructural, ya que el estudio ha sido desarrollado con fines académicos. En tal sentido, cualquier intervención estructural debe ser evaluada, diseñada y validada por profesionales debidamente calificados y con experiencia en ingeniería estructural y diseño sismo-resistente, conforme a la normativa técnica vigente.

1.2. Objetivos del proyecto de investigación

A continuación, se describen los objetivos que se pretenden desarrollar con la presente propuesta.

1.2.1. Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica y el estado estructural del hospital San José de Túquerres mediante análisis lineales y no lineales siguiendo los lineamientos y recomendaciones de la NSR-10.

1.2.2. Objetivos específicos

- Realizar un levantamiento patológico y estructural sobre la infraestructura del Hospital San José de Túquerres (N).
- Modelar la estructura existente mediante software especializado aplicando métodos de análisis lineales y no lineales para la estimación de demandas en cada caso.

- Estimar y comparar los índices de sobreesfuerzo, índices de flexibilidad, niveles de desempeño de los elementos estructurales y nivel de vulnerabilidad sísmica de la edificación por ambos métodos de análisis (lineal espectral y dinámico no lineal).
- Explorar y recomendar posibles soluciones al sistema estructural considerando las recomendaciones de la NSR-10.

1.3. Resultados esperados

Esta investigación tiene como perspectiva analizar el estado y la vulnerabilidad sísmica del sistema estructural del hospital San José de Túquerres, mediante análisis Lineales y No Lineales, verificando si el mismo cumple con las demandas sísmicas exigidas por la normativa colombiana (NSR-10). También, se espera obtener información acerca de cada uno de los elementos estructurales, del sistema constructivo y de las posibles fallas. De forma análoga se pretende obtener:

- La caracterización de cada uno de los elementos estructurales.
- Las demandas sísmicas y las fuerzas de diseño a partir de un modelamiento en ETABS y MIDAS GEN por cada método de análisis.
- Resultados de derivas, desplazamientos y resistencia de la estructura por cada método de análisis.
- El nivel de desempeño de los elementos estructurales que hacen parte de la edificación.

1.4. Justificación del trabajo de grado

Un hospital debe garantizar la seguridad de sus ocupantes y mantener sus servicios esenciales durante y después de un evento sísmico; además, los hospitales contienen equipos y suministros críticos que deben ser protegidos para mantener la atención médica, por lo que es vital evaluar su capacidad para resistir cargas sísmicas, especialmente en el caso de terremotos y demás desastres naturales o cualquier tipo de vibración o al que se pueda someter.

El presente, es un trabajo de alto impacto sobre la estructura existente del Hospital San José de Túquerres dado que permite identificar posibles fallas o deficiencias estructurales que puedan comprometer la seguridad de los ocupantes y el patrimonio de esta importante edificación en la zona, ayudando a prevenir posibles daños futuros al detectar problemas estructurales antes de que se conviertan en emergencias, además de identificar las áreas que requieren reparación o refuerzo para evitar costos innecesarios, todo esto verificando el cumplimiento de las normas de diseño y asegurar que la estructura cumpla con los requisitos de los códigos de construcción actuales. Cabe resaltar que, mediante este estudio se puede optar por la planificación de un mantenimiento, estableciendo un proceso preventivo y de reparación (en caso de ser necesario) para prolongar la vida útil de la estructura que podría ser utilizado por las autoridades gubernamentales de la región.

1.5. Marco de referencia

Para el desarrollo de este trabajo es necesario conocer algunos de los términos más importantes dentro del análisis y diseño de estructuras.

1.5.1. *Métodos de análisis en estructuras*

Para el análisis de estructuras existen distintos métodos entre los cuales se distinguen los “Métodos lineales” y “Métodos no lineales”, que se subdividen en métodos “estáticos” y “dinámicos”; cada uno con enfoques específicos para evaluar el comportamiento de las estructuras. Según lo establece la NSR-10, estos métodos se aplican de acuerdo con las características particulares de cada edificación, teniendo en cuenta factores como la altura, el tipo de construcción, la ubicación geográfica y las demandas sísmicas; todo esto con el objetivo de garantizar la seguridad y estabilidad estructural.

1.5.1.1. Métodos lineales

De acuerdo con el estudio publicado de Kassimali (2009), en el cual analiza los principios fundamentales del análisis lineal de estructuras, enfocándose tanto en estructuras estáticamente determinadas como indeterminadas bajo condiciones de carga estática; este método se basa en la suposición de que la relación entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones resultantes es lineal,

es decir, la estructura se comporta de manera predecible y proporcional a las fuerzas; de esta manera, cuando se aplican cargas a un sólido, el sólido se deforma y el efecto de las cargas se transmite a través del mismo. Las cargas externas inducen fuerzas internas y reacciones para renderizar el sólido a un estado de equilibrio.

Según el autor, para este tipo de análisis, es necesario considerar tres parámetros fundamentales:

- **Principio de Superposición:** Este principio establece que el efecto de múltiples cargas sobre una estructura se puede determinar sumando los efectos individuales de cada carga. Esto significa que la respuesta de la estructura a una combinación de cargas se puede calcular sumando las respuestas a cada carga individualmente.
 - **Ley de Hooke:** Esta ley establece que la deformación de un material elástico es directamente proporcional a la fuerza aplicada. En otras palabras, la estructura se deforma linealmente en respuesta a cargas dentro de su rango elástico.
 - **Ecuaciones de Equilibrio:** Estas ecuaciones garantizan que las fuerzas internas y externas en la estructura estén en equilibrio, asegurando que la estructura permanece estática.
- ***Método dinámico lineal***

Según SIMULEXA (s.f.), el análisis dinámico lineal o en este caso de espectro de respuesta se utiliza para estimar las respuestas máximas, como desplazamiento y tensión, cuando una carga que cambia en el tiempo afecta la base de una estructura. En lugar de mirar cómo responde la estructura en cada momento, este análisis muestra la máxima respuesta que la estructura puede experimentar en diferentes frecuencias de carga. Este enfoque es esencial en el diseño de estructuras resistentes a eventos sísmicos ya que las cargas pueden variar significativamente y no seguir un patrón sinusoidal predecible.

En los casos particulares donde se aplica el método de análisis modal espectral, este método considera la contribución de la masa de la estructura y la interacción de todos los modos de vibrar para la determinación del cortante basal y posteriormente los resultados de desplazamientos y fuerzas internas en cada uno de los elementos. Este análisis también toma en cuenta los espectros de diseño de cada región sísmica, es decir, se considera la aceleración del suelo y el período

asociado a cada uno de los valores de aceleración del terreno. El análisis modal espectral toma como base la ecuación de equilibrio dinámico para sistemas de un grado de libertad, la cual se muestra a continuación:

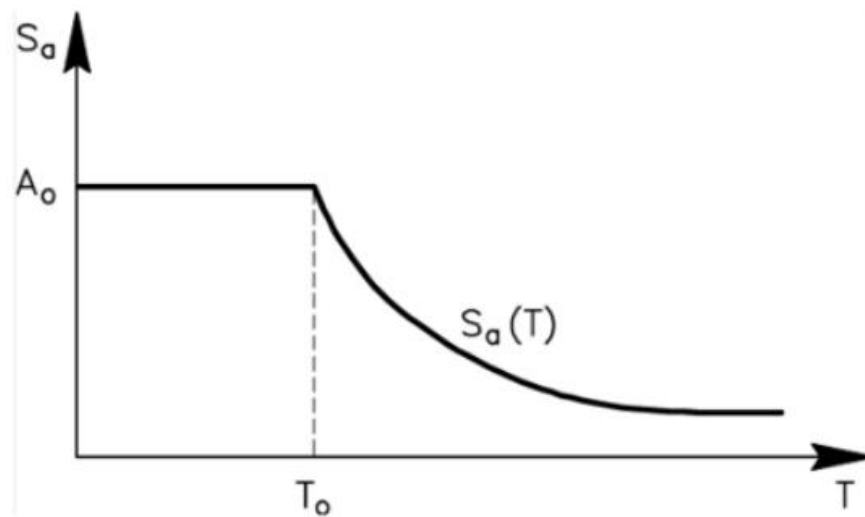
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (1)$$

Donde m , c y k corresponde a las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema respectivamente, mientras que el vector $p(t)$ es el vector de la fuerza efectiva o equivalente del terreno.

“Este metodo utiliza el espectro de respuesta de la zona sísmica de referencia, con el cual se realiza el cálculo de la respuesta modal para cada uno de los modos de vibrar. Para el caso del primer modo se utiliza la pseudoaceleración correspondiente al primer período o período fundamental de la estructura, con este valor se calcula la aceleración espectral y el desplazamiento relativo del primer modo”, Inesa Tech (s.f.). La Figura 1 muestra un grafico de un aespctro elastico de diseño.

Figura 1

Curva típica del espectro de respuesta (Inesa Tech).



“Este sistema permite generar registros de aceleraciones y realizar transformadas de Fourier para analizar modos de vibración y frecuencias naturales de las estructuras. Además, cuenta con módulos para la identificación experimental de propiedades dinámicas y la corrección de matrices de rigidez, ofreciendo herramientas avanzadas para la evaluación dinámica de estructuras” García, Genatios, Garcés, & Lafuente, (2011)

La NSR-10 describe este método en el capítulo A.3.4.2.2 como “Método de análisis dinámico elástico” y establece las condiciones para su uso y aplicación.

1.5.1.2. Métodos no lineales

La evolución de los métodos lineales en el cálculo estructural para los distintos sistemas estructurales han sido un factor primordial en el desarrollo de técnicas más exactas para la determinación de fuerzas internas y desplazamientos en edificaciones como lo son los métodos no lineales.

Según García & Villanueva (2021), el análisis no lineal en estructuras es un método más complejo que el análisis lineal tradicional. Se utiliza para analizar el comportamiento de estructuras bajo condiciones donde las relaciones entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones resultantes no son lineales. Esto significa que la estructura no se comporta de manera proporcional a las fuerzas aplicadas, sin considerar deformaciones elásticas en los materiales como los describe la Ley de Hooke. En un Análisis No Lineal, se considera que el material de la estructura puede experimentar comportamientos no lineales, como la fluencia (deformación permanente) o la fragilidad (ruptura), también grandes deformaciones que pueden afectar la geometría y la distribución de las fuerzas internas, considerando la pérdida de rigidez en los elementos estructurales.

Se distinguen dos métodos de Análisis No Lineal simplificados, el estático no-lineal o también llamado “Pushover” y el dinámico no-lineal también llamado “Time History”, los dos utilizados para estimar desplazamientos y demanda sísmica en estructuras de concreto armado.

- ***Método dinámico no lineal***

El análisis dinámico no lineal es un método que considera el comportamiento dinámico de la estructura bajo cargas variables en el tiempo, como los terremotos, y además considera la no

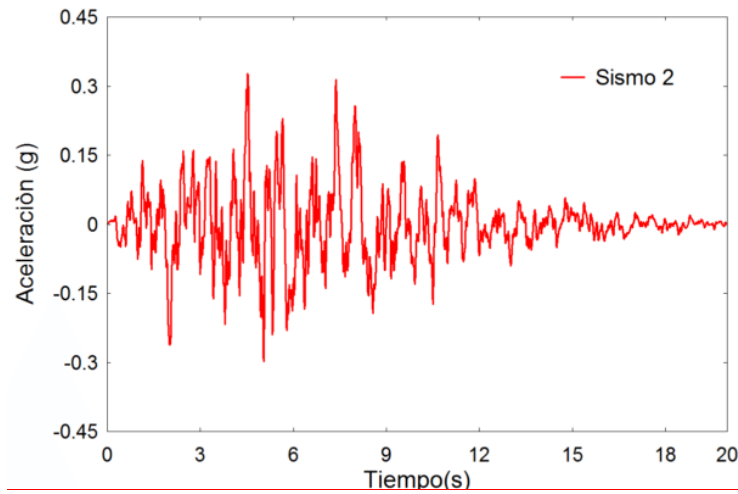
linealidad del comportamiento del material y la geometría de la estructura. Para el análisis dinámico no lineal es necesario considerar:

- **Efectos dinámicos:** El análisis dinámico no lineal considera la influencia de la frecuencia de las cargas y la capacidad de la estructura para vibrar.
- **No linealidad del material:** Toma en cuenta la capacidad del material de la estructura para deformarse de manera no lineal (por ejemplo, fluencia o fragilidad) bajo diferentes niveles de carga.
- **No linealidad geométrica:** Considera los cambios en la geometría de la estructura debido a las deformaciones, lo que puede afectar la rigidez y la resistencia.

El análisis dinámico no lineal requiere el uso de acelerogramas que representen adecuadamente el comportamiento del terreno bajo eventos sísmicos. Estos acelerogramas pueden ser naturales, ajustados o generados artificialmente, y deben coincidir con el espectro de diseño del código aplicable para asegurar resultados precisos. Sin embargo, la selección de acelerogramas adecuados es fundamental para capturar la variabilidad de la respuesta estructural y prever las posibles demandas no lineales de deformación y ductilidad en las estructuras. Para garantizar la compatibilidad con los espectros de diseño, se pueden emplear técnicas de ajuste por búsqueda armónica que ajusten la forma espectral de los acelerogramas, Manfredi, et al, (2022). La Figura 2 muestra un acelerograma típico (Aceleración vs tiempo).

Figura 2

Modelo de acelerogramas (Herrera Indira, s.f.)



Fuente 1: Google

El artículo de López & Del Re Ruiz, “Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal” (2008) utiliza el análisis dinámico no lineal como referencia para evaluar la precisión de los métodos estáticos no lineales haciendo una comparativa con el método dinámico. Esto implica que el análisis dinámico no lineal se considera el método más preciso para determinar la respuesta sísmica de las estructuras, pero también es más complejo y computacionalmente costoso. Los autores determinaron que, si bien el método estático no lineal (Pushover) puede proporcionar estimaciones aceptables bajo ciertas condiciones, tiende a subestimar las demandas sísmicas en estructuras irregulares o con comportamiento altamente inelástico. Por lo tanto, recomiendan el uso del análisis dinámico no lineal en edificaciones esenciales o críticas, como hospitales, donde la precisión en la evaluación del desempeño estructural es fundamental para garantizar la seguridad funcional ante eventos sísmicos.

1.5.2. Estados límite de daño y niveles de desempeño de los materiales.

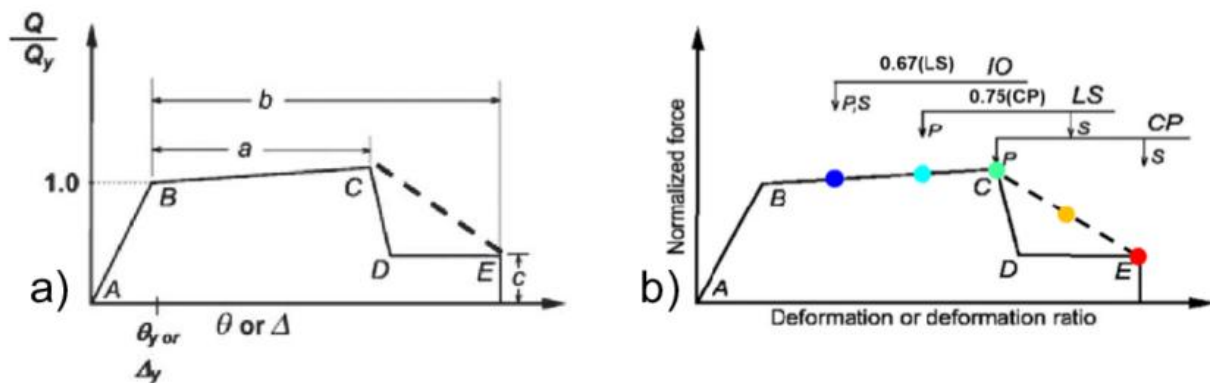
1.5.2.1. Niveles de desempeño a partir de rotaciones o giros.

En el marco del diseño y evaluación sísmica basado en desempeño, los niveles de daño estructural se definen a partir de la capacidad de deformación inelástica de los elementos estructurales, particularmente mediante el parámetro de rotación plástica o giro plástico en componentes como vigas y columnas. Según los lineamientos establecidos en la FEMA 356 y su documento complementario, FEMA 440, la rotación plástica constituye una de las variables fundamentales para determinar el nivel de desempeño alcanzado por una estructura ante una demanda sísmica determinada.

La FEMA 356 y documentos relacionados como la FEMA 440 y ASCE/SEI 41 definen niveles de desempeño estructural basados en la rotación plástica para elementos estructurales como vigas y columnas. Para concreto armado sin confinamiento (concreto convencional), estos niveles de desempeño se asocian a ciertos límites de rotación plástica en radianes. La Figura 3 hace referencia a los niveles de desempeño a través de los valores típicos de rotación plástica (θ_p) para vigas y columnas de concreto armado no confinado según estos estándares.

Figura 3

Niveles de desempeño por rotulas plásticas FEMA.



Fuente 2: Google.

Los límites mostrados en la figura anterior se indican a continuación:

- Operación Inmediata (Immediate Occupancy - IO): El sistema estructural permanece esencialmente elástico, permitiendo que la edificación continúe en funcionamiento inmediato tras un sismo. La rotación plástica en elementos flexionales se mantiene por debajo de 0.005 rad en vigas y de 0.003 rad en columnas, lo que indica un daño mínimo sin pérdida de rigidez significativa ni capacidad resistente, FEMA 356 (2000).
- Seguridad de Vida (Life Safety - LS): Se admite un daño estructural moderado, aunque controlado, permitiendo que los ocupantes evacuen sin que se comprometa la estabilidad global. Las rotaciones plásticas permitidas en vigas y columnas se sitúan típicamente hasta 0.010 rad en vigas y columnas, dependiendo del tipo de sistema estructural y de los detalles de conexión. FEMA 356 (2000).
- Prevención de Colapso (Collapse Prevention - CP): Corresponde al límite máximo tolerable de deformación antes de la pérdida de capacidad resistente de los elementos estructurales. Las rotaciones plásticas en este nivel pueden alcanzar valores de 0.02 rad o superiores en vigas y columnas, lo que indica un daño estructural severo, aunque sin colapso global, FEMA 440 (2005).

Estos límites de rotación varían de acuerdo con el tipo de sistema estructural (por ejemplo, marcos especiales, pórticos ordinarios o muros de corte), los materiales utilizados (acero, concreto armado, madera, etc.), y el tipo de conexión y confinamiento. Su uso es esencial para la implementación de análisis no lineales, tanto estáticos (pushover) como dinámicos (análisis Tiempo-Historia), con el fin de evaluar la respuesta estructural frente a escenarios sísmicos definidos por distintos niveles de amenaza.

La correcta aplicación de estos criterios permite clasificar el comportamiento de la estructura y verificar si cumple con los objetivos de desempeño establecidos en los términos del diseño basado en desempeño, lo cual es fundamental para edificaciones de importancia vital como los hospitales.

1.5.2.2. Niveles de desempeño a partir de deformaciones.

Los estados límite de daño y los niveles de desempeño del concreto y el acero se utilizan para evaluar cómo responde una estructura frente a diferentes eventos sísmicos. Cada elemento estructural tiene una deformación máxima permitida, y al superarla, puede fallar dependiendo del

tipo de esfuerzo al que esté sometido, ya sea tracción o compresión. Estos límites están asociados a distintos niveles de desempeño, como son: operacional, ocupación inmediata, vida segura, prevención del colapso y colapso.

El concreto, al ser sometido a esfuerzos de tracción, muestra un comportamiento frágil: ante pequeñas deformaciones unitarias aparecen fisuras, y al aumentar la deformación, puede producirse la pérdida de adherencia entre el recubrimiento y las armaduras. Aunque el concreto posee una alta resistencia a la compresión, su capacidad para resistir tracción es limitada. Por ello, en este análisis estructural se consideran sus propiedades mecánicas bajo distintos estados límite, tanto en condiciones de servicio como en condiciones últimas, con el objetivo de asegurar la seguridad y funcionalidad de los elementos estructurales.

Distintos autores como: Neville (2008), describen en sus obras el comportamiento y la deformación del concreto, tenido como resultado:

- ***Estados de límite de daño del concreto a compresión (Neville Desing & Bahavior, 2008).***

- Operacional (IO): $\epsilon < 0.0002$
- Uso inmediato (IO): $\epsilon \approx 0.0005-0.002$
- Seguridad de vida (LF): $\epsilon \approx 0.002-0.003$
- Riesgo de colapso (CP): $\epsilon \approx 0.003-0.0035$
- Colapso: $\epsilon > 0.0035$

- ***Estado de límite de daño de concreto a tracción. (Neville Desing, 2011)***

- Operacional (IO): $\epsilon < 0.0001$
- Uso inmediato (IO): $\epsilon \approx 0.0002-0.0003$
- Seguridad de vida (LF): $\epsilon \approx 0.0005-0.001$
- Riesgo de colapso (CP): $\epsilon \approx 0.001-0.0015$
- colapso (CP): $\epsilon > 0.0015$

El acero de refuerzo se caracteriza por su propiedad dúctil bajo esfuerzos de tracción, permitiendo una adecuada redistribución de esfuerzos antes de la falla. Sin embargo, cuando se somete a compresión, puede presentar inestabilidad en forma de pandeo de la estructura, especialmente si no está adecuadamente confinado o vinculado al concreto, lo cual limita su eficiencia estructural en ese tipo de sollicitación.

Distintos autores como: Salmon, Gere (s.f), describen en sus obras el comportamiento y la deformación del acero, teniendo como resultado lo siguiente.

- ***Estados límite de daño y niveles de desempeño a compresión del acero. (Salmon, 2008)***

- Operacional (IO): $\epsilon < 0.002$
- Uso inmediato (IO): $\epsilon \approx 0.002-0.005$
- Seguridad de vida (LF): $\epsilon \approx 0.005-0.01$
- Colapso: $\epsilon > 0.01$

- ***Estados límite de daño y niveles de desempeño a tensión del acero. (Gere, 2012)***

- Operacional (IO): < 0.002
- Uso inmediato (IO): $\epsilon \approx 0.002-0.01$
- Seguridad de vida (LF): $\epsilon \approx 0.01-0.05$
- Riesgo de colapso (CP): $\epsilon \approx 0.05-0.15$
- Colapso: $\epsilon > 0.15$

La identificación y evaluación de los estados límite de daño tanto en el concreto como en el acero son fundamentales para estimar el nivel de desempeño estructural frente a la evaluación de sismos empleados. Comprender las diferencias en el comportamiento de estos materiales frágil en tracción para el concreto y dúctil en tracción para el acero permite establecer criterios del comportamiento estructura. De este modo, se verifica que la estructura en que niveles de desempeño se encuentra, desde el funcionamiento operacional hasta la prevención del colapso, asegurando la integridad estructural y la protección de vidas humanas durante eventos sísmicos.

La Figura 4 muestra los límites correspondientes al nivel de desempeño a partir de deformaciones unitarias en el concreto no confinado; la Figura 5 muestra los límites de desempeño del acero (en este caso varilla lisa) en función de las deformaciones unitarias alcanzadas

Figura 4

Niveles de desempeño del concreto no confinado en función de la deformación unitaria.

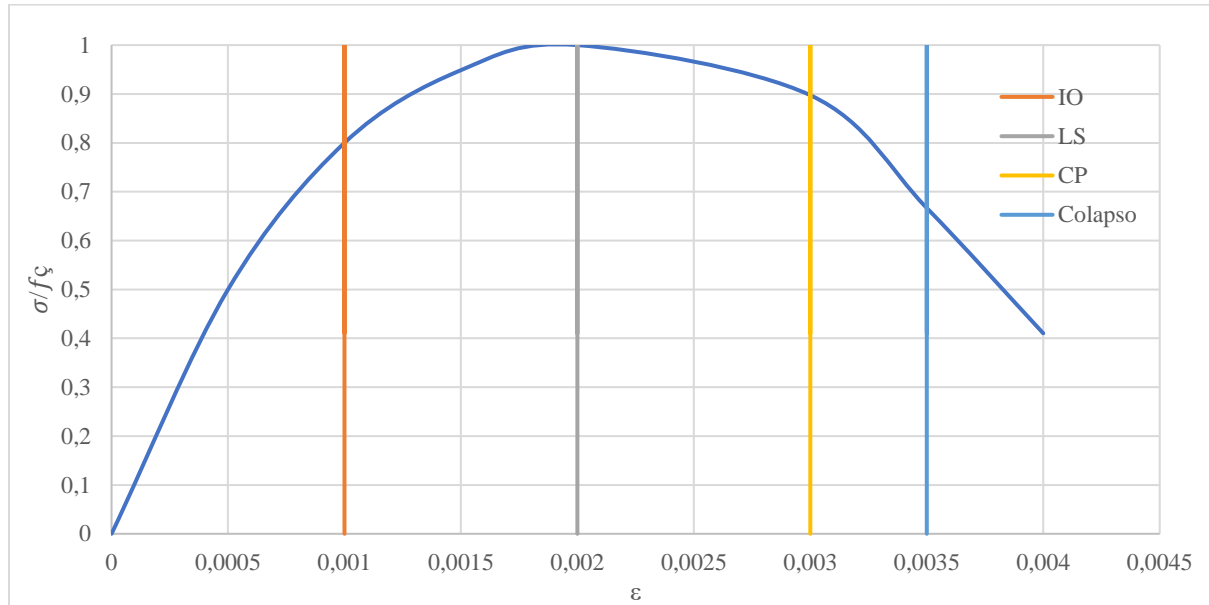
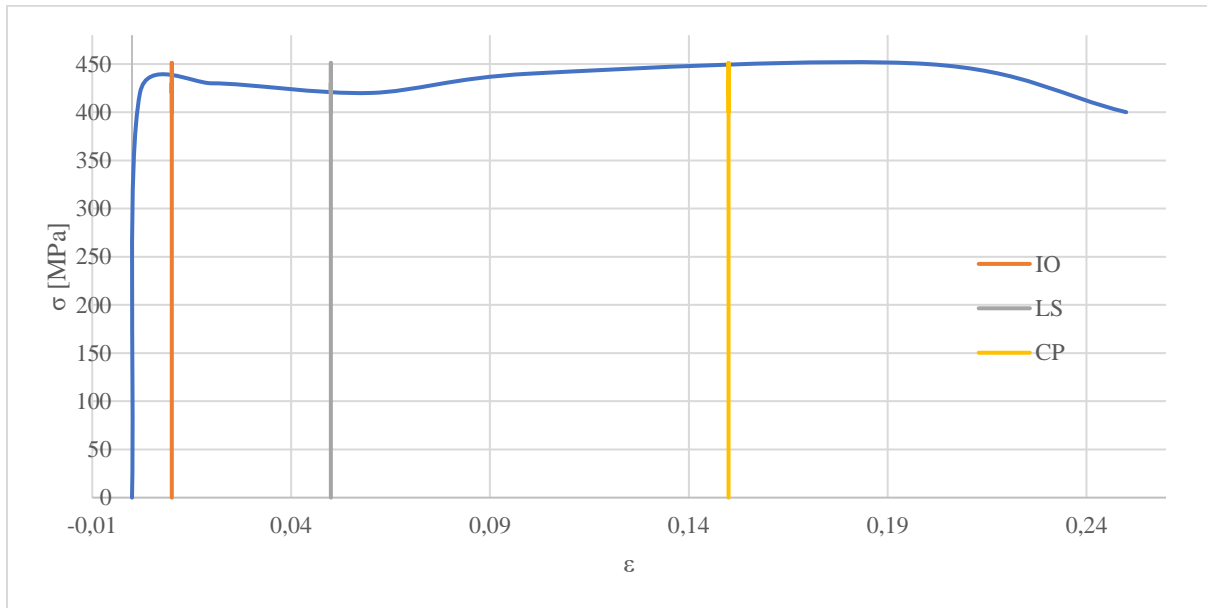


Figura 5

Niveles de desempeño del acero de 420MPa en función de la deformación unitaria.



La diferencia en el tipo de refuerzo utilizado en los elementos estructurales de ambos bloques, específicamente entre varilla lisa (existente en la estructura) y varilla corrugada (actualmente empleada) no incide en las propiedades mecánicas fundamentales del acero, como la resistencia y la deformación unitaria. Esto se debe a que, en ambos casos, el material corresponde al mismo tipo de acero estructural, clasificado como Grado 42 ($F_y = 420$ MPa). Por tanto, la variación en la geometría superficial del refuerzo no modifica el comportamiento mecánico del acero.

1.6. Estado de arte

Los hospitales, como infraestructuras importantes para la atención en emergencias, requieren de un enfoque especializado en su diseño y evaluación estructural debido a la necesidad de mantener su funcionalidad antes, durante y después de eventos sísmicos. “La capacidad de un hospital para soportar y operar bajo condiciones de desastres naturales es crucial para preservar la salud pública y el bienestar de la comunidad” Guidi Estructurales, (2021). La evaluación estructural del Hospital San José de Túquerres, ubicado en Nariño, Colombia, se centra en la

necesidad de garantizar la seguridad de su estructura y su capacidad para responder ante demandas sísmicas, considerando que está ubicado en una zona de alta sismicidad.

Diversos estudios han abordado la vulnerabilidad sísmica en hospitales alrededor del mundo, como en el caso del Hospital México en San José, el Hospital Monseñor Sanabria de Puntarenas y el Hospital Tony Facio de Limón en Costa Rica, donde se realizaron refuerzos estructurales para cumplir con las normativas más recientes de diseño sismorresistente. “Estos esfuerzos han demostrado que la implementación de metodologías de análisis estructural, tanto lineales como no lineales, permite identificar puntos críticos y planificar intervenciones de refuerzo adecuadas para mejorar el comportamiento de estas edificaciones ante eventos sísmicos” Guidi Estructurales, (2021).

El análisis estructural de edificios y hospitales con más de 50 años de antigüedad, como el Hospital San José de Túquerres, es de gran relevancia debido a que, en su época, las normativas sismorresistentes no eran tan rigurosas como las actuales. En Colombia, la normativa ha evolucionado desde el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes de 1984 (CCCSR-84) hasta el código vigente NSR-10, el cual establece métodos de análisis y diseño más estrictos. Las estructuras diseñadas con normativas anteriores pueden ser más susceptibles a sufrir daños debido a factores como condiciones climáticas, procesos constructivos no adecuados y exigencias sismorresistentes que no contemplaban adecuadamente la demanda sísmica actual.

En estudios recientes, Kassimali (2009) destaca la importancia de la linealidad en el análisis estructural, particularmente en estructuras estáticamente indeterminadas, y enfatiza la utilidad de los métodos matriciales para analizar el comportamiento estructural con precisión. Sin embargo, reconoce las limitaciones de los métodos lineales cuando se trata de predecir el comportamiento de las estructuras bajo grandes deformaciones o inestabilidades estructurales. Por ello, los métodos no lineales han ganado mayor relevancia, ya que permiten un análisis más preciso del comportamiento estructural real; estas investigaciones sugieren que el análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico no lineal han demostrado ser más efectivos para evaluar la demanda sísmica de estructuras complejas.

López & Del Re Ruiz (2008), compararon el análisis pushover con el análisis dinámico no lineal y concluyeron que el segundo es más preciso para estimar la demanda sísmica, con

diferencias menores al 17.2% respecto al análisis estático no lineal. Este método permite simular el comportamiento no lineal de los elementos estructurales bajo cargas cíclicas, identificando puntos críticos de daño y punto de colapso.

En la evaluación estructural del Hospital San José de Túquerres se emplearán metodologías avanzadas de análisis dinámico, tanto en su enfoque lineal como no lineal. El análisis dinámico lineal se llevará a cabo utilizando el software ETABS, mientras que el análisis dinámico no lineal tipo Tiempo-Historia se desarrollará mediante MIDAS Gen, el cual permite modelar con precisión el comportamiento inelástico de la estructura. Este entorno de modelación facilita la estimación detallada de derivas, desplazamientos y demandas internas (fuerzas y momentos) bajo distintos escenarios de carga sísmica. Para asegurar la representatividad de la amenaza sísmica local, se aplicarán técnicas de ajuste espectral en la selección y modificación de acelerogramas, de modo que estos reproduzcan adecuadamente las características del movimiento del terreno propias de la zona de estudio. Esto garantiza que los resultados obtenidos reflejen con mayor fidelidad la respuesta esperada de la estructura ante eventos sísmicos reales, permitiendo una evaluación más confiable del desempeño sísmico del hospital.

Las rehabilitaciones estructurales sobre edificios hospitalarios requieren una evaluación detallada de sus elementos. Uno de los métodos más utilizados para identificar el daño estructural son las “Curvas de fragilidad”. Estas curvas permiten evaluar la probabilidad de daño en estructuras para distintos tipos de movimientos sísmicos, facilitando la identificación de estrategias de rehabilitación y la determinación de márgenes de seguridad en estructuras para diferentes niveles de movimiento sísmico. Estudios como el de Barbat, et al, (2016) aplicaron análisis no lineales mediante el método pushover en sistemas de pórticos para evaluar la pérdida de rigidez en los elementos. En estos análisis se utiliza el índice de daño, el cual permite considerar tanto el desplazamiento máximo alcanzado como la energía disipada en el proceso.

El uso de análisis dinámicos no lineales y la implementación de técnicas como la "Time History" permite evaluar el comportamiento de la estructura ante acelerogramas históricos, ofreciendo una visión detallada de cómo se deforma la estructura bajo eventos extremos. En el trabajo de Manfredi et al. (2022) se sugiere el uso de acelerogramas ajustados mediante técnicas

de búsqueda armónica para garantizar la compatibilidad con el espectro de diseño y representar de manera adecuada la demanda sísmica en estructuras complejas.

En conclusión, el estado del arte actual sobre la evaluación estructural de hospitales resalta la importancia de aplicar métodos de análisis lineales y no lineales para obtener una visión completa del comportamiento estructural ante sismos. La integración de tecnologías avanzadas de modelado y simulación, así como el uso de herramientas de evaluación dinámica, son fundamentales para desarrollar estrategias de reforzamiento estructural que garanticen la seguridad y la funcionalidad continua de estas edificaciones bajo condiciones adversas que se presenten en la región.

2. METODOLOGÍA

El método de trabajo para identificar las lesiones y evaluar la vulnerabilidad sísmica actual de la edificación se ha distribuido en las siguientes etapas:

2.1. Información preliminar reconocimiento e identificación de los síntomas (Patología estructural)

2.1.1. Preparación y planificación

En esta fase se pretende consultar y revisar documentación existente (planos, informes, etc.) e identificar algunas de las variables de diseño como la resistencia del concreto y las cuantías de acero en los elementos estructurales teóricamente; también, establecer el equipo y los recursos de trabajo necesarios; programar visitas y accesos a la infraestructura existente para realizar inspecciones visuales, recopilación de datos sobre materiales, dimensiones, condición actual de los elementos estructurales y registro fotográfico y videográfico.

2.1.2. Pruebas y ensayos

En esta etapa se pretende evaluar los parámetros de diseño reales de la estructura mediante la medición de la resistencia del concreto en cada elemento estructural (f'_c), para esto se realizarán ensayos de campo no destructivos sobre la estructura (con el fin de no causar daños en la estructura existente) con el uso esclerómetro de rebote. También se usó del Ferroskan para identificar la cantidad de acero (o cuantía) longitudinal y transversal en cada uno de los elementos estructurales tal como indica la norma ACI 228.2R-13 ensayos no destructivos para evaluar la condición del concreto y el refuerzo de acero en la estructura. Estos ensayos pretenden establecer valores reales en las variables de diseño, garantizando seguridad en la elaboración del modelo matemático y precisión en la obtención de resultados.

2.1.3. Verificación de los requerimientos mínimos

Se selecciona la norma de construcción aplicable, en este caso la NSR-10, después de caracterizar la estructura existente se identifican los requerimientos mínimos y se establecen los criterios de aceptación.

2.2. Preparación del modelo

2.2.1. Recopilación de información

Se identifica cada uno de los parámetros para el modelo, esto comprende la comparación de las variables de diseño entre los planos y documentación y los valores obtenidos a partir de las mediciones con la instrumentación después de los ensayos correspondientes.

Después de identificar las variables de diseño del modelo como la resistencia del concreto, las cuantías de acero y las dimensiones de los elementos se establece las condiciones de vulnerabilidad sísmica para la zona como tipo de suelo, zona de amenaza sísmica y espectro elástico de diseño según la NSR-10.

2.2.2. Creación del modelo

Se realiza todo el proceso para la elaboración del modelo en ETABS y MIDASgen, esto comprende definir las unidades; definir la cuadrícula según las dimensiones de la estructura y los planos; definir los materiales (acero y concreto según los valores de resistencia obtenidos) y el tipo de estructura.

Para el modelo, se debe asignar que la masa de excitación para la edificación comprenda la totalidad de las cargas muertas y muertas sobrepuestas como también el 25% de la carga viva.

Se definen las combinaciones de carga para el modelo a partir de lo estipulado en la NSR-10 y también se asignan las cargas de servicio dependiendo del tipo de uso de la edificación.

Se chequea la regularidad de la estructura y se definen las fuerzas para el chequeo de la deriva según los distintos métodos de análisis y de diseño.

2.2.3. Modelación Numérica.

2.2.3.1. Análisis Dinámico Espectral Lineal

Se realiza el análisis del modelo por métodos lineales en el software ETABS verificando que este cumpla con todos los requerimientos de la norma y especificando cada material y elemento estructuras obtenidos después del proceso patológico, este análisis comprende el “Análisis lineal estático” o en este caso “método de la Fuerza horizontal Equivalente” (Capítulo A.4 de la NSR-10) para el cual se asigna dos patrones de carga en el modelo para cada dirección (X y Y). También se crea el espectro elástico de diseño para la zona y los casos de carga correspondientes al “Análisis lineal Dinámico” o en este caso “Análisis Dinámico Elástico Espectral” (Capítulo A.5 de la NSR-10). Se verifica que se cumpla el ajuste de resultados entre los dos métodos lineales, esto según el capítulo A.5.4.5 de la misma norma.

2.2.3.2. Análisis Dinámico No Lineal (Análisis Tiempo Historia)

Se realiza el análisis del modelo por métodos no lineales en el software MIDASGen asignando una división por fibras de cada elemento estructural. Este modelo se basa en aplicar el “Análisis no lineal Dinámico” o en este caso “Time History” de acuerdo a lo descrito en los capítulos A.3.4.2.4 y A.3.4.2.3 de la NSR-10, respectivamente; se crean los casos y patrones de carga para cada método y también se define la función para el proceso del Time History obtenidos bases de datos como el PEER Ground Motion Database.

No existe un código o manual de aplicación para un Time History, por ende su desarrollo contempla seleccionar acelerogramas de sismos que representen de una manera realista la demanda sísmica para la zona donde se ubica la edificación, se asegura que los acelerogramas contengan frecuencias que coincidan o sean cercanas al periodo natural de vibración del edificio y se considera el escalamiento de magnitud original de los acelerogramas a la esperada en la región, ajustando en magnitud el espectro de demanda del sismo original al espectro elástico de demanda establecido por la NSR-10 para la zona de amenaza sísmica correspondiente.

2.2.4. Refinamiento y detalles

Se debe verificar y validar las variables de diseño de acuerdo con normas y códigos de construcción, en este caso la NSR-10 y se debe ajustar el modelo según sea necesario. Se debe agregar cualesquiera detalles estructurales particulares; refinar el modelo para incluir aspectos específicos (fundaciones, etc.) y verificar su compatibilidad con otros sistemas (instalaciones, etc.)

2.2.5. Verificación de requisitos mínimos de construcción según la NSR-10

Se revisa el modelo en ETABS y se verifica que se cumplan los requerimientos mínimos en cuanto a resistencia, cargas y deriva. Se establecen los criterios de aceptación para cada requerimiento y se identifica cualquier deficiencia.

2.3. Estimación de los índices de sobre esfuerzo y de flexibilidad para la estimación de la vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante análisis dinámico convencional (análisis dinámico modal espectral asumiendo el comportamiento elástico lineal de la estructura).

2.3.1. Determinación del índice de sobreesfuerzo (IS)

El índice de sobre esfuerzo se determina según la NSR-10 como el cociente entre las sollicitaciones mayoradas y la resistencia efectiva del elemento, para evaluar resistencia de los elementos para soportar cargas sin colapsar. Para calcular este parámetro o índice primero se evalúa la estructura con respecto a calidad de diseño y estado de la edificación, para extraer los coeficientes ϕ_c y ϕ_e según la Tabla A-10.4-1 de la NSR-10. Este puede determinarse para cualquier elemento particular o sobre toda la estructura según se define en el capítulo A.10.4.3.1. y A.10.4.3.2.

Para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos tales como cortante, flexión, torsión, etc., debe dividirse la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las sollicitaciones equivalentes, mayoradas de acuerdo con el procedimiento dado en el Título B del Reglamento (NSR-10) y para las combinaciones de carga dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento.

De acuerdo con lo estipulado en la norma, el índice de sobreesfuerzo global (ISG) se define como el valor más alto entre los índices de sobreesfuerzo locales (IS) que se identifican en los elementos estructurales individuales, tales como vigas y columnas, que no cumplen con los requisitos mínimos establecidos en cuanto a capacidad resistente. Estos índices locales representan una medida del grado en que un elemento está excediendo su capacidad de diseño, siendo un parámetro clave para detectar posibles deficiencias estructurales. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación.

2.3.2. Determinación del índice de flexibilidad (IF)

El índice de flexibilidad (IF) es un parámetro que se utiliza para identificar qué tan bien puede una estructura deformarse y disipar energía durante un sismo; permite verificar si la estructura posee un comportamiento global lo suficientemente flexible para responder de forma adecuada ante acciones sísmicas, en lugar de comportarse como una estructura rígida y frágil. La norma NSR-10, en su capítulo A.10.4.3.5 establece su cálculo y uso.

Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Tiene dos acepciones:

(a) Índice de flexibilidad del piso — el cual se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación

(b) Índice de flexibilidad de la estructura — definido como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

2.3.3. Estimación del nivel de vulnerabilidad sísmica

Según la NSR-10, la clasificación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura puede determinarse a partir de dos indicadores fundamentales: el índice de sobreesfuerzo (IS) y el índice de flexibilidad (IF). El IS representa la relación entre las fuerzas sísmicas demandadas y la

capacidad resistente de los elementos estructurales, mientras que el IF se define como la relación entre el desplazamiento lateral máximo de un piso y su altura, e indica cuán flexible es la estructura ante una carga sísmica. Ambos índices se comparan con rangos establecidos para determinar el nivel de vulnerabilidad.

Para determinar la vulnerabilidad sísmica de la estructura, es necesario definir los materiales estructurales, las características de las secciones de los elementos estructurales y no estructurales, las cargas reales que actúan sobre la estructura (muerta, viva y de sismo) y el espectro de diseño definitivo para realizar el análisis sísmico, acorde con lo exigido por la normativa. Para ello es necesaria la aplicación de un método de análisis aceptado por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10, para poder estudiar el comportamiento dinámico que presenta la estructura, permitiendo de esta forma determinar los desplazamientos horizontales en cada piso con el fin de establecer los niveles de daño esperados para los elementos estructurales y no estructurales.

Según el capítulo A.10.5 de la NSR-10, el nivel de vulnerabilidad se determina a partir de dos parámetros:

- a) El inverso del ISG expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo a los requisitos del código de diseño sismorresistente NSR-10.
- b) El inverso del IFG expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo a los requisitos del código de diseño sismorresistente NSR-10.

De esta forma, se considera el nivel de vulnerabilidad a partir de los parámetros establecidos en la Tabla 1.

Tabla 1

Nivel de vulnerabilidad a partir del ISG y IFG.

Nivel de Vulnerabilidad	Índice de sobreesfuerzo (ISG)	Índice de flexibilidad (IFG)
BAJA	$IS \leq 1,0$	$IF \leq 0,004$
MEDIA	$1,0 < IS \leq 1,5$	$0,004 < IF \leq 0,005$
ALTA	$IS > 1,5$	$IF > 0,005$

2.4. Evaluación del desempeño sísmico de estructura mediante análisis dinámico no lineal (Análisis tiempo historia por fibras).

La evaluación del desempeño sísmico de una estructura mediante análisis dinámico no lineal, utilizando el enfoque de análisis tiempo-historia por fibras mediante el método del ASCE 7, permite una representación detallada y realista del comportamiento estructural frente a sollicitaciones sísmicas. Este método modela la no linealidad material y geométrica en cada sección mediante discretización por fibras, lo que posibilita identificar con precisión la formación de mecanismos de daño, plastificación progresiva y posibles concentraciones de demanda. Su aplicación es fundamental para validar la capacidad de deformación de los elementos estructurales, estimar daños potenciales y verificar el cumplimiento de los niveles de desempeño establecidos en normativas sísmicas modernas, en este caso la NSR-10.

Entre los principales beneficios de aplicar esta metodología en edificaciones existentes se destacan:

- **Evaluación del desempeño sísmico realista:** El modelo permite simular la respuesta no lineal de la estructura, incluyendo fisuración, plastificación y pérdida de rigidez, proporcionando un diagnóstico confiable sobre su capacidad de deformación ante eventos sísmicos.
- **Identificación de zonas críticas:** Facilita la localización de elementos o regiones estructurales con alta demanda, lo cual es clave para determinar puntos vulnerables susceptibles de falla o colapso progresivo.

- **Valoración del estado actual de la estructura:** Permite verificar si la estructura cumple con los requerimientos de desempeño establecidos en normativas sísmicas actuales, identificando la necesidad de intervenciones estructurales.
- **Diseño de soluciones de refuerzo focalizadas:** Los resultados obtenidos sirven de base para desarrollar estrategias de reforzamiento estructural más eficientes y económicas, centradas en los elementos que realmente lo requieren.

En conjunto, el modelo no lineal por fibras constituye una herramienta clave en los procesos de diagnóstico, rehabilitación y conservación de edificaciones existentes, especialmente aquellas que no fueron diseñadas bajo criterios sismo-resistentes actuales como la Norma Sismorresistente Colombiana NSR-10.

2.4.1. Modelo no lineal basado en fibras

El modelo no lineal basado en fibras es un análisis avanzado para simular el comportamiento histórico y progresivo de los materiales evaluado en las condiciones sísmicas que se aplica, el cual consiste en dividir las secciones estructurales (vigas y columnas) en fibras individuales, lo que permite canalizar el comportamiento no lineal distribuido a lo largo del elemento. En los resultados se analiza el desplazamiento de cada elemento para verificar cuáles cumplen el parámetro permitido y cuáles no, lo que se refiere a la verificación de las deformaciones unitarias según los límites establecidos por la NSR-10 para garantizar la seguridad y funcionalidad de la estructura. Se verifican las deformaciones según las normas NSR-10, ASCE 41 y FEMA 356-440, para identificar las deformaciones excesivas y en qué elementos ya que estas causan daños y problemas de servicio a la edificación.

2.5. Comparación de resultados

Se realiza una comparación de resultados de vulnerabilidad para cada método de análisis y se realiza una comparativa para identificar las falencias de cada caso.

2.6. Estimación de posibles deficiencias y soluciones para las mismas

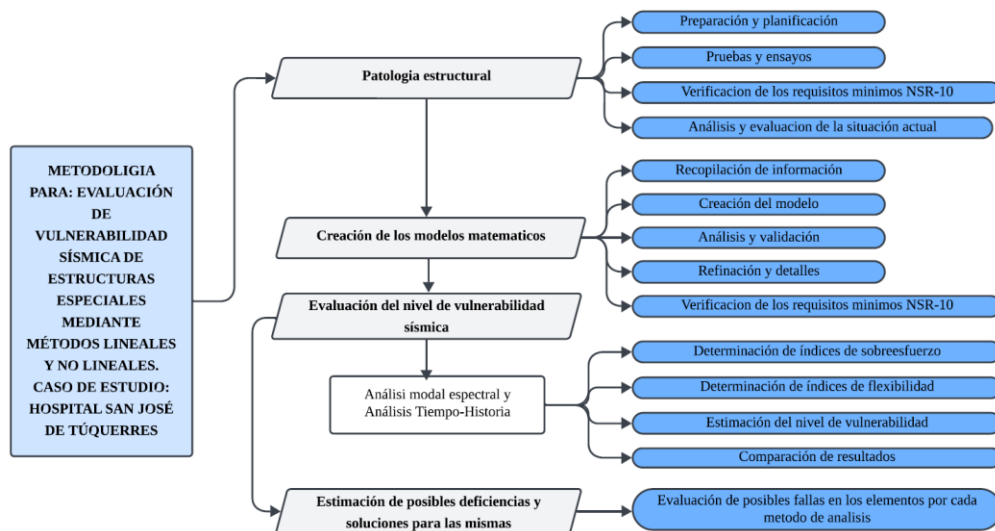
Se espera obtener distintos resultados para cada tipo de análisis; se estima que para los análisis lineales se presenten mayores deficiencias en los elementos y que estas se reduzcan a partir de los análisis no lineales. Se debe evaluar cada uno de los elementos y determinar su posible falla comparando las demandas de esfuerzo con la resistencia nominal obtenidas por cada método.

2.7. Resumen de la metodología.

La metodología previamente expuesta se resume y estructura de manera secuencial en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 6. Este diagrama tiene como finalidad representar, de forma clara y ordenada, cada una de las etapas desarrolladas en el proceso metodológico, desde la recopilación de información inicial hasta la modelación, análisis y evaluación de resultados, permitiendo visualizar de manera estructurada cada una de las fases del proceso metodológico, desde la recopilación de información preliminar hasta el análisis de resultados y formulación de conclusiones. Su propósito es facilitar la comprensión del enfoque técnico adoptado y servir como referencia para la trazabilidad del procedimiento aplicado durante el desarrollo del estudio.

Figura 6

Diagrama de la Metodología



3. RESULTADOS

La aplicación de la metodología permitió caracterizar el estado estructural de la edificación y estimar su vulnerabilidad sísmica. En la etapa preliminar se identificaron síntomas de deterioro visibles y se verificó el cumplimiento de requisitos mínimos según la NSR-10. A partir de la información recopilada, se elaboraron modelos en los programas ETABS y MIDAS Gen que sirvieron como base para los análisis.

Mediante el análisis modal espectral lineal, se calcularon los índices de sobreesfuerzo (IS) y flexibilidad (IF), detectando concentraciones de demanda estructural y una vulnerabilidad sísmica de nivel alto. El análisis tiempo-historia no lineal, basado en modelos de fibras, permitió identificar rotaciones plásticas en elementos críticos y deformaciones unitarias, revelando una capacidad estructural limitada ante sismos severos, pero mostrando que este método es más efectivo dado que mostró niveles de desempeño por debajo del límite establecido.

La comparación entre ambos enfoques evidenció la mayor precisión del modelo no lineal para identificar zonas vulnerables. Se concluyó que la estructura presenta deficiencias relevantes en su sistema resistente, y se plantearon soluciones preliminares orientadas al reforzamiento de elementos clave y mejora de la respuesta sísmica.

3.1. Descripción de la estructura.

3.1.1. Ubicación

El proyecto se localiza en la ciudad de Túquerres, Departamento de Nariño en el sur occidente colombiano, con una altitud aproximada de 3120 m.s.n.m. De acuerdo a la norma NSR-10 título A, se encuentra en zona de amenaza sísmica ALTA. Lo cual implica que el lugar está expuesto a movimientos sísmicos de considerable magnitud. La ubicación exacta de la estructura se muestra en la Figura 7; de manera más precisa, se muestra sus coordenadas en la Tabla 2.

Figura 7

Localización general, hospital san José localidad de Túquerres (N)



Tabla 2

Localización de la estructura.

LOCALIZACIÓN HOSPITAL	
NORTE	ESTE
1°04'54.73"	77°36'55.05"

3.1.2. Descripción arquitectónica

Según se define en el capítulo A.2.5.1.3 de la NSR-10, la estructura se cataloga como una “Edificación indispensable” de grupo de uso IV, obteniendo un índice de importancia de 1.5.

La estructura se compone de dos bloques los cuales corresponden al bloque administrativo y al bloque de Urgencias, denominados como “Bloque de administración” y “Bloque de urgencias”, respectivamente en este trabajo. Ambos bloques están categorizados como estructuras cerradas. La figura 8 muestra fotografías de ambos bloques.

Figura 8

Bloques del hospital (administración y urgencias, respectivamente)



Algunas de las características principales de la edificación, tales como la altura total, el área construida y el número de pisos, se presentan de manera resumida en la Tabla 3.

Tabla 3

Características de la estructura

Bloque	Administración	Urgencias
Altura (m)	5.05	4.4
Área (m²)	720,23	308,82
Cantidad de Pisos	2	2
Tipo	Hospital	Hospital
Nivel de importancia	1,5	1,5

3.1.3. Sistema estructural

El sistema estructural principal está compuesto de pórticos de concreto (vigas y columnas) y pequeñas losas macizas, los cuales, según la NSR-10 deben cumplir con un sistema principal de disipación de energía especial (DES), que aplica en esta zona de amenaza sísmica. Los planos con los despieces de los elementos estructurales se presentan como anexo.

La infraestructura cuenta con un sistema de contrapiso y cubierta de madera armada, compuesto por tejas de asbesto soportadas por cerchas de madera, comúnmente conocidas en la zona como “Amarillo”. Las cerchas y vigas del sistema de cubierta y del entrepiso de madera están simplemente apoyadas sobre los pórticos o vigas de concreto a nivel de la cubierta. Debido a esta configuración, dichos elementos se consideran como una carga muerta sobreimpuesta, ya que no aportan rigidez ni estabilidad estructural, ni transmiten esfuerzos al sistema estructural principal.

En el bloque de administración se presentan algunos elementos metálicos (A36) que conforman parte del sistema estructural como un perfil (C 120x60) y un perfil (IPE 160) que corresponden a los elementos viga 8 tramo E-G, columna F8 y la viga 4 E-G, respectivamente.

Se considera como carga muerta sobreimpuesta a todos aquellos elementos que no aportan rigidez estructural, como lo son: la cubierta, muros divisorios y todos los elementos de madera (piso, cerchas de cubierta y vigas de contrapiso). Las Figuras 9 y 10 muestran la planta estructural del bloque de Urgencias y Administración, respectivamente.

Figura 9

Sistema estructural del bloque de Urgencias.

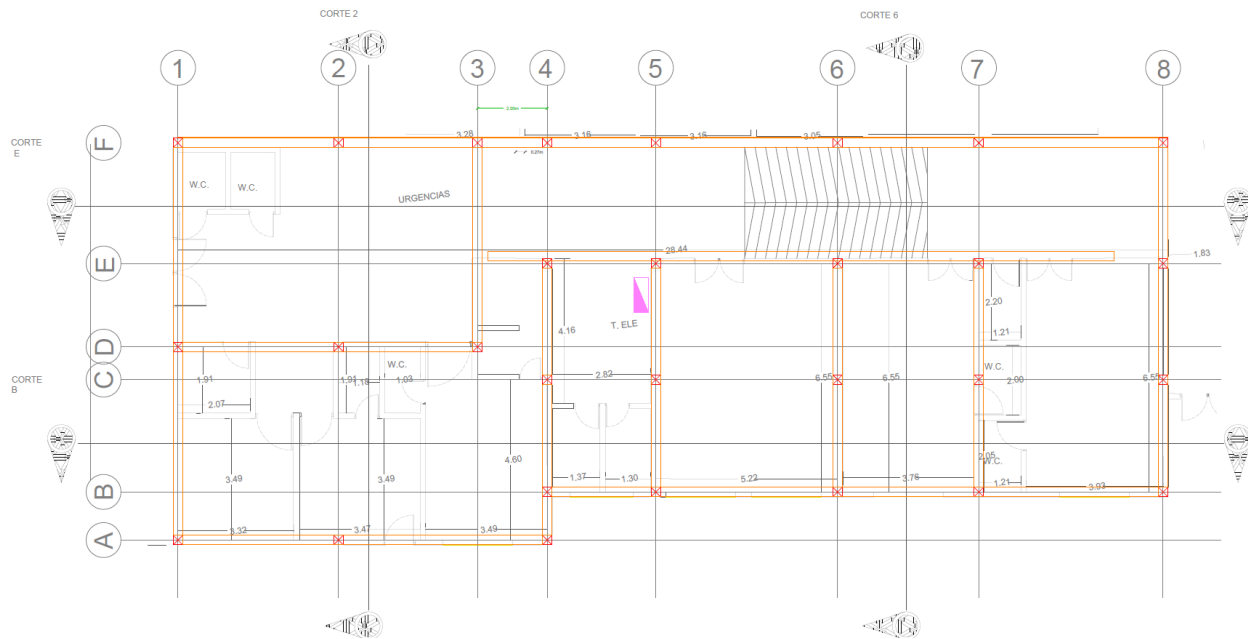
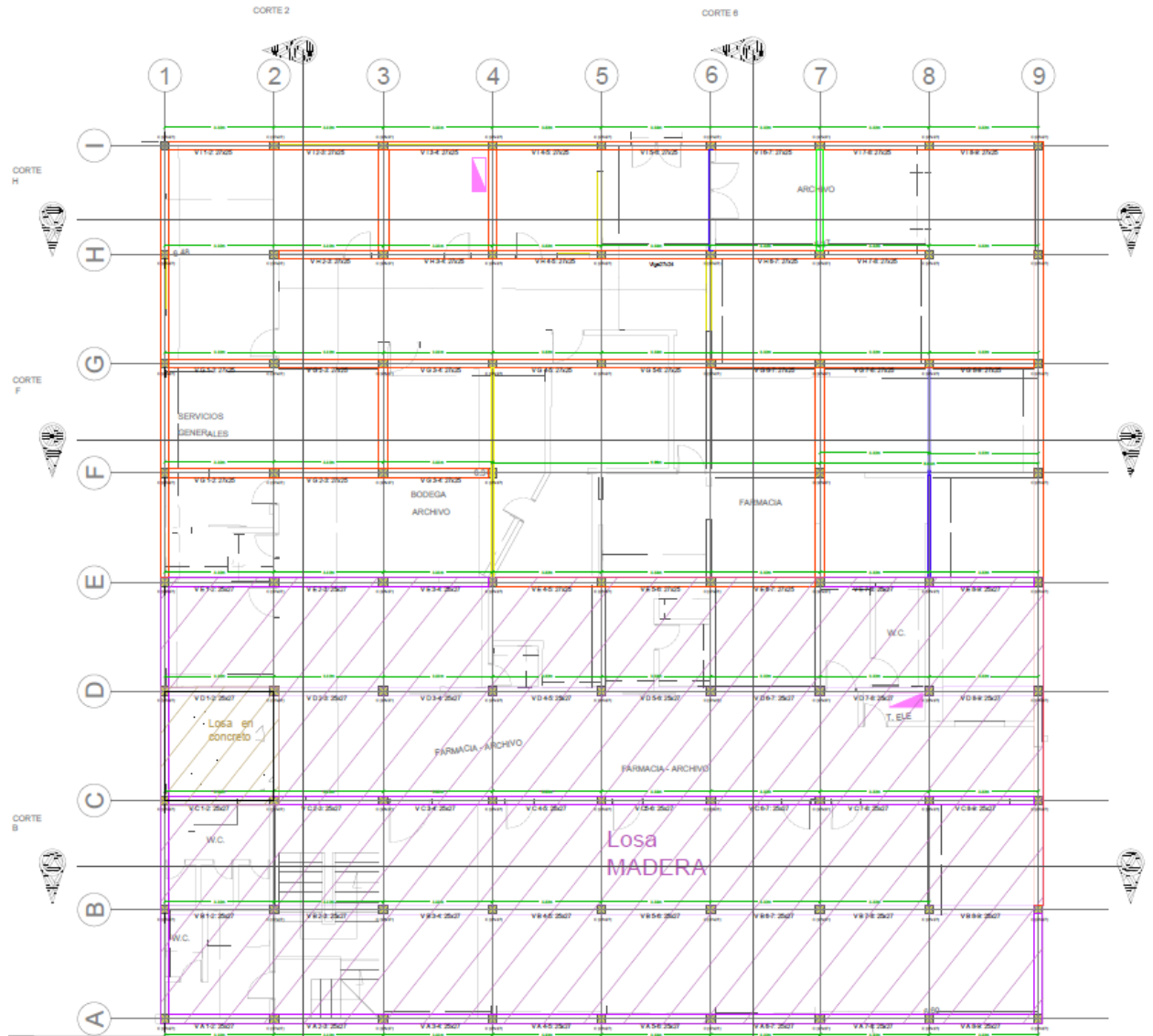


Figura 10

Sistema estructural del bloque de Administración.



3.1.4. Modelo estructural

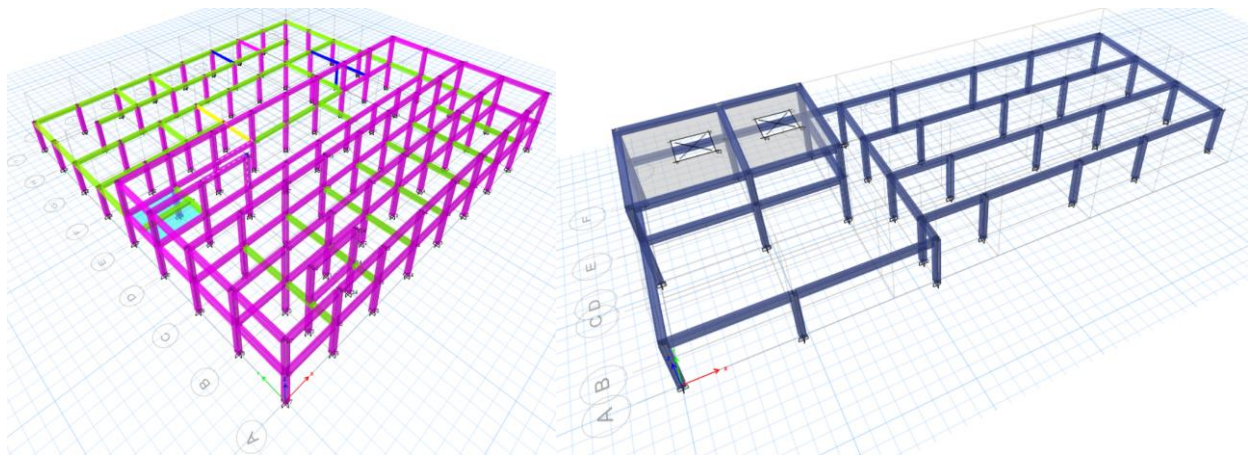
Se conforma un modelo matemático con todas las características de los elementos estructurales y propiedades de los materiales definidas mediante la patología, posteriormente se realiza un avalúo de carga para asignar al modelo; para la carga se sismo (Análisis modal espectral

y Análisis tiempo historia) se parte de la ubicación en una zona de amenaza sísmica alta según la norma. El actual código de diseño estructural (NSR-10), indica que el sistema estructural debe cumplir con una capacidad de disipación de energía especial (DES) por lo que la evaluación de la estructura existente se realiza con este supuesto.

Los modelos matemáticos se dividen en dos etapas. La primera consiste en un análisis modal espectral, que evalúa el comportamiento de la estructura en el rango elástico, utilizando el software ETABS. La segunda etapa corresponde al análisis no lineal, realizado con el programa MIDAS Gen, mediante la modelación por fibras de los elementos estructurales. Este análisis se enfoca en evaluar el estado de desempeño, el nivel de daño y la capacidad de disipación de energía, considerando la formación de rótulas plásticas. La Figura 11 muestra los modelos tridimensionales establecidos en ETABS para el desarrollo del análisis modal espectral en los bloques de administración y urgencias.

Figura 11

Modelos tridimensionales de los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente en ETABS.



3.2. Estado actual de la estructura

3.2.1. Evaluación preliminar de la estructura.

Mediante una inspección visual e información preliminar se verifica que el edificio corresponde a una estructura antigua con aproximadamente 60 años de construcción (construida fuera de la norma actual). Se verifica que la edificación consta de dos bloques (Bloque de administración y Bloque urgencias) en los cuales se evalúan detalladamente sus elementos estructurales como vigas, columnas y losas; estos elementos no presentan fisuras ni desprendimiento del recubrimiento; no se identifica humedad en muros ni losas.

El sistema estructural de ambos bloques está conformado por pórticos de concreto reforzado, constituidos por vigas y columnas armadas con acero de refuerzo de superficie lisa. Estos elementos fueron construidos de acuerdo con las prácticas tradicionales de la época, aunque no necesariamente cumplen con los requisitos actuales establecidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) en cuanto a detallado y ductilidad.

Los muros divisorios interiores están contruidos con ladrillo cerámico macizo, con un espesor de 15 cm, incluyendo el recubrimiento de mortero en ambas caras. Estos elementos no están considerados como parte del sistema resistente a cargas gravitacionales o sísmicas y no incorporan juntas de dilatación, en contravía de lo recomendado por la NSR-10, Título D, para evitar agrietamientos por movimientos diferenciales o térmicos.

Las vigas aéreas se encuentran dispuestas en ambas direcciones principales (X e Y), pero presentan una configuración discontinua, esta condición genera irregularidades estructurales que podrían comprometer el comportamiento global de la edificación ante eventos sísmicos, como se advierte en el Título C de la NSR-10, que establece criterios de regularidad estructural en planta y altura.

Durante la inspección visual de campo, se verifica que los elementos no estructurales como lo son los pisos y vigas de madera, elementos de cubierta y muros divisorios, no presentan daños visibles ni deformaciones relevantes.

Si bien no se evidencian daños estructurales aparentes, la antigüedad de la edificación y las características mecánicas inciertas de los materiales empleados justifican la aplicación de ensayos no destructivos (END). Estos ensayos permitirán caracterizar las propiedades del concreto y del acero de refuerzo, conforme a lo indicado en el Título I (Evaluación de estructuras existentes) de la NSR-10, con el fin de establecer con mayor precisión la seguridad estructural de la edificación y su posible necesidad de reforzamiento.

3.2.2. Patología de la estructura

Debido a la antigüedad de la estructura y la ausencia de registros técnicos confiables sobre su diseño y construcción, se hace necesario realizar un estudio patológico que permita evaluar su estado actual. Este diagnóstico técnico es fundamental para determinar la seguridad, funcionalidad y necesidad de intervención, de acuerdo con los lineamientos de la NSR-10 y normas internacionales complementarias.

3.2.2.1. Ensayos de esclerometría

Dado el envejecimiento natural de los materiales y la falta de información en cuanto a las características mecánicas del concreto utilizado en la edificación; para evitar daños en la estructura se opta por la aplicación de ensayos no destructivos. En particular, el uso del esclerómetro de rebote (ensayo de dureza superficial tipo Schmidt) permite estimar de manera rápida y no invasiva la resistencia a compresión del concreto en sitio. Esta metodología es especialmente útil en este tipo de estructuras antiguas, donde se busca evitar daños al elemento estructural, y sirve como herramienta preliminar para identificar zonas con posible degradación o pérdida de capacidad mecánica, conforme a lo establecido en la NSR-10, Título I para la evaluación de edificaciones existentes.

Se llevó a cabo el ensayo de esclerometría conforme a lo establecido en la norma ASTM C805, la cual especifica el método para estimar la resistencia a compresión del concreto mediante el uso de un esclerómetro de rebote. Los resultados obtenidos de esclerometría para el bloque de Administración se presentan y resumen en las Tablas 4 y 5; las Tablas 6 y 7 presentan los resultados de esclerometría para el bloque de Urgencias; en las tablas se detalla el tipo de elemento evaluado, el promedio de los índices de rebote y la correspondiente resistencia estimada del concreto.

Tabla 4*Resultados de esclerometría columnas. (Bloque administración).*

Ensayo de esclerometría a estructura hospital San José ciudad de Túquerres (N). Planta administración																	
Planta	Elemento	Tipo de martillo y serie	Orientación	Rebotes										Promedio	F'c [N/mm²]	F'c [kg/cm²]	F'c [Psi]
2	Columna A1	Esclerómetro de rebote	Horizontal	22	34	24	25	24	24	25	22	18	26	24.4	17.90	182.53	2596.18
2	Columna B6	esclerómetro de rebote	Horizontal	26	25	28	25	26	24	20	26	26	25	25.1	18.00	183.55	2610.68
2	Columna C9	esclerómetro de rebote	Horizontal	22	24	24	26	24	24	26	23	23	22	23.8	16.80	171.31	2436.64
1	Columna D1	esclerómetro de rebote	Horizontal	25	23	23	24	24	23	25	22	25	25	23.9	16.90	172.33	2451.14
1	Columna E1	esclerómetro de rebote	Horizontal	32	31	30	28	28	34	31	32	28	28	30.2	22.00	224.34	3190.84
1	Columna F5	esclerómetro de rebote	Horizontal	31	28	30	32	28	30	31	34	30	32	30.6	22.70	231.48	3292.36
1	Columna G2	esclerómetro de rebote	Horizontal	31	28	31	32	27	28	28	33	27	28	29.3	21.80	222.30	3161.83
1	Columna H8	esclerómetro de rebote	Horizontal	28	26	28	22	26	28	26	28	26	28	26.6	20.20	205.98	2929.77
1	Columna I3	esclerómetro de rebote	Horizontal	22	28	28	24	24	30	28	26	30	24	26.4	19.90	202.92	2886.26
Resistencia promedio													19.58	199.64	2839.52		

Tabla 5*Resultados de esclerometría vigas. (Planta administración)*

Ensayo de esclerometría a estructura hospital San José ciudad de Túquerres (N). Planta administración																		
Nivel	Elemento	Tramo	Tipo de martillo y serie	Orientación	Rebotes										Promedio	F'c [N/mm ²]	F'c [kg/cm ²]	F'c [Psi]
5,05	Viga B	6-7	Esclerómetro de rebote	Horizontal	22	28	21	29	32	32	22	25	27	20	25.8	19.30	196.81	2799.23
5,05	Viga C	2-3	Esclerómetro de rebote	Horizontal	30	29	30	30	30	32	22	26	22	22	27.3	21.10	215.16	3060.30
5,05	Viga D	4-5	Esclerómetro de rebote	Horizontal	25	31	23	31	29	28	27	22	28	23	26.7	19.80	201.90	2871.75
2,52	Viga E	2-3	Esclerómetro de rebote	Horizontal	28	26	27	28	24	28	29	23	30	26	26.9	20.10	204.96	2915.26
2,52	Viga F	3-4	Esclerómetro de rebote	Horizontal	20	32	22	32	30	29	19	23	20	19	24.6	17.90	182.53	2596.18
2,52	Viga 7	F-G	Esclerómetro de rebote	Horizontal	22	27	20	24	31	21	31	27	28	21	25.2	18.20	185.59	2639.69
2,52	Viga 4	H-I	Esclerómetro de rebote	Horizontal	20	19	19	21	32	20	20	25	26	30	23.2	15.90	162.14	2306.10
2,52	Viga H	6-7	Esclerómetro de rebote	Horizontal	32	27	23	23	33	32	21	21	20	28	26	18.90	192.73	2741.22
2,52	Viga I	2-3	Esclerómetro de rebote	Horizontal	32	30	23	23	25	29	33	19	21	19	25.4	18.50	188.65	2683.20
Resistencia promedio																18.856	192.274	2734.772

Tabla 6*Resultados de esclerometría columnas. (Bloque urgencias)*

Ensayo de esclerometría a estructura hospital San José ciudad de Túquerres (N). Planta urgencias																	
Planta	Elemento	Tipo de martillo y serie	Orientación	Rebotes									Promedio	F'c [N/mm²]	F'c [kg/cm²]	F'c [Psi]	
2	Columna D1	Esclerómetro de rebote	Horizontal	21	22	30	26	29	25	28	26	31	26	26.4	19.8	201.90	2871.75
2	Columna F2	Esclerómetro de rebote	Horizontal	30	24	27	20	28	29	21	32	26	26	26.3	19.6	199.87	2842.74
1	Columna A1	Esclerómetro de rebote	Horizontal	26	25	23	33	24	25	23	29	26	21	25.5	18.9	192.73	2741.22
1	Columna F2	Esclerómetro de rebote	Horizontal	33	21	30	21	20	23	25	25	32	22	25.2	18.1	184.57	2625.19
1	Columna E5	Esclerómetro de rebote	Horizontal	31	20	32	29	24	23	32	27	33	20	27.1	22.0	224.34	3190.84
1	Columna F8	Esclerómetro de rebote	Horizontal	28	26	32	27	31	30	22	33	31	21	28.1	21.8	222.30	3161.83
1	Columna B6	Esclerómetro de rebote	Horizontal	24	23	27	31	26	21	32	26	29	27	26.6	19.8	201.90	2871.75
1	Columna E8	Esclerómetro de rebote	Horizontal	26	32	24	25	31	29	27	27	20	25	26.6	19.8	201.90	2871.75
1	Columna D7	Esclerómetro de rebote	Horizontal	27	30	23	26	28	30	25	22	30	23	26.4	19.5	198.85	2828.24
Resistencia promedio											19.92	203.15	2889.48				

Tabla 7*Resultados de esclerometría vigas. (Bloque urgencias).*

Ensayo de esclerometría a estructura hospital San José ciudad de Túquerres (N). Planta administración.																		
Nivel	Elemento	Tramo	Tipo de martillo y serie	Orientación	Rebotes										Promedio	F'c [N/mm²]	F'c [kg/cm²]	F'c [Psi]
4,40	Viga F	1-2	Esclerómetro de rebote	Horizontal	31	27	22	21	26	27	24	20	31	23	25.2	17.90	182.53	2596.18
4,40	Viga 1	E-F	Esclerómetro de rebote	Horizontal	31	23	28	28	19	32	22	26	30	31	27	18.00	183.55	2610.68
4,40	Viga D	1-2	Esclerómetro de rebote	Horizontal	28	31	28	29	27	25	28	29	22	28	27.5	16.80	171.31	2436.64
4,40	Viga E	2-3	Esclerómetro de rebote	Horizontal	30	28	32	30	27	24	24	28	30	29	28.2	16.90	172.33	2451.14
2,60	Viga A	2-4	Esclerómetro de rebote	Horizontal	27	27	26	24	20	20	22	24	28	26	24.4	22.00	224.34	3190.84
2,60	Viga 5	C-E	Esclerómetro de rebote	Horizontal	25	26	19	31	30	20	21	28	22	27	24.9	22.70	231.48	3292.36
2,60	Viga 7	B-C	Esclerómetro de rebote	Horizontal	22	30	32	24	28	25	31	29	32	32	28.5	21.80	222.30	3161.83
2,60	Viga 8	C-E	Esclerómetro de rebote	Horizontal	29	25	27	21	24	29	25	27	27	32	26.6	20.20	205.98	2929.77
2,60	Viga F	6-7	Esclerómetro de rebote	Horizontal	19	23	19	24	22	19	20	27	30	29	23.2	19.90	202.92	2886.26
Resistencia promedio															19.58	199.64	2839.52	

A partir de los resultados obtenidos en el ensayo de esclerometría aplicado a diversos elementos estructurales, y conforme a lo detallado en las Tablas 4, 5, 6 y 7, se estima que la resistencia promedio a compresión del concreto es de 19.5 MPa en tanto a vigas y columnas. Esta estimación se basa en el promedio de los índices de rebote registrados, los cuales fueron interpretados de acuerdo con los parámetros establecidos por la norma ASTM C805. Dada la consistencia de los resultados obtenidos y la representatividad de los elementos muestreados, se ha considerado adecuado utilizar la resistencia promedio de 19.5 MPa como valor base para la definición de las propiedades mecánicas del concreto en los modelos matemáticos empleados en el análisis estructural, tanto en el régimen elástico como en el no lineal. Este valor será utilizado para asignar las propiedades del material en los modelos generados en los programas ETABS y MIDAS Gen, asegurando coherencia entre la caracterización del material y el comportamiento estructural simulado

3.2.2.2. Ensayos con Ferroskan

Al no disponer de planos estructurales actualizados o información detallada del armado interno del refuerzo metálico en los elementos estructurales, el uso del Ferroskan resulta fundamental dado que este equipo permite realizar una inspección no destructiva para localizar y mapear el refuerzo de acero dentro del concreto, identificar su diámetro aproximado, separación entre barras y recubrimiento. Esta información es esencial para verificar la conformidad del armado con las exigencias actuales de diseño estructural, establecidas en la NSR-10. Con el fin de evaluar las condiciones internas de los elementos de concreto armado sin afectar su integridad, se realiza un ensayo no destructivo mediante tecnología Ferroskan. Su uso está respaldado por criterios establecidos en normas internacionales como la ASTM E3039, así como por los lineamientos generales de ensayos no destructivos según la ISO 19232 y los principios de competencia técnica establecidos en la ISO/IEC 17025.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos mediante el uso del equipo Ferroskan, la Tabla 8, muestra la cantidad de refuerzo en columnas y la Tabla 9 en vigas, las dos para el bloque de Administración. Las tablas 10 y 11 muestran la cantidad de refuerzo en columnas y vigas del bloque de Urgencias, respectivamente.

Tabla 8*Resultado de ferrosca a columnas. (Bloque de Administración).*

Refuerzo de acero a columnas bloque de administración								
Elemento	Piso	Dirección del refuerzo X		Dirección del refuerzo Y		Refuerzo longitudinal total	Estribos	
		Cantidad de barras	Recubrimiento [mm]	Cantidad	Recubrimiento [mm]		Diámetro [mm]	Separación [mm]
Columna A3	2	4#4	29.5	4#4	30.1	4#4	9.5	172
Columna B7	2	4#4	28.5	4#4	28.6	4#4	9.5	165
Columna D9	2	4#4	29.4	4#4	27.9	4#4	9.5	168
Columna A5	1	4#4	32.4	4#4	32.4	4#4	9.5	175
Columna G4	1	4#4	29.6	4#4	31.5	4#4	9.5	182
Columna H5	1	4#4	31.4	4#4	30.1	4#4	9.5	178
Columna I2	1	4#4	30.1	4#4	29.6	4#4	9.5	163
Columna I9	1	4#4	29.2	4#4	31.2	4#4	9.5	172

Tabla 9*Resultado de ferrosca a vigas. (Bloque de Administración).*

Refuerzo de acero a vigas bloque de administración									
Nivel	Elemento	Tramo	Refuerzo acero superior		Refuerzo acero inferior		Refuerzo longitudinal total	Estribos	
			Cantidad de barras	Rec [mm]	Cantidad	Rec [mm]		Diámetro [mm]	Separación [mm]
N+2,52	Viga A	1-9	2#4	27.8	2#4	30.1	4#4	9.5	175
N+2,52	Viga B	1-9	2#4	29.6	2#4	28.6	4#4	9.5	182
N+2,52	Viga C	1-9	2#4	28.6	2#4	27.9	4#4	9.5	176
N+2,52	Viga D	1-9	2#4	29.3	2#4	29.5	4#4	9.5	179
N+2,52	Viga E	1-9	3#4	28.9	3#4	28.6	6#4	9.5	181
N+2,52	Viga F	1-9	3#4	28.9	3#4	29.7	6#4	9.5	177
N+2,52	Viga G	1-9	3#4	29.4	3#4	29.8	6#4	9.5	178
N+2,52	Viga H	1-9	3#4	27.8	3#4	28.6	6#4	9.5	182
N+2,52	Viga I	1-9	3#4	32.1	3#4	32.4	6#4	9.5	178
N+2,52	Viga1	E-I	2#4	29.5	2#4	30.5	4#4	9.5	182
N+2,52	Viga 3	F-G	2#4	28.6	2#4	29.6	4#4	9.5	178
N+2,52	Viga 3	H-I	2#4	29.5	2#4	31.2	4#4	9.5	181
N+2,52	Viga 4	H-I	2#4	28.3	2#4	30.9	4#4	9.5	182
N+2,52	Viga 7	E-G	2#4	28.6	2#4	31.5	4#4	9.5	176
N+2,52	Viga 9	E-I	2#4	29.8	2#4	29.8	4#4	9.5	181
N+5,05	Viga A	1-9	3#4	31.2	3#4	31.5	6#4	9.5	181
N+5,05	Viga B	1-9	3#4	30.6	3#4	30.1	6#4	9.5	178
N+5,05	Viga C	1-9	3#4	32.5	3#4	29.6	6#4	9.5	172
N+5,05	Viga D	1-9	3#4	28.6	3#4	31.2	6#4	9.5	181
N+5,05	Viga 1	A-E	3#4	31.2	3#4	29.8	6#4	9.5	183
N+5,05	Viga 9	A-E	3#4	30.8	3#4	31.5	6#4	9.5	179

Tabla 10*Resultado de ferrosca a columnas. (Bloque de Urgencias)*

Refuerzo de acero a columnas bloque de urgencias								
Elemento	Piso	Dirección del refuerzo X		Dirección del refuerzo Y		Refuerzo longitudinal total	Estribos	
		Cantidad de barras	Rec [mm]	Cantidad	Re [mm]		Diámetro [mm]	Separación [mm]
Columna A1	2	6#4	29.5	6#4	30.1	8#4	9.5	172
Columna B4	2	6#4	28.5	6#4	28.6	8#4	9.5	165
Columna D2	2	6#4	29.4	6#4	27.9	8#4	9.5	168
Columna E5	1	6#4	32.4	6#4	32.4	8#4	9.5	175
Columna E8	1	6#4	29.6	6#4	31.5	8#4	9.5	182
Columna F3	1	6#4	31.4	6#4	30.1	8#4	9.5	178
Columna F6	1	6#4	30.1	6#4	29.6	8#4	9.5	163

Tabla 11*Resultado de ferrosca a vigas. (Bloque de Urgencias).*

Refuerzo de acero a vigas bloque de urgencia									
Nivel	Elemento	Tramo	Refuerzo acero superior		Refuerzo acero inferior		Refuerzo longitudinal total	Estribos	
			Cantidad de barras	Rec [mm]	Cantidad	Rec (mm)		Diámetro [mm]	Separación [mm]
N+4,40	Viga A	1-2	2#4	27.8	2#4	30.1	4#4	9.5	175
N+4,40	Viga D	1-2	2#4	29.6	2#4	28.6	4#4	9.5	182
N+4,40	Viga F	2-3	2#4	28.6	2#4	27.9	4#4	9.5	176
N+2,60	Viga E	5-6	2#4	32.1	2#4	32.4	4#4	9.5	173
N+2,60	Viga 7	C-E	2#4	31.2	2#4	31.5	4#4	9.5	181
N+2,60	Viga 8	C-E	2#4	30.6	2#4	30.1	4#4	9.5	178
N+2,60	Viga F	6-7	2#4	32.5	2#4	29.6	4#4	9.5	172

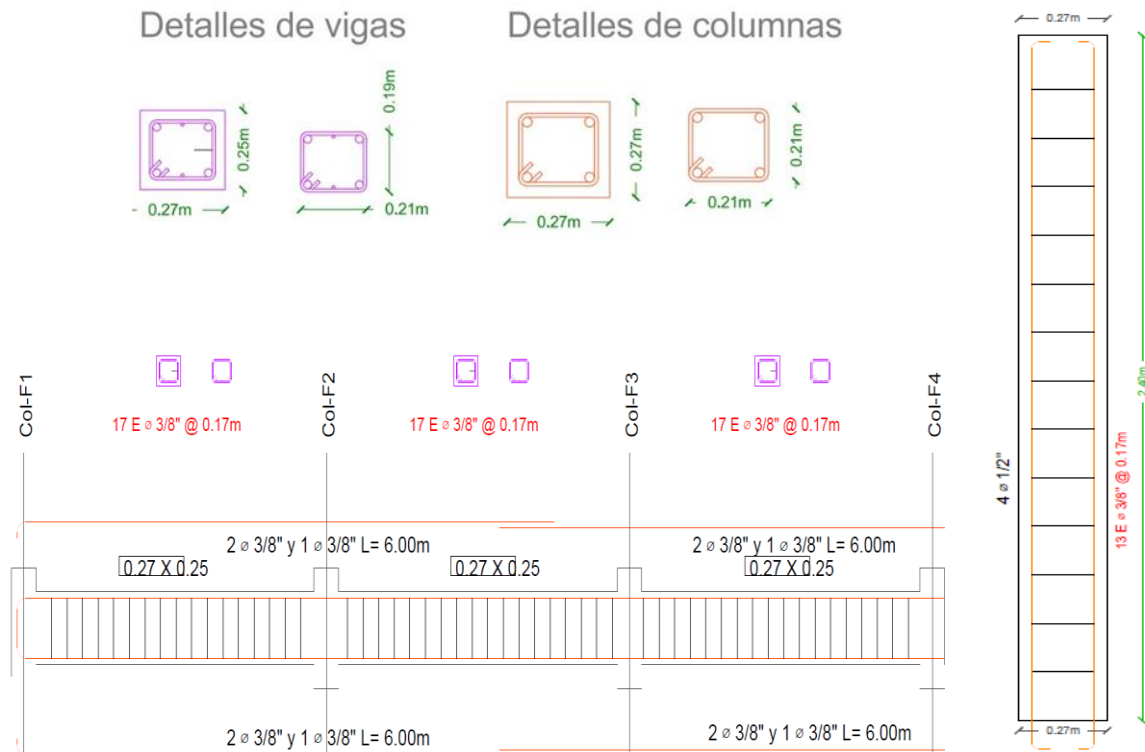
El procedimiento de inspección no destructiva mediante el equipo Ferrosca permitió identificar con precisión la disposición, cuantía y distribución del acero de refuerzo longitudinal y transversal en los elementos estructurales de ambos bloques del edificio. Esta información fue esencial para la caracterización estructural, al proporcionar datos reales sobre el sistema de refuerzo, fundamentales para la definición de las propiedades de rigidez y resistencia en los modelos matemáticos.

Dichos datos fueron incorporados en los modelos lineales y no lineales, asegurando una representación más precisa del comportamiento estructural, especialmente en lo referente a la capacidad de disipación de energía y formación de mecanismos plásticos bajo cargas sísmicas.

La Figura 12 presenta el despiece representativo de una viga y una columna seleccionadas de forma aleatoria. Es importante destacar que todos los elementos estructurales del sistema analizado presentan una disposición uniforme del refuerzo transversal, específicamente en cuanto a la cantidad y espaciamiento de los estribos, lo que sugiere una configuración estructural homogénea en términos de confinamiento.

Figura 12

Detalle de vigas y columnas para ambos bloques.



3.2.3. Verificación de los requerimientos mínimos

La Norma Sismorresistente Colombiana NSR-10 en el capítulo A.3 establece las diferentes categorías de diseño (DMI capacidad mínima de disipación de energía, DMO capacidad moderada de disipación de energía, DES capacidad especial de disipación de energía) dependiendo de la exposición de la estructura a eventos sísmicos. En este caso la estructura que se analiza está ubicada en una zona de amenaza sísmica ALTA, por lo que su sistema estructural se categorizada como “DES”, la norma exige requerimientos y atención especiales a este tipo de sistemas.

Al analizar el sistema estructural del hospital, se presta atención especial a las columnas y vigas estructurales, las cuales presentan secciones transversales uniformes evidenciando coherencia dimensional en el sistema estructural.

Durante la inspección no se identificaron fisuras, agrietamientos ni señales visibles de deterioro en los elementos estructurales. Se constató que la armadura utilizada en la construcción está compuesta por varilla lisa, tanto en las armaduras longitudinales como transversales, lo cual es consistente con la edad de la edificación.

En cuanto a los elementos no estructurales, se verificó que la mampostería está conformada por ladrillos de arcilla, su cubierta por cerchas de madera y techo en asbesto, y el cielo raso en madera conglomerada.

En consideración del tipo de sistema estructural, se procede a verificar que la estructura existente cumpla con los requerimientos mínimos establecidos por la NSR-10 para sistemas con Disipación Especial de Energía (DES). Esta verificación se realiza mediante la comparación entre las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales existentes y los criterios mínimos exigidos por la norma para sistemas DES. Los resultados de esta comparación y verificación de los requerimientos mínimos por la norma se presentan en las Tablas 12 y 13 para los bloques de Administración y Urgencias.

Tabla 12

Verificación requisitos mínimos de la estructura. (Bloque administración)

Verificación de requerimientos mínimos del sistema estructural del Hospital San José (Bloque de Administración) para un sistema de disipación de energía DES					
Elemento	Requerimiento mínimo	Requisito mínimo	Estado actual	Unidades	Cumplimiento
Columnas	Dimensiones	0.30 x 0.30	0.27 x 0.27	m	No cumple
Columnas	Refuerzo longitudinal mínimo	4.00	4.00	Barras #4	Si cumple
Columnas	Separación máxima de estribos	0.10	0.20	m	No cumple
Columnas	Concreto	3000.00	2839.00	psi	No cumple
Columnas	Acero de refuerzo	Corrugado	Liso		No cumple
Columnas	Recubrimiento mínimo	0.03	0.04	m	Si cumple
Vigas	Peralte mínimo	0.30	0.25	m	No cumple
Vigas	Refuerzo longitudinal mínimo superior	2	2	Barras #4	Si cumple
Vigas	Refuerzo longitudinal mínimo inferior	2	2	Barras #4	Si cumple
Vigas	Separación máxima de estribos	0.15	0.2	m	No cumple
Vigas	Concreto	3000.00	2839.00	psi	No cumple
Vigas	Acero de refuerzo	Corrugado	Liso		No cumple

Tabla 13

Verificación requisitos mínimos de la estructura. (Bloque urgencias).

Verificación de requerimientos mínimos del sistema estructural del Hospital San José (Bloque de Urgencias) para un sistema de disipación de energía DES					
Elemento	Requerimiento mínimo	Requisito mínimo	Estado actual	unidades	cumplimiento
columnas	Dimensiones	0.30 x 0.30	0.27 x 0.27	m	No cumple
columnas	Refuerzo longitudinal mínimo	4.00	4.00	Barras #4	Si cumple
columnas	Separación máxima de estribos	0.10	0.20	m	No cumple
columnas	Concreto	3000.00	2839.00	psi	No cumple
columnas	Acero de refuerzo	Corrugado	Liso		No cumple

columnas	Recubrimiento	0.03	0.03	m	Si cumple
Vigas	Peralte	0.30	0.27	m	No cumple
Vigas	Refuerzo longitudinal mínimo superior	3	3	Barras #4	Si cumple
Vigas	Refuerzo longitudinal mínimo inferior	3	3	Barras #4	Si cumple
Vigas	Separación máxima de estribos	0.15	0.17	m	No cumple
Vigas	Concreto	3000.00	2839.00	psi	No cumple
Vigas	Acero de refuerzo	Corrugado	Liso		No cumple

Con base en los resultados del análisis comparativo entre las propiedades de los elementos estructurales existentes y los criterios mínimos exigidos por la Norma Sismorresistente Colombiana (NSR-10) para sistemas con Disipación Especial de Energía (DES), se concluye que la estructura no cumple con los requerimientos normativos en aspectos clave tales como la cuantía mínima de refuerzo, relaciones de esbeltez, confinamiento adecuado, y resistencia específica de materiales. Esta insuficiencia compromete la capacidad de la estructura para desarrollar mecanismos de disipación de energía confiables bajo demandas sísmicas severas, tal como lo exige un sistema clasificado como DES.

Debido al amplio espaciamiento de los estribos y al uso de varilla lisa como refuerzo transversal y longitudinal, no se considera que los elementos estructurales cuenten con confinamiento efectivo, de acuerdo con los criterios establecidos por la normativa sismorresistente vigente. Esta condición limita la capacidad de disipación de energía y la ductilidad de los elementos bajo cargas sísmicas.

Los despieces detallados de los elementos estructurales se encuentran recopilados en el documento “Anexo 1: Planos y Despieces”, en el cual se especifican las secciones transversales y los tipos de elementos estructurales que conforman la edificación. Este anexo proporciona información gráfica y dimensional esencial para la comprensión de la configuración estructural del hospital.

3.3. Avalúo de cargas gravitacionales.

En este capítulo se desarrolla el proceso de evaluación para la aplicación de cargas sobre los modelos matemáticos empleados para el análisis estructural, utilizando el software ETABS para el análisis lineal modal espectral y MIDAS Gen para el análisis no lineal tipo Tiempo-Historia. Las cargas obtenidas se asignan directamente como cargas distribuidas a las vigas que conforman el sistema principal estructural de pórticos resistentes a momento de ambos bloques estructurales considerando su área aferente, debido a la ausencia de diafragmas rígidos o losas que permitan una distribución efectiva de cargas entre elementos.

El procedimiento se inicia en el apartado 3.3.1, donde se definen las equivalencias de carga asociadas a los materiales y componentes constructivos presentes en el sistema estructural, conforme a lo establecido en el Capítulo B del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Posteriormente, en el apartado 3.3.2, se realiza la estimación de las cargas gravitacionales actuantes sobre cada viga, las cuales provienen del peso propio de elementos no estructurales como la cubierta, el sistema de entrepiso de madera, los muros divisorios de mampostería, cielorrasos, entre otros, además de las cargas vivas establecidas en función del uso y la ocupación de la edificación; los valores obtenidos se asignan como cargas distribuidas uniformes a lo largo de la longitud de cada viga.

Finalmente, el apartado 3.3.3 presenta la determinación del peso propio de la estructura, calculado automáticamente a partir de los modelos matemáticos desarrollados en los softwares mencionados, el cual se incorpora en el análisis como una carga distribuida sobre los elementos estructurales.

3.3.1. Obtención de cargas de la NSR-10

En este apartado se presenta el valor de las cargas gravitacionales consideradas para el análisis estructural de la edificación, conforme a lo estipulado en el Título B de la NSR-10. Se incluye el valor de la carga viva, determinado en función del uso y ocupación del edificio; la carga por granizo, aplicable de acuerdo con la localización geográfica de la estructura y los valores de carga muerta sobreimpuesta, obtenidos a partir de los materiales y demás elementos constructivos no estructurales presentes en la infraestructura. Estas cargas constituyen la base para la asignación de

cargas distribuidas sobre las vigas del sistema de pórticos resistentes a momento, los cuales conforman el sistema estructural principal de la edificación. La correcta cuantificación y aplicación de estos valores es fundamental para asegurar el cumplimiento de los requisitos normativos y garantizar un desempeño estructural adecuado bajo cargas gravitacionales.

3.3.1.1. Cargas vivas

Las cargas vivas actuantes sobre ambos bloques del hospital se determinan conforme al tipo de uso de la edificación, según lo establecido en el Título B de la NSR-10. Los valores correspondientes a cargas vivas uniformemente distribuidas, así como las cargas mínimas para cubiertas, se presentan en la Tabla 14. Dicha tabla especifica la magnitud de la carga en función del área tributaria, de acuerdo con la categoría de ocupación asignada a cada zona funcional de la estructura.

Tabla 14

Cargas vivas NSR-10.

Cargas vivas [kN/m²]	
Oficinas	2
Cubiertas con más de 15° de inclinación	0.35
Corredores y escaleras institucionales	5
Cubiertas y azoteas planas únicamente para mantenimiento	1.8

3.3.1.2. Carga de granizo

Se considera la carga de granizo dado que la estructura se encuentra a una altura aproximada de 3018 metros sobre el nivel del mar; según el numeral B.4.8.3.2 de la NSR-10 el valor correspondiente a la carga de granizo es de 0.5kN/m².

3.3.1.3. Cargas muertas sobre impuestas

Se considera el valor de las cargas muertas sobre impuestas para los distintos materiales en la estructura según los numerales B.3.4.1 y B.3.4.2 de la NSR-10, para elementos no estructurales

horizontales y verticales; la Tabla 15 clasifica el valor de la carga muerta sobreimpuesta para cada tipo de material en función del área aferente.

Tabla 15

Cargas muertas sobreimpuestas NSR-10.

Cargas muertas sobreimpuestas Horizontales [kN/m²]	
Cielo raso Madera	0.15
Cielo raso yeso	0.1
Teja asbesto	0.2
Piso de madera densa (25 mm)	0.2
Baldosa cerámica (20mm) 25mm de mortero	0.8
Muros de mampostería pañetado en ambas caras (150mm)	2.5
Teja de marcolita (4mm)	0.1

3.3.2. Cargas de viento

En el Capítulo B de la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR-10) se establece las directrices para calcular las cargas originadas por el viento sobre las estructuras, analizando factores como la localización geográfica, la clasificación de exposición, la altura del edificio, el relieve del terreno y la importancia estructural.

Por ser un hospital esta categorizado como Grupo de Uso IV, el hospital San José recibe una atención especial. Factores como las aperturas hacia el exterior (puertas, ventanas, etc.), su geometría y la orientación, la catalogan como un lugar cerrado y las cargas de viento están aplicadas en dirección perpendicular y paralela a la fachada, como se estipula en la norma.

Por sus especificaciones, el avalúo de la carga de viento en los dos bloques del hospital se realiza aplicando el método simplificado NSR-10 capítulo B.6.4

Especificaciones de la estructura:

- Altura menor a 10 metros.
- Geometría regular de la estructura.
- Ubicación de la estructura urbana

3.3.2.1. Método simplificado

Se analiza las características de esta estructura para determinar los parámetros de análisis requerido por el método y obtener la presión simplificada para asignarla a la estructura, estos se indican en la Tabla 16:

Tabla 16

Características de la estructura

Método simplificado	
Categoría	IV
Coefficiente de importancia (I)	1.15
Velocidad del viento	100 km/h
Categoría de exposición	B
Angulo de inclinación de la cubierta	20°
λ	1

- ***Cálculo de presión simplificada***

Con los parámetros de análisis establecidos, se realiza un chequeo de exposición al viento de la estructura y posteriormente se procede a calcular las presiones verticales que el viento induce sobre la estructura; los resultados del cálculo de presiones se indican en la Tabla 17:

- Es una estructura serrada.
- La estructura tiene forma regular
- La estructura no es calificada como flexible

Tabla 17

Cálculo de presiones simplificadas

	PRESIONES HORIZONTALES [kN/m²]				PRESIONES VERTICALES [kN/m²]			
	A	B	C	D	E	F	G	H
ps10	0.41	-0.11	0.27	-0.06	-0.35	-0.25	-0.25	-0.19
ps	0.47	-0.13	0.31	-0.07	-0.40	-0.29	-0.29	-0.22

Habiendo calculado las presiones verticales (p_{s10} y p_s), se procede a multiplicar cada presión por el área tributaria teniendo en cuenta la Figura B.6.4-2 de la NSR-10. El resultado da valores signo positivo que indica fuerzas de compresión y los de signo negativo fuerzas de succión; los valores de presión o carga horizontal de viento se indican en la Tabla 18.

Tabla 18

Resultados de las fuerzas de viento horizontales y verticales

Presiones de viento de diseño [kN/m²]	
Horizontales	0.59
Verticales	-1.20

Una vez calculada la presión del viento actuante sobre el área tributaria del edificio, se procede a determinar la carga de viento distribuida correspondiente, la cual es asignada a las vigas de cubierta o de entrepiso, según la ubicación y configuración estructural. La distribución de estas cargas sobre los elementos estructurales pertinentes en ambos bloques del hospital se presenta en las Tablas 19 para el bloque de Administración y 20 en el bloque de Urgencias. Para la asignación de la carga de viento en los elementos estructurales de ambos bloques, se considera únicamente la acción del viento en la dirección horizontal dado que las cubiertas de ambos bloques se componen de un apoyo simple el cual no aporta rigidez ni resistencia al sistema estructural principal.

Tabla 19

Carga de viento horizontal bloque de administración

Viga	Área administración		Carga de viento horizontales
	Nivel	Longitud	
	[m]	[m]	[kN/m]
1 (E-I)	+2,525	13.28	1.48
1 (A-E)	+2,526	13.27	1.48
1 (A-E)	+5,050	13.27	1.48
A (1-9)	+2,526	26.58	1.48

A (1-9)	+5,050	26.58	1.48
---------	--------	-------	------

Tabla 20

Carga de viento horizontal bloque de Urgencias

Viga	Bloque de Administración		Carga de viento horizontales [kN/m]
	Nivel [m]	Longitud [m]	
1 (A – D)	+2,600	5.55	1.52
1 (D – F)	+2,600	5.85	1.52
1 (D – F)	+4,400	5.85	1.52
1 (A – F)	+2,600	11.38	1.52
A (1 – 3)	+2,600	8.60	1.52
A (1 – 3)	+4,400	8.60	1.52
A (3 – 8)	+2,600	19.65	1.52

Se presentan los resultados de las presiones de viento que deben ser consideradas en el diseño estructural, conforme a lo establecido en el Título F de la NSR-10, relativo a cargas ambientales. Específicamente, para el área destinada a administración y urgencias, no se aplicaron cargas de viento en dirección vertical (succión o presión sobre la cubierta), debido a que las estructuras del techo, construidas en madera y barras de acero #4, respectivamente, no se encuentran ancladas al sistema estructural resistente. Dichas cubiertas están simplemente apoyadas, lo cual impide la transmisión efectiva de esfuerzos de succión hacia los elementos estructurales subyacentes. Por esta razón, y de acuerdo con el criterio técnico y lo dispuesto en la normativa vigente, se excluyen las cargas verticales de viento sobre esta zona.

3.3.3. Determinación de las cargas para el modelo

Para la estructura en mención, las cargas se asignan en forma de cargas distribuidas [kN/m] sobre las vigas de los pórticos resistentes a momentos, esto debido a la ausencia de una losa que las soporte directamente. Al no contar con una losa, las cargas que generan las personas, mobiliario y demás, se transmiten directamente a las vigas, las cuales deben soportar y distribuir estos pesos a lo largo de su longitud. Esta configuración ha permitido una distribución uniforme de las cargas, garantizando la estabilidad y seguridad de la estructura en el hospital. Mencionado esto, se procede

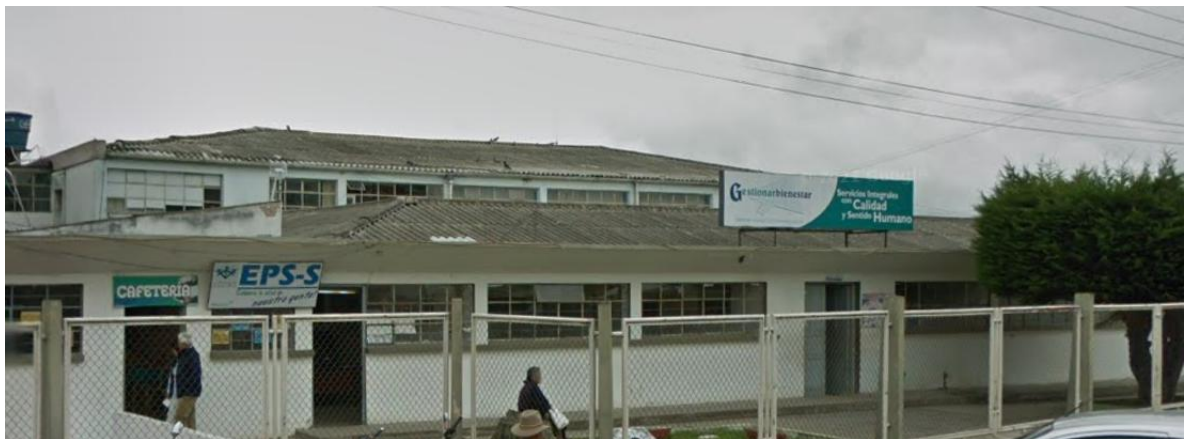
a evaluar para posteriormente asignar las cargas en cada uno de los elementos estructurales en los modelos matemáticos en ambos bloques del hospital.

3.3.3.1. Bloque de Administración

El bloque de Administración se compone de dos secciones, la primera se conforma de una única planta con una cubierta compuesta de listones de madera que forman armaduras las cuales soportan tejas de asbesto, como también un cielo raso conformado de un material liviano conocido en la zona como “Triplex” que corresponde a un conglomerado de madera de 4mm de espesor. La segunda sección se constituye de dos plantas, donde en lugar de una losa de concreto tradicional, se utiliza un sistema de vigas y viguetas que soportan el entrepiso. Estas vigas y viguetas están dispuestas de manera que crean una base sólida y estable, pero en lugar de ser de concreto, el piso del entrepiso está hecho de madera. La madera se coloca sobre las vigas y viguetas, formando una superficie resistente y funcional para el uso diario, también se dispone de una pequeña losa que corresponde a una unidad sanitaria. La cubierta de esta sección se constituye de manera similar que en la sección anterior. La Figura 13 presenta una imagen del bloque en mención.

Figura 13

Bloque de Administración.



- ***Cargas de cubierta***

La cubierta está compuesta de vigas y listones de madera que conforman distintos tipos de cerchas, este material es conocido en la zona como “Amarillo” el cual posee las características descritas en la Tabla 21.

Tabla 21

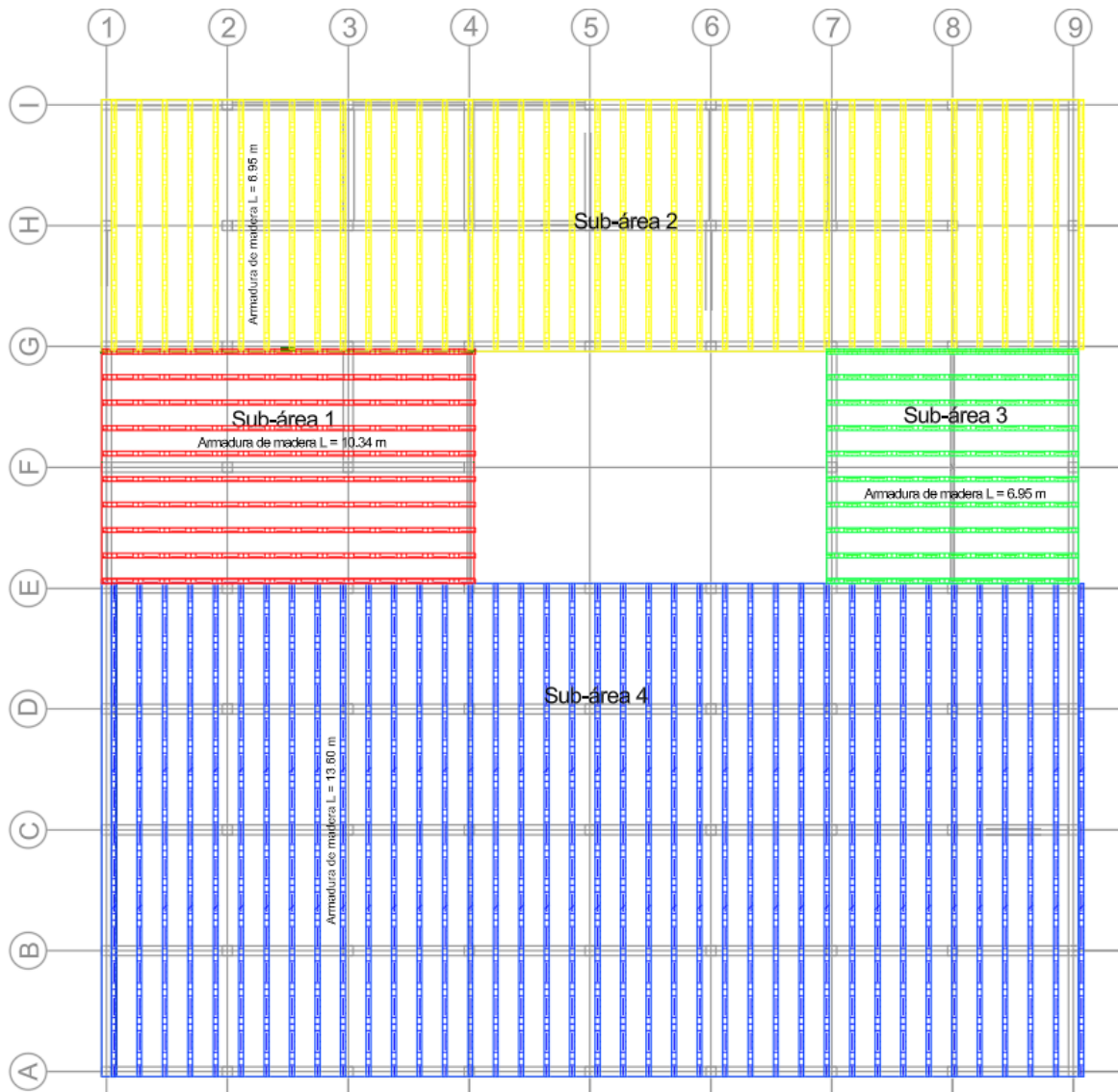
Caracterización de la madera "Amarillo".

Caracterización de las cerchas de madera	
Diámetro de los troncos (vigas) [m]	0.13
Densidad Amarillo [kg/m ³]	400
Separación entre armaduras [m]	0.7
Gravedad [m/s ²]	9.81

Para el cálculo de la carga muerta sobreimpuesta de cubierta, la cubierta se divide en sub-áreas las cuales se componen de cerchas en madera de distintas dimensiones. La Figura 14 indica la división de la cubierta en “Sub-áreas”, también muestra la distribución de las armaduras o cerchas de madera, las cuales se componen del color rojo para la “Sub-área 1”, amarillo para la “Sub-área 2”, verde para la “Sub-área 3” y azul para la “Sub-área 4”.

Figura 14

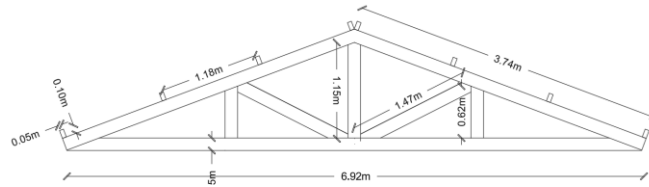
División de la cubierta de Administración en su-áreas.



Las armaduras o cerchas de madera armada poseen distintas dimensiones para cada “Sub-área”; la Figura 15 indica las dimensiones de las armaduras que componen el sistema de cubierta de la “Sub-área 1”; la Figura 16 indica las dimensiones de las armaduras que componen el sistema de cubierta de las “Sub-áreas 1 y 2”; y finalmente la Figura 17 muestra las dimensiones de las armaduras que componen el sistema de cubierta de la “Sub-área 4”.

Figura 15

Armadura de cubierta sub-área 1.



La Figura 14 indica la configuración de la armadura que corresponde a la sub-área 1; en la misma figura también se ilustran un tipo de viguetas longitudinales que sirven de soporte y distribuyen el peso de las tejas de asbesto y demás cargas verticales de cubierta como granizo y carga viva, estas viguetas tienen una sección transversal de 5cmX10cm y van a lo largo de toda la sub-área; el peso total de este tipo de armadura se muestra en la Tabla 22.

Tabla 22

Peso de la armadura de madera sub-área 1.

Sub-área 1: Cerchas de madera de cubierta (Ancho 10,34m)				
Longitudes	Longitud [m]	Área [m²]	Volumen [m³]	Peso [kN]
Pendolón	1.15	0.05	0.06	0.24
Cuerdas superiores	10.62	0.05	0.56	2.21
Cuerda inferior	10.34	0.05	0.55	2.15
Diagonales	3.10	0.05	0.16	0.65
Puntales	1.56	0.05	0.08	0.33
Total	26.77	0.27	1.42	5.58

De manera similar se determina el peso de las demás secciones que conforman la cubierta del bloque de administración, las Tablas 23 y 24 indican el peso de los otros dos tipos de armadura.

Figura 16

Armadura de cubierta sub-áreas 2 y 3.

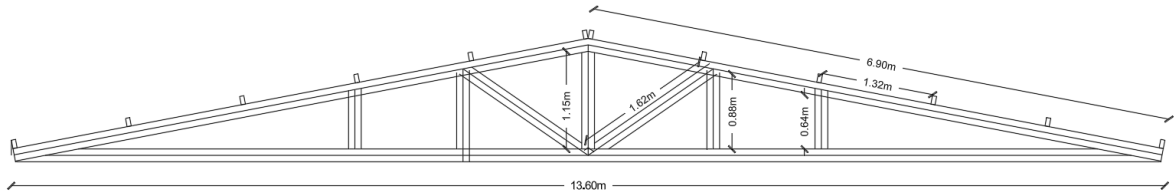


Tabla 23

Peso de la armadura de madera sub-áreas 2 y 3.

Sub-áreas 2-3: Cerchas de madera de cubierta (Ancho 9,95m)				
Longitudes	Longitud [m]	Área [m ²]	Volumen [m ³]	Peso [kN]
Pendolón	1.15	0.05	0.06	0.24
Cuerdas superiores	7.48	0.05	0.40	1.56
Cuerda inferior	6.95	0.05	0.37	1.45
Diagonales	2.94	0.05	0.16	0.61
Puntales	1.24	0.05	0.07	0.26
Total	19.76	0.27	1.05	4.12

Figura 17

Armadura de cubierta sub-área 4.

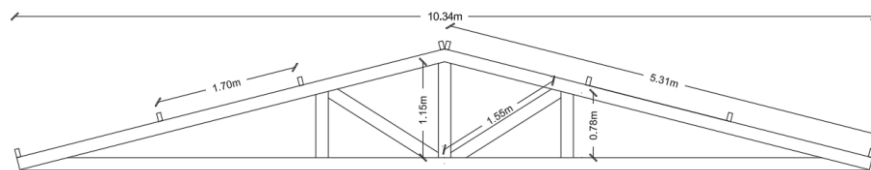


Tabla 24

Peso de la armadura de madera sub-área 4.

Sub-área 4: Cerchas de madera de cubierta (Ancho 13,60m)				
Longitudes	Longitud [m]	Área [m ²]	Volumen [m ³]	Peso [kN]
Pendolón	1.15	0.05	0.06	0.24

Cuerdas superiores	13.80	0.05	0.73	2.88
Cuerda inferior	13.60	0.05	0.72	2.83
Diagonales	3.24	0.05	0.17	0.68
Puntales	3.04	0.05	0.16	0.63
Total	34.83	0.27	1.85	7.26

Habiendo calculado el peso de cada tipo de cercha se procede a evaluar el peso total de todos los componentes en cada una de las sub áreas considerando las cargas muertas, vivas, granizo y viento; esto se realiza para las 4 “Sub-áreas” considerando el total de armaduras, la cantidad de viguetas, el área de teja de asbesto y las cargas vivas y de granizo que actúan sobre esta, por cada “Sub-área”. Por facilidad, los resultados que se obtienen como cargas puntuales o pesos [kN]; las cargas calculadas se muestran en la Tabla 25.

Tabla 25

Pesos totales de cubierta del bloque de Administración dividido en sub-áreas.

Sub-Área N.	Cant. [m ²]	Cerchas	Pesos [kN]					Carga viva
			Cerchas	Viguetas	Asbesto	Cielo Raso	Granizo	
1	65,80	10,00	55,77	9,73	13,16	9,87	32,90	23,03
2	202,40	39,00	160,55	42,43	40,48	30,36	101,20	70,84
3	46,40	10,00	41,17	9,73	9,28	6,96	23,20	16,24
4	365,84	39,00	283,00	63,33	73,17	54,88	182,92	128,04

La Tabla 26 indica el resumen del peso total obtenido de la tabla anterior.

Tabla 26

Resumen de pesos en la cubierta de Administración.

N.	Área [m ²]	Pesos [kN]		
		Carga viva	Muerta SI	Granizo
1	65,80	23,03	88,53	32,90
2	202,40	70,84	273,82	101,20
3	46,40	16,24	67,14	23,20
4	365,84	128,04	474,38	182,92

La distribución de las cargas ubicadas en la Tabla 26 como cargas distribuidas sobre las vigas que soportan el peso de la cubierta se calcula de acuerdo a cada sub área, considerando el ancho aferente correspondiente a cada una de las vigas según la distancia entre luces. Los resultados se indican de forma resumida en la Tabla 27; estas cargas son aplicadas directamente en los modelos.

Tabla 27

Cargas distribuidas en las vigas de cubierta.

Bloque de administración				Cargas					
Viga	Tramo	Nivel	Longitud	Viva		Muerta SI		Granizo	
		[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[kN]	[kN/m]	[kN]	[kN/m]
1	E -F	+2,525	3,32	5,76	1,73	22,13	6,67	8,23	2,48
1	F-G	+2,525	3,32	3,84	1,16	14,76	4,44	5,48	1,65
3	F-G	+2,525	3,32	5,76	1,73	22,13	6,67	8,23	2,48
4	E -F	+2,525	3,32	5,76	1,73	35,70	10,75	25,90	7,80
4	F -G	+2,525	3,32	1,92	0,58	20,95	6,31	20,41	6,15
G	1 - 2	+2,525	3,32	0,69	0,21	8,56	2,58	3,16	0,95
G	2 - 8	+2,526	19,94	13,28	0,67	51,34	2,57	18,98	0,95
G	8 - 9	+2,525	3,32	3,74	1,13	8,56	2,58	3,16	0,95
H	2 - 8	+2,526	19,94	26,57	1,33	102,68	5,15	37,95	1,90
I	8 - 9	+2,525	3,32	2,21	0,67	8,56	2,58	3,16	0,95
I	1 - 2	+2,525	3,32	2,21	0,67	8,56	2,58	3,16	0,95
I	2 - 8	+2,526	19,94	13,28	0,67	51,34	2,57	18,98	0,95
1	G - H	+2,525	3,32	2,21	0,67	8,56	2,58	3,16	0,95
1	H - I	+2,525	3,32	2,21	0,67	8,56	2,58	3,16	0,95
9	G - H	+2,526	3,32	2,21	0,67	8,56	2,58	3,16	0,95
9	H - I	+2,525	3,32	2,21	0,67	8,56	2,58	3,16	0,95
7	E -G	+2,525	6,64	16,43	2,47	30,35	4,57	5,80	0,87
8	E -G	+2,526	6,64	8,12	1,22	33,57	5,06	11,60	1,75
9	E -G	+2,527	6,64	4,06	0,61	16,78	2,53	5,80	0,87
A	1 - 2	N+5,05	3,32	2,00	0,60	7,41	2,23	2,86	0,86
A	2 - 3	N+5,05	3,32	1,00	0,30	3,71	1,12	1,43	0,43
A	3 - 9	N+5,05	19,94	12,00	0,60	44,47	2,23	17,15	0,86
A'	2 - 3	N+5,05	3,32	2,00	0,60	7,41	2,23	2,86	0,86
B	1 - 2	N+5,05	3,32	4,00	1,21	14,82	4,47	5,72	1,72
B	2 - 3	N+5,05	3,32	3,00	0,90	11,12	3,35	4,29	1,29
B	3 - 9	N+5,05	19,94	24,01	1,20	88,95	4,46	34,30	1,72
C	1 - 3	N+5,05	6,64	8,00	1,21	29,65	4,47	11,43	1,72
C	3 - 9	N+5,05	19,94	36,01	1,81	133,42	6,69	51,45	2,58
D	1 - 3	N+5,05	6,64	8,00	1,21	29,65	4,47	11,43	1,72
E	1 - 3	N+5,05	6,64	4,00	0,60	14,82	2,23	5,72	0,86
E	3 - 9	N+5,05	19,94	24,01	1,20	88,95	4,46	34,30	1,72
Sumatoria				128,04	11,44	474,38	42,40	182,92	16,35

- ***Cargas muertas sobreimpuestas verticales***

El avalúo de estas cargas corresponden al peso generado por todos los demás elementos no estructurales que hacen parte de la estructura, principalmente corresponden a muros de mampostería divisorios en el segundo nivel y el peso del sistema de los de entrepiso en madera.

NOTA: la estructura no presenta cargas debidas a tuberías sanitarias o hidráulicas; se desprecia el peso de instalaciones eléctricas dado que es muy bajo.

Los resultados de la asignación la carga muerta sobre impuesta de los elementos no estructurales se calcula a partir de los valores de peso de muros descritos en la Tabla 15, los resultados para cada viga se muestran en la siguiente tabla. Los valores mostrados en la Tabla 28 corresponden a los valores de la carga muerta sobreimpuesta en el bloque de Administración, los cuales son asignados directamente en los modelos matemáticos.

Tabla 28

Carga muerta sobreimpuesta vertical en el bloque de Administración.

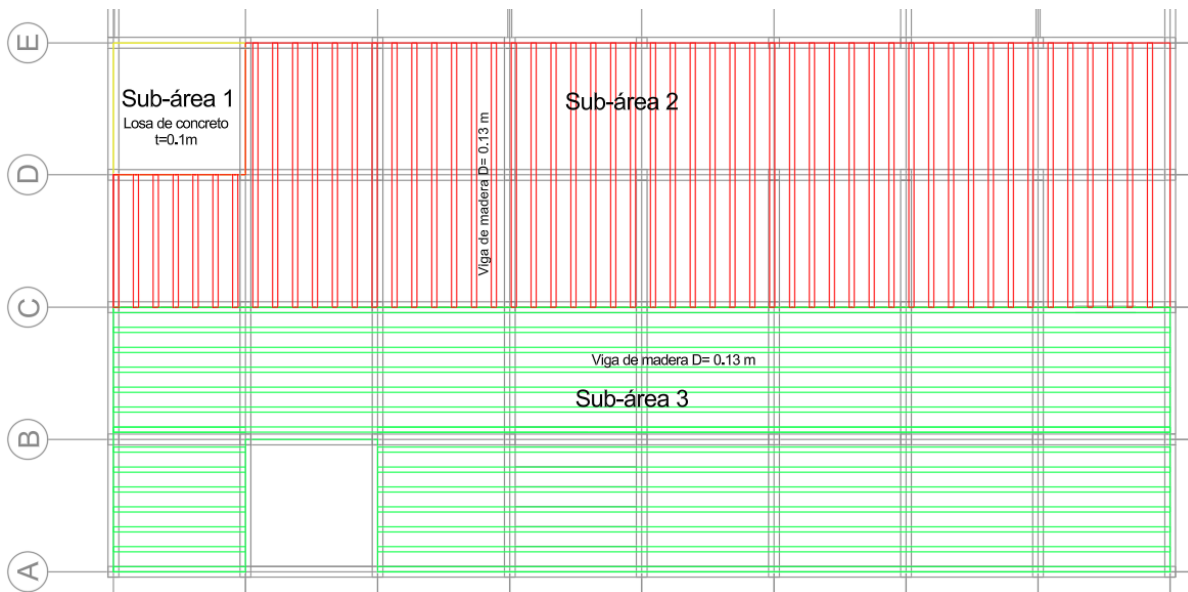
Muros de mampostería: Área 4, administración				Cargas	
Viga	Tramo	Nivel [m]	Altura muro [m]	Longitud muro [m]	Muerta SI [kN/m]
1	A - E	+2,525	2.525	13.26	6.31
2	A - C	+2,525	2.525	6.64	6.31
2	D - E	+2,525	2.525	3.3	6.31
3	A - C	+2,525	2.525	6.64	6.31
4	A - C	+2,525	2.525	6.64	6.31
5	A - C	+2,525	2.525	6.64	6.31
6	A - C	+2,525	2.525	6.64	6.31
7	D - E	+2,525	2.525	3.3	6.31
7	A - C	+2,525	2.525	6.64	6.31
8	A - C	+2,525	2.525	6.64	6.31
9	A - E	+2,525	2.525	13.26	6.31
A	1 - 9	+2,525	2.525	26.58	6.31
C	1 - 9	+2,525	2.525	26.58	6.31
D	1 - 2	+2,525	2.525	26.58	6.31
D	6 - 9	+2,525	2.525	9.96	6.31
E	1 - 9	+2,525	2.525	26.58	6.31

- ***Cargas del sistema de entrecimpo de madera en el bloque de Administración***

El sistema de entrecimpo de madera está conformado por vigas secundarias de sección circular y viguetas, las cuales actúan como elementos de soporte directo del piso. Adicionalmente, sobre estas vigas secundarias se ancla un sistema de cielo raso, también fabricado en madera. La configuración completa del sistema puede observarse en la Figura 16. Para el sistema de entrecimpo en el bloque de administración, se calcula el peso de la misma y se asigna como carga distribuida a las vigas principales que conforman el sistema principal de pórticos en concreto resistentes a momento; para esto se divide el área del segundo piso en sub áreas, considerando que las vigas secundarias redondas están orientadas en las direcciones X y Y, esto se indica más claramente en la Figura 18:

Figura 18

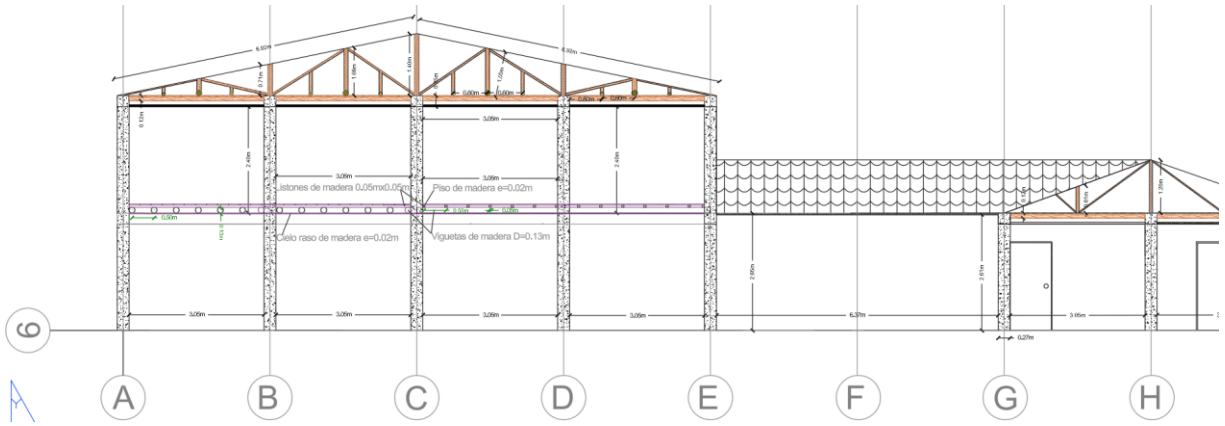
Vigas secundarias de madera del segundo piso (estructura del entrecimpo).



El sistema de entrecimpo para la segunda planta del bloque de Administración está conformado de acuerdo a las Figuras 19 y 20:

Figura 19

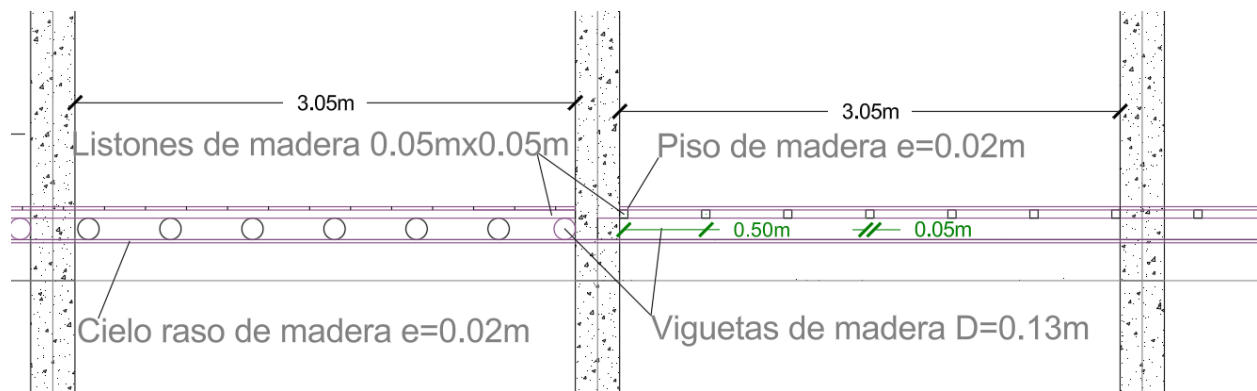
Corte eje 6 Bloque de Administración.



En la Figura 20 se aprecia la configuración del sistema de entrepiso del bloque de Administración, en la figura se muestran las orientaciones de las viguetas redondas de madera y de los listones que soportan el piso de tabla como también el piso y el cielo raso de madera.

Figura 20

Configuración del sistema de entrepiso de madera del bloque de Administración.



Una vez identificadas las vigas secundarias se procede a evaluar la cantidad de viguetas que sirven de soporte de piso, así como también el peso del piso y cielo raso a partir del título B de la NSR-10; la sub-área 1 es una losa de concreto de 10cm de espesor sobre la cual funciona una unidad sanitaria.

Inicialmente se identifican las áreas transversales de las viguetas que conforman el sistema de entrepiso de madera, los resultados se indican en la Tabla 29.

Tabla 29

Áreas transversales de las viguetas del sistema de contrapiso de madera.

Áreas transversas [m ²]	
Viguetas	0,013
Listones	0,003

Posteriormente se calcula el peso de estos elementos considerando la densidad y su longitud, los resultados se muestran en la Tabla 30.

Tabla 30

Peso de las viguetas del sistema de contrapiso de madera.

Sentido	Área [m ²]	Viguetas		Listones		Peso [kN]	Carga [kN/m ²]
		Cantidad	Longitud [m]	Cantidad	Longitud [m]		
X	165,24	13	26,58	54	6,64	21,51	0,13
Y	165,47	54	6,64	7	26,58	20,50	0,12

Finalmente, considerando el peso de los elementos (piso y cielo raso de madera) y las cargas vivas correspondientes para el tipo de ocupación, se calcula la carga distribuida aplicada en las vigas principales considerando el ancho aferente y la orientación de la carga, los resultados se indican en la Tabla 31. Estas cargas se asignan directamente al modelo.

Tabla 31*Cargas de contrapiso de madera.*

Contrapiso de madera: Área 4 administración			Muerta sobre impuesta				Viva
Viga	Tramo	Nivel [m]	Contrapiso [kN/m]	Cielo raso [kN/m]	Piso [kN/m]	Total [kN/m]	[kN/m]
C	1 - 9	+2,525	0,21	0,249	0,332	0,79	8,30
D	1 - 2	+2,525	0,21	0,249	0,332	0,79	8,30
D	2 - 9	+2,525	0,41	0,498	0,664	1,57	16,60
E	2 - 9	+2,525	0,21	0,24825	0,331	0,78	8,30
1	A - C	+2,525	0,22	0,249	0,332	0,80	3,32
2	A - B	+2,525	0,22	0,249	0,332	0,80	3,32
2	B - C	+2,525	0,43	0,498	0,664	1,59	6,64
3	A - B	+2,525	0,22	0,249	0,332	0,80	3,32
3	B - C	+2,525	0,43	0,498	0,664	1,59	6,64
4	A - C	+2,525	0,43	0,498	0,664	1,59	6,64
5	A - C	+2,525	0,43	0,498	0,664	1,59	6,64
6	A - C	+2,525	0,43	0,498	0,664	1,59	6,64
7	A - C	+2,525	0,43	0,498	0,664	1,59	6,64
8	A - C	+2,525	0,43	0,498	0,664	1,59	6,64
9	A - C	+2,525	0,22	0,249	0,332	0,80	3,32

La Tabla 32 indica las cargas correspondientes para la losa de concreto.

Tabla 32*Carga en la losa de concreto.*

Carga distribuida en losas [kN/m ²]		
Área	Viva	Muerta
1	2.00	0.80

3.3.3.2. Bloque de urgencias

El bloque de urgencias se compone de pórticos de concretos resistentes a momento y se divide en dos secciones, una de ellas con una cubierta en teja de asbesto y otra con una losa de 10cm de espesor con acceso limitado únicamente a mantenimiento. Esta configuración se muestra en la Figura 21.

Figura 21

Bloque de urgencias.



- ***Cargas de cubierta***

El sistema de cubierta en asbesto presenta una configuración estructural sencilla, compuesta por cerchas metálicas fabricadas con varilla de refuerzo #4. Estas cerchas se consideran como parte de la carga que genera el mismo sistema de cubierta, considerándola como una carga uniformemente distribuida por unidad de área para efectos del análisis estructural. La Tabla 33 presenta los resultados del cálculo del peso total, expresado como carga puntual [kN], correspondiente a la longitud total de varilla que conforma las cerchas.

Tabla 33*Peso de las cerchas de cubierta del bloque de Urgencias.*

Cerchas metálicas de cubierta (Ancho 9,70m)			
Longitudes	Longitud [m]	Peso long [kN/m]	Peso [kN]
Acero longitudinal	67.80	0.994	0.66
Total	67.80	0.99	0.66

Con base en las cargas de cubierta descritas en el apartado 3.3.3.1 de este documento, se realiza el cálculo correspondiente para determinar la carga distribuida que debe asignarse a cada una de las vigas que conforman el sistema estructural de este bloque. La Tabla 34 presenta las cargas resultantes asignadas a cada elemento estructural según su ubicación y función dentro del sistema. Estos valores son utilizados como insumo en la configuración de los modelos matemáticos empleados para el análisis estructural.

Tabla 34*Cargas de cubierta en vigas del bloque de Urgencias.*

Viga	Tramo	Urgencias		Cargas [kN/m]		
		Nivel [m]	Longitud [m]	Muerta SI	Granizo	Viva
A	1 - 4	N+2,60	10,60	0,96	1,60	1,12
B	4 - 8	N+2,60	17,69	0,60	1,00	0,70
C	4 - 8	N+2,60	17,69	1,20	2,00	1,40
D	1 - 3	N+2,60	8,60	2,00	0,40	0,28
D	1 - 3	N+4,40	8,60	2,28	1,48	5,31
E	4 - 8	N+2,60	17,69	1,00	1,70	1,19
F	3 - 4	N+2,60	2,00	1,89	3,15	2,21
F	4 - 8	N+2,60	17,69	0,40	1,00	0,70
F	1 - 3	N+2,60	8,60	2,00	1,00	0,70
F	1 - 3	N+4,40	8,60	1,00	1,48	5,31
1	A-F	N+2,60	11,39	2,00	0,00	0,00
1	D - F	N+4,40	5,85	1,00	0,00	0,00
3	D - F	N+2,60	5,85	2,00	0,00	0,00
3	D - F	N+4,40	5,85	1,00	0,00	0,00

3.3.4. *Peso propio de la estructura*

La estimación de la carga muerta o peso propio para ambos bloques de la estructura se realiza a partir de las dimensiones geométricas y propiedades mecánicas de los elementos estructurales. Es importante destacar que en este cálculo se consideran únicamente los pórticos resistentes a momento y las secciones que incorporan losas de concreto.

La evaluación de estas cargas se lleva a cabo inicialmente mediante el modelo estructural desarrollado en ETABS, y posteriormente se realiza una verificación cruzada con el modelo implementado en MIDAS Gen, con el fin de garantizar la coherencia en la representación de las cargas gravitacionales. Los resultados de carga muerta para cada uno de los bloques se presentan en la Tabla 35.

Tabla 35

Cargas muertas de los bloques (peso de los elementos estructurales).

Cargas muertas [kN]	
Bloque de Administración	1914.74
Bloque de Urgencias	534.04

3.4. **Modelación de la estructura**

El modelo de la estructura se realiza en los programas ETABS y MIDAS Gen con el fin de llevar a cabo distintos tipos de análisis estructural. En ETABS se desarrolla el análisis lineal, que permite evaluar el comportamiento elástico de la estructura bajo cargas estáticas y dinámicas. Posteriormente, se emplea MIDAS Gen para realizar un análisis no lineal, el cual, por sus características permite considerar efectos como la plastificación de materiales, grandes desplazamientos y posibles mecanismos de falla, con el objetivo de obtener una evaluación más realista del comportamiento estructural ante eventos extremos.

3.4.1. Fuerzas de diseño

En el marco de determinar las fuerzas correspondientes de diseño mediante métodos de análisis lineal, la NSR-10 establece las fuerzas de diseño como el cociente entre la demanda sísmica del lugar entre el factor de reducción R que representa la capacidad de disipación de energía, por ende, es de suma importancia determinar un valor adecuado para este factor.

3.4.1.1. Factor de reducción

En los códigos de diseño, el factor de reducción R es indispensable para representar la capacidad de disipación de energía de un sistema estructural, el código actual (NSR-10) indica valores precisos de R para determinar las fuerzas de diseño en los distintos tipos sistemas estructurales en una estructura nueva. En este caso particular, después de realizar la patología correspondiente e identificar distintos factores como el detallamiento de los elementos estructurales es indispensable determinar un valor de R que más se ajuste a la estructura en cuestión.

Debido a las características determinadas para el sistema estructural del hospital, se considera un valor $R = 2$ para calcular las fuerzas sísmicas de diseño, atendiendo a criterios de seguridad, desempeño estructural y cumplimiento normativo, esto considerando factores como la cuantía de acero, las dimensiones de los elementos, la resistencia del concreto y sobre todo, la inexistencia de zonas de confinamiento de estribos para la formación de rotulas plásticas, lo que disminuye la ductilidad de los elementos en gran medida. En este escenario, no es adecuado suponer que la estructura puede desarrollar una respuesta inelástica controlada, como se permite en estructuras nuevas diseñadas para disipar energía. Por tanto, emplear valores elevados de R (entre 4 y 8) sería técnicamente injustificable. En cambio, $R = 2$ se convierte en una opción conservadora y realista, que refleja un nivel de respuesta estructural limitado.

A continuación, se presentan los fundamentos técnicos y normativos que justifican esta elección:

- Las estructuras antiguas, construidas sin criterios modernos de diseño sísmico, generalmente carecen de detalles constructivos apropiados para garantizar un comportamiento dúctil (Agency, 2000).

- Cuando una estructura presenta patologías como fisuración, corrosión, deformaciones permanentes, pérdida de sección en elementos o degradación de materiales, su capacidad resistente y su ductilidad se ven aún más comprometidas (ASCE/SEI 41-17, 2017).
- La norma ASCE/SEI 41-17 indica que deben emplearse factores de reducción de respuesta sísmica bajos si no se puede demostrar la capacidad de deformación inelástica de los elementos estructurales.

La guía FEMA 356 sugiere utilizar valores conservadores de R entre 1.5 y 2.0 en estructuras existentes sin refuerzo adecuado o capacidad dúctil comprobada. Normas latinoamericanas como la NSR-10 de Colombia y el RCDF de la Ciudad de México también reconocen la necesidad de reducir el valor de R en edificaciones existentes, particularmente cuando no han sido reforzadas conforme a criterios sismorresistentes.

Estas recomendaciones se alinean con la práctica profesional en rehabilitación estructural, donde se prioriza la conservación de la seguridad estructural frente a la precisión teórica.

En suma, el valor $R = 2$ representa un enfoque conservador, seguro y alineado con la práctica profesional internacional en materia de rehabilitación y evaluación estructural.

3.4.1.2. Combinaciones de carga

Se definen las combinaciones de carga para el modelo de acuerdo a las especificaciones del capítulo B.2.4.2 de la NSR10 (B.2.4-5 y B.2.4.7); se consideran los efectos de ortogonalidad para los casos de carga de los sismos (casos de carga modales espectrales ajustados). Las combinaciones de carga mayoradas se muestran a continuación:

Estas son las combinaciones de carga con los factores correspondientes según NSR-10 usadas para determinar la demanda sísmica en el análisis modal espectral:

1. $1.4 D$
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } T \text{ o } R)$
3. $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } T \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5 L)$
4. $1.2 D + 1.3 W + L + 0.5 (L_r \text{ o } T \text{ o } R)$

5. $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 (Lr \text{ o } T \text{ o } R)$

6. $0.9 D + 1.3 W$

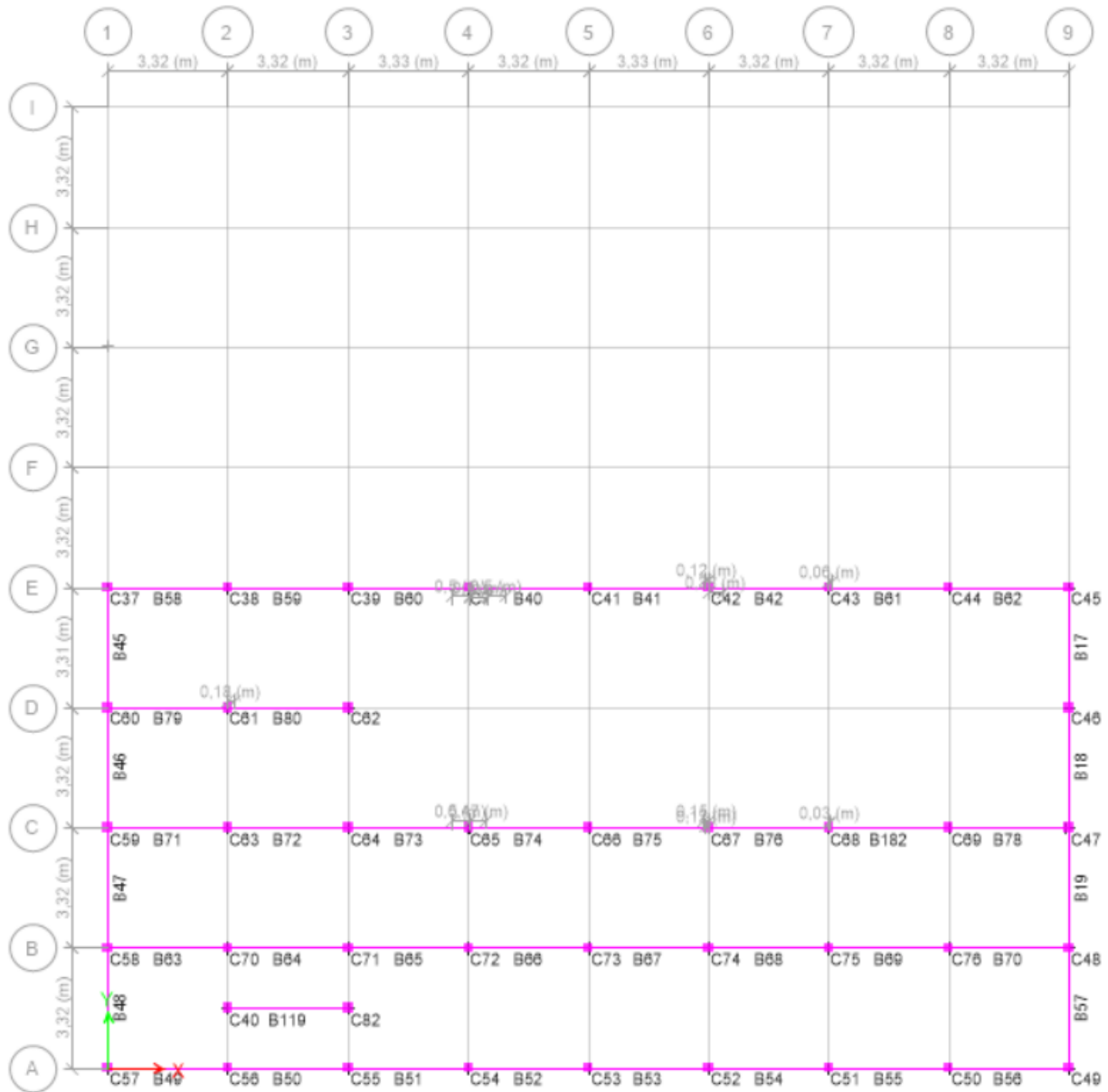
7. $0.9 D + 1.0 E$

3.4.2. Modelo lineal

El modelo matemático computacional para el análisis modal espectral se realiza en el programa ETABS. Para esto, se montan los modelos de acuerdo a la configuración de los elementos estructurales y sus propiedades, obtenidas en el proceso patológico. El programa asigna una nomenclatura específica a cada uno de los elementos estructurales, la Figura 22 indica la nomenclatura asignada por ETABS a los elementos de la primera planta del bloque de Administración, mientras que la Figura 23 indica la nomenclatura asignada a los elementos estructurales del segundo piso para el mismo bloque.

Figura 23

Asignación de identificadores a los elementos del segundo piso del bloque de Administración.



En cuanto al bloque de Urgencias, las Figuras 24 y 25 indican la nomenclatura asignada por ETBAS para el primer y segundo piso, respectivamente.

Figura 24

Asignación de nombres a los elementos del primer piso del bloque de Urgencias.

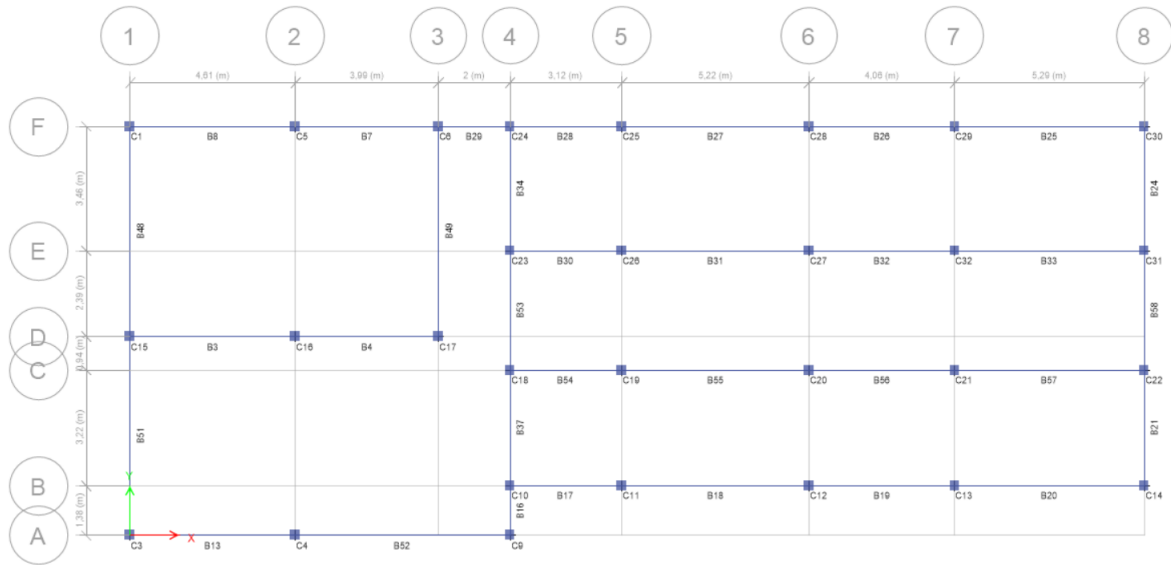
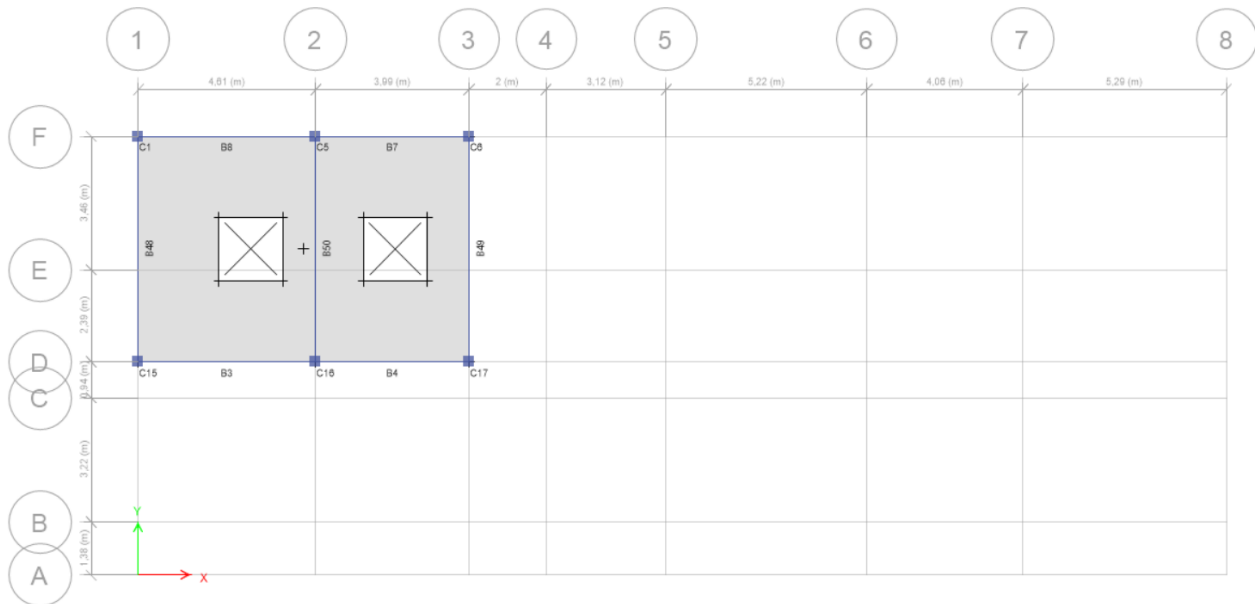


Figura 25

Asignación de nombres a los elementos del primer piso del bloque de Urgencias

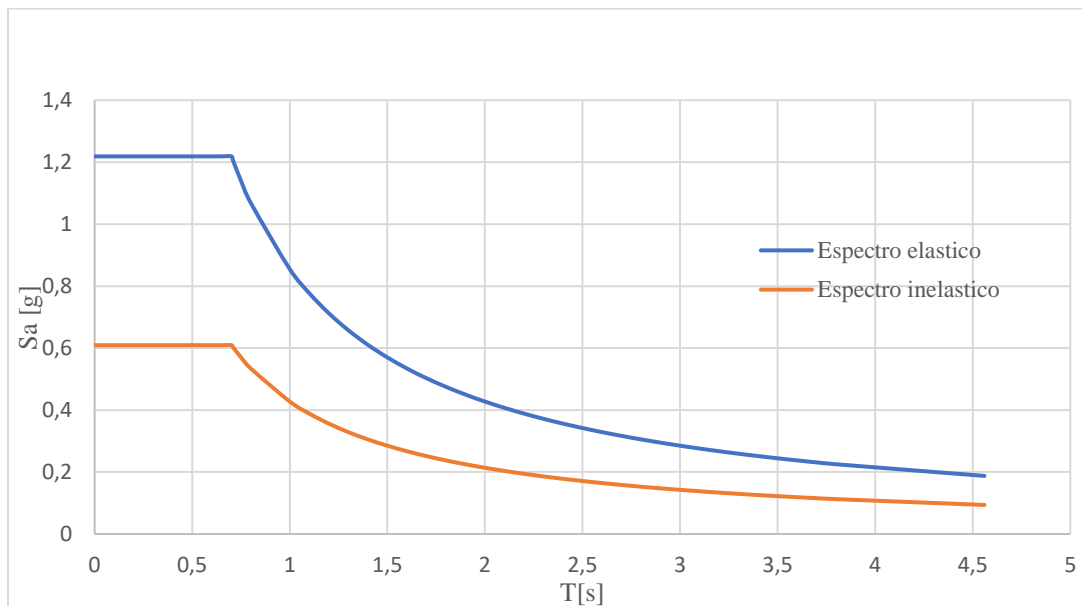


3.4.2.1. Análisis modal espectral

A través del análisis y recopilación de datos provenientes de estudios geotécnicos realizados en terrenos circundantes al Hospital San José de Túquerres, se ha determinado que las condiciones del subsuelo en la zona de emplazamiento corresponden a un suelo clasificado como tipo D. La identificación de esta tipología de suelo es fundamental para la evaluación sísmica de la estructura, dado que influye significativamente en la amplificación del movimiento sísmico en superficie y, por ende, en la demanda sísmica que debe ser considerada en el diseño estructural y en este caso el análisis de vulnerabilidad del edificio hospitalario; con esto se realiza el cálculo de espectro elástico e inelástico de diseño (Considerando $R=2$) a partir de lo estipulado en el capítulo A.5 de la NSR-10; los espectros elástico e inelástico de diseño para un tipo de suelo D se muestran en la Figura 26.

Figura 26

Espectro elástico de diseño para Túquerres Suelo D



3.4.2.2. Verificación de la demanda sísmica (Ajuste de la cortante basal).

Una vez se montan y ejecutan los modelos, se evalúa el cortante basal para cada caso de carga, cumpliendo el requisito del capítulo A.4.5 de la NSR-10. En las siguientes tablas se indica el valor del cortante basal en cada uno de los bloques con los análisis de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE en X y Y) y el análisis Modal Espectral (ModalEspectral en X y Y), satisfaciendo el requerimiento para estructuras irregulares según la ecuación A.5.4 – 5 de la NSR-10, donde se establece que la cortante basal por el método del Análisis modal espectral debe ser por lo menos el 90% de la Fuerza horizontal equivalente en cada dirección de análisis. La Tabla 36 indica el valor de la cortante basal ajustada del bloque de Administración y la Tabla 37 para el bloque de Urgencias.

Tabla 36

Cortante basal en el bloque de Administración.

Cortante basal Administración		
Caso de carga	Fx [kN]	Fy [kN]
FHE _x	-6111	0
FHE _y	0	-6111
ModalEspectralX	5475	231
ModalEspectralY	338	5496

Tabla 37: *Cortante basal en el bloque de Administración.*

Cortante basal Urgencias		
Caso de carga	Fx [kN]	Fy [kN]
FHE _x	-1278	0
FHE _y	0	-1278
ModalespectralX	1148	63
ModalespectralY	60	1149

De acuerdo con las tablas presentadas, los modelos matemáticos empleados en el análisis lineal satisfacen los criterios establecidos por la normativa vigente, validando así la adecuación de la demanda aplicada.

3.4.2.3. Vulnerabilidad sísmica

Según el Capítulo A.10 de la NSR-10, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes puede realizarse mediante el cálculo del índice de sobreesfuerzo (IS) y el índice de flexibilidad (IF). Estos indicadores comparan la demanda sísmica con la capacidad estructural y los desplazamientos permitidos, respectivamente. Para que una edificación cumpla con los criterios mínimos de seguridad, ambos índices deben ser menores o iguales a 1.0; valores superiores indican posibles deficiencias estructurales y la necesidad de intervención o refuerzo.

- *Índices de sobreesfuerzo locales (IS).*

Según la NSR-10, el índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las sollicitaciones equivalentes producto de las combinaciones de carga de diseño entre y la resistencia efectiva de la estructura.

Tiene dos acepciones:

(a) Índice de sobreesfuerzo de los elementos, el cual se refiere al índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales, y

(b) Índice de sobreesfuerzo de la estructura, cuando se determina para toda la estructura, evaluando los elementos con un mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto.

- Capacidad de los elementos estructurales

A partir de los datos encontrados en la patología y caracterización de los elementos estructurales se determina la capacidad de estos, considerando los distintos tipos de elementos estructurales, mostrados a detalle en el documento “Anexo 1. Planos y despieces” adjunto a este documento; los resultados se indican a continuación:

Tabla 38

Capacidad a flexión de los distintos tipos de vigas en el bloque de Administración.

Capacidad a flexión en vigas de concreto

Elemento	Viga tipo 1	Viga tipo 2	Viga tipo 3
ϕ Mn Superior [kN m]	-21,29	-26,83	-15,43
ϕ Mn Inferior [kN m]	19,37	24,37	13,51

Tabla 39

Capacidad a cortante de los distintos tipos de vigas en el bloque de Administración.

Capacidad a cortante en vigas de concreto			
Elemento	Viga tipo 1	Viga tipo 2	Viga tipo 3
ϕ Vc [kN]	32,48	32,48	12,90
ϕ Vs [kN]	47,78	47,78	36,60
ϕ Vn [kN]	80,26	80,26	49,50

Tabla 40

Capacidad a flexión de los distintos tipos de vigas en el bloque de Urgencias.

Capacidad a flexión en vigas de concreto	
ϕ Mn Superior [kN m]	22,25
ϕ Mn Inferior [kN m]	22,25

Tabla 41

Capacidad a cortante de los distintos tipos de vigas en el bloque de Urgencias.

Capacidad a cortante en vigas de concreto	
ϕ Vc [kN]	37,04
ϕ Vs [kN]	54,49
ϕ Vn [kN]	91,53

Mediante el “Método del bloque de Whitney” se determina el diagrama de interacción para las columnas de cada bloque, se opta por este método dado que es el más conservador. Para

el cálculo de la resistencia nominal se establece un factor de reducción $\phi=0.65$; el diagrama de interacción para las columnas del bloque de Administración se muestra en la Figura 27; mientras que la resistencia nominal a flexocompresión se indica en la Figura 28.

Figura 27

Diagrama de interacción de las columnas del bloque de Administración.

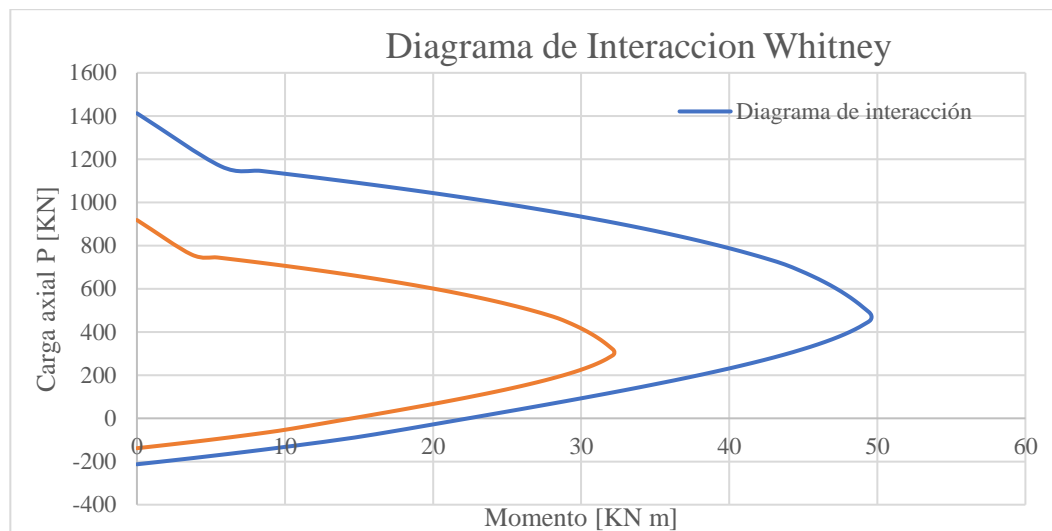


Figura 28

Capacidad máxima de las columnas del bloque de Administración.

Capacidad	Compresión	Tracción
ϕM_n [kN m]	32,21	-32,21
P_n [kN]	918,27	-212,8

El diagrama de interacción para las columnas del bloque de Urgencias se muestra en la figura 29; de manera similar, la resistencia nominal a flexocompresión se indica en la Tabla 42.

Figura 29

Diagrama de interacción de las columnas del bloque de Urgencias.

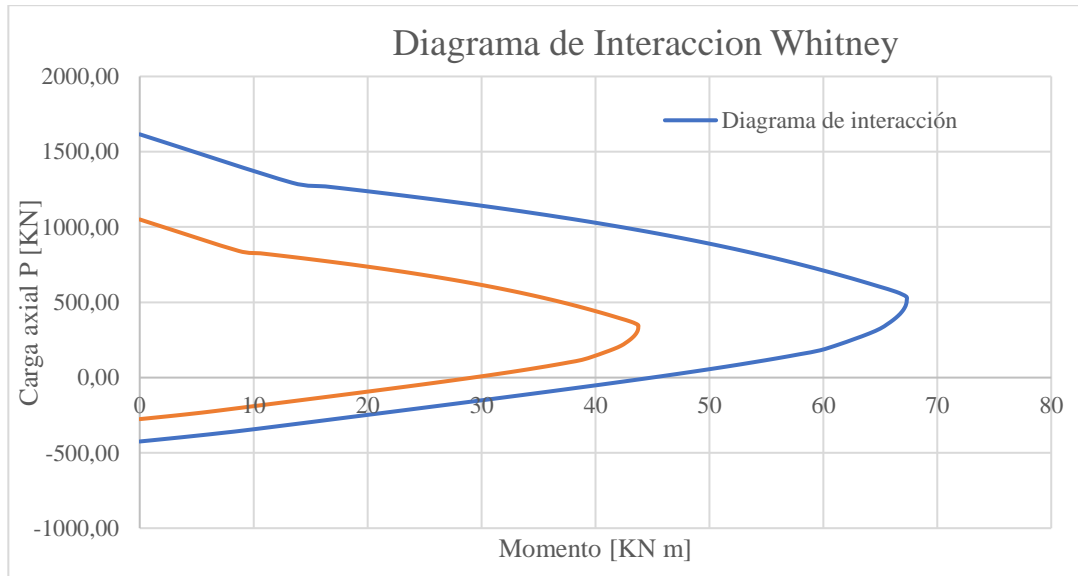


Tabla 42

Capacidad máxima de las columnas del bloque de Urgencias.

Capacidad	Compresión	Tracción
ϕM_n [kN m]	43,76	-43,76
P_n [kN]	1050,25	-275,73

La resistencia a cortante es igual en ambos tipos de columnas dado que su sección transversal tiene la misma área y tienen dos estribos por cada dirección separados 20 cm de manera uniforme, el valor de resistencia nominal a cortante se muestra en la Tabla 43.

Tabla 43

Capacidad a cortante en las columnas de ambos bloques.

Capacidad a cortante de columnas	
ϕV_c [kN]	34,00
ϕV_s [kN]	50,02

Posteriormente, a partir de una combinación de carga de tipo ENVOLVENTE se procede a determinar las demandas o solicitaciones a la cual se somete la estructura; estas solicitaciones se realizan de acuerdo a las indicaciones de la NSR-10 en el capítulo B, considerando las combinaciones de carga de diseño.

Los índices de sobreesfuerzo calculados por este método para cada elemento estructural se presentan en detalle en el documento “Anexo 3: Índices de Sobreesfuerzo”. Para facilitar la lectura de este informe, a continuación, se listan únicamente los elementos cuya demanda supera el límite establecido ($IS > 1$).

Bloque de Administración:

- **Vigas con sobreesfuerzo a flexión:** Se identificaron las siguientes vigas con índices superiores al límite permitido: B10, B11, B119, B12, B13, B136, B137, B14, B15, B152, B153, B154, B155, B156, B157, B158, B159, B16, B160, B161, B162, B17, B18, B182, B19, B20, B27, B34, B35, B39, B40, B41, B42, B43, B44, B45, B46, B47, B48, B49, B50, B51, B52, B53, B54, B55, B56, B57, B58, B59, B60, B61, B62, B63, B64, B65, B66, B67, B68, B69, B70, B71, B72, B73, B74, B75, B76, B77, B78, B79, B80, B81, B82, B83, B84, B85, B86, B89, B9, B90, B91, B92 y B95.
- **Vigas con sobreesfuerzo a cortante:** Las vigas B40, B90, B152, B155 y B158 presentan un índice de sobreesfuerzo a cortante superior al límite.
- **Columnas con sobreesfuerzo a flexión:** Las columnas que exceden el límite a flexión son: C1, C10, C11, C12, C13, C14, C15, C16, C17, C18, C19, C21, C22, C23, C24, C25, C26, C27, C28, C29, C3, C30, C31, C32, C33, C34, C35, C36, C37, C38, C39, C4, C40, C41, C42, C43, C44, C45, C46, C47, C48, C49, C5, C50, C51, C52, C53, C54, C55, C56, C57, C58, C59, C60, C61, C62, C63, C64, C65, C66, C67, C68, C69, C7, C70, C71, C72, C73, C74, C75, C76, C77, C78, C79, C8, C80, C81, C82 y C9.
- **Columnas con sobreesfuerzo a carga axial:** Las columnas C7 y C41 también superan el límite de sobreesfuerzo por carga axial.

- **Columnas con sobreesfuerzo a cortante:** Las columnas que no satisfacen el límite de sobreesfuerzo a cortante son: C25, C34, C41, C52, C53, C65, C66, C67, C7, C72, C73, C74, C75 y C79.

En vigas, el 49% de los elementos presenta un comportamiento adecuado, mientras que el 51% evidencia sobreesfuerzo.

En columnas, solo el 12% cumple, indicando que el 88% podría encontrarse comprometido frente a las cargas sísmicas.

Bloque de Urgencias:

- **Vigas con sobreesfuerzo a flexión:** Se detectaron excedencias en las vigas B29, B3, B34, B4, B48, B49, B50, B51, B7 y B8.
- **Vigas con sobreesfuerzo a cortante:** Todas las vigas cumplen con los límites establecidos.
- **Columnas con sobreesfuerzo a flexión:** Presentan sobreesfuerzo las columnas C1, C12, C15, C16, C17, C20, C21, C24, C25, C27, C28, C29, C3, C32, C4, C5 y C6.
- **Columnas con sobreesfuerzo a carga axial:** Todas las columnas cumplen con los índices de sobreesfuerzo a cortante y carga axial.
- **Columnas con sobreesfuerzo a cortante:** La única columna que no satisfacen el límite de sobreesfuerzo a cortante es la C15.

Las vigas muestran un mejor desempeño, con un 70% de cumplimiento y 30% no cumple.

En cambio, las columnas presentan un nivel de sobreesfuerzo en el 59% de los casos, el 41% cumple.

A continuación, se presentan los elementos que no cumplen con los índices de sobreesfuerzo combinado. En el caso de las columnas, este índice de sobreesfuerzo corresponde índice de interacción P-M-M, es decir, la relación entre la combinación de carga axial (P_u) y los momentos

flectores en dos direcciones ($M2u$ y $M3u$) con respecto a la resistencia máxima del elemento, en las vigas se determina considerando la interacción entre los esfuerzos cortantes y a flexión; este factor se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$PMMRatio = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M2_u}{\phi M2_n} + \frac{M3_u}{\phi M3_n}$$

Donde P_u , $M2u$ y $M3u$ corresponden a las demandas solicitadas en cuanto a carga axial y momento en las direcciones X y Y, y ϕP_n , $\phi M2_n$, $\phi M3_n$ corresponden a las resistencias nominales del elemento.

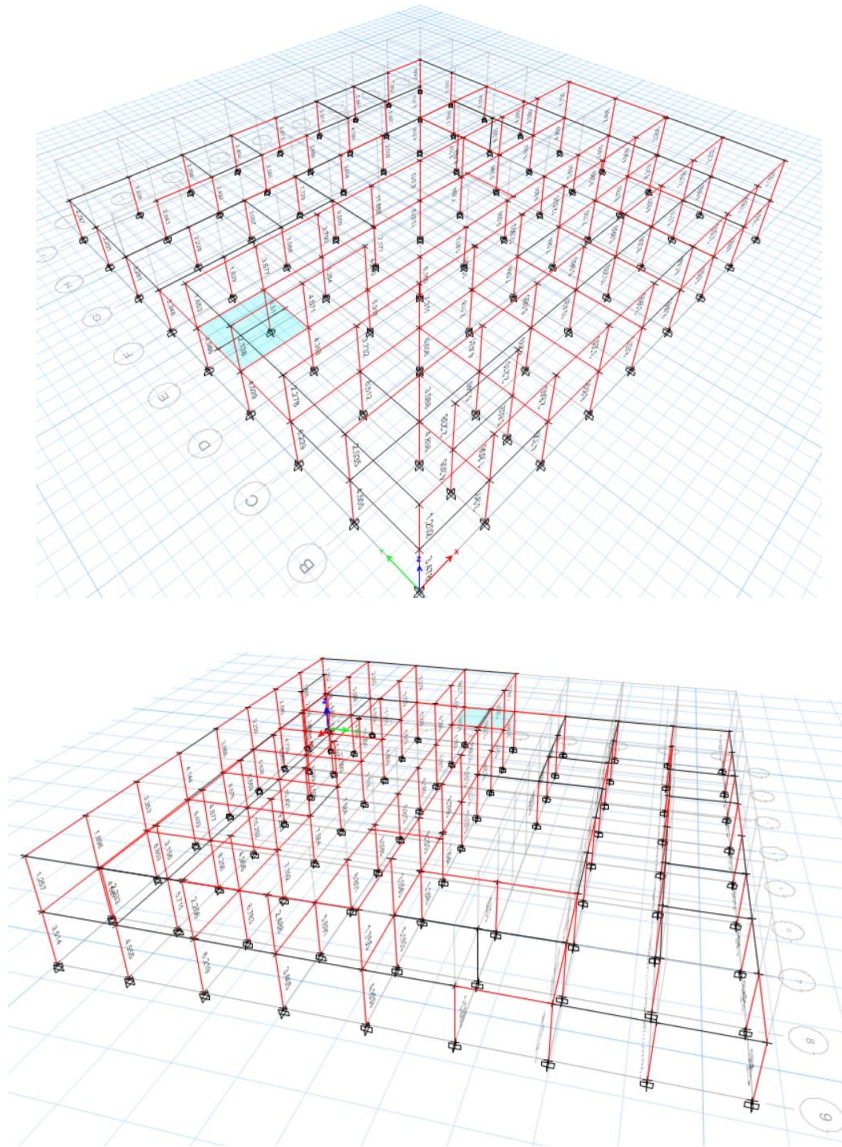
En las Figuras 30 y 31 se presenta la distribución del índice de sobreesfuerzo (IS) correspondiente a los elementos estructurales analizados en los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente. Para su visualización, se ha aplicado una escala de colores que permite identificar de manera clara el grado de demanda respecto a la capacidad resistente de cada elemento. La clasificación utilizada es la siguiente:

- **Color rojo:** $IS > 1.00$ — El elemento supera su capacidad resistente y no cumple con los criterios de diseño.
- **Color lila:** $0.90 < IS \leq 1.00$ — El elemento se encuentra cerca de su límite de capacidad.
- **Color amarillo:** $0.70 < IS \leq 0.90$ — El elemento presenta un nivel moderado de demanda estructural.
- **Color verde:** $0.50 < IS \leq 0.70$ — El elemento está ligeramente exigido, dentro de márgenes seguros.
- **Color azul:** $IS \leq 0.50$ — El elemento presenta una baja demanda estructural.

Esta representación permite identificar de forma rápida las zonas críticas de la estructura y facilita la toma de decisiones en el proceso de optimización del análisis.

Figura 30

IS de interacción entre carga axial y momentos (PMM) en columnas del bloque de Administración.

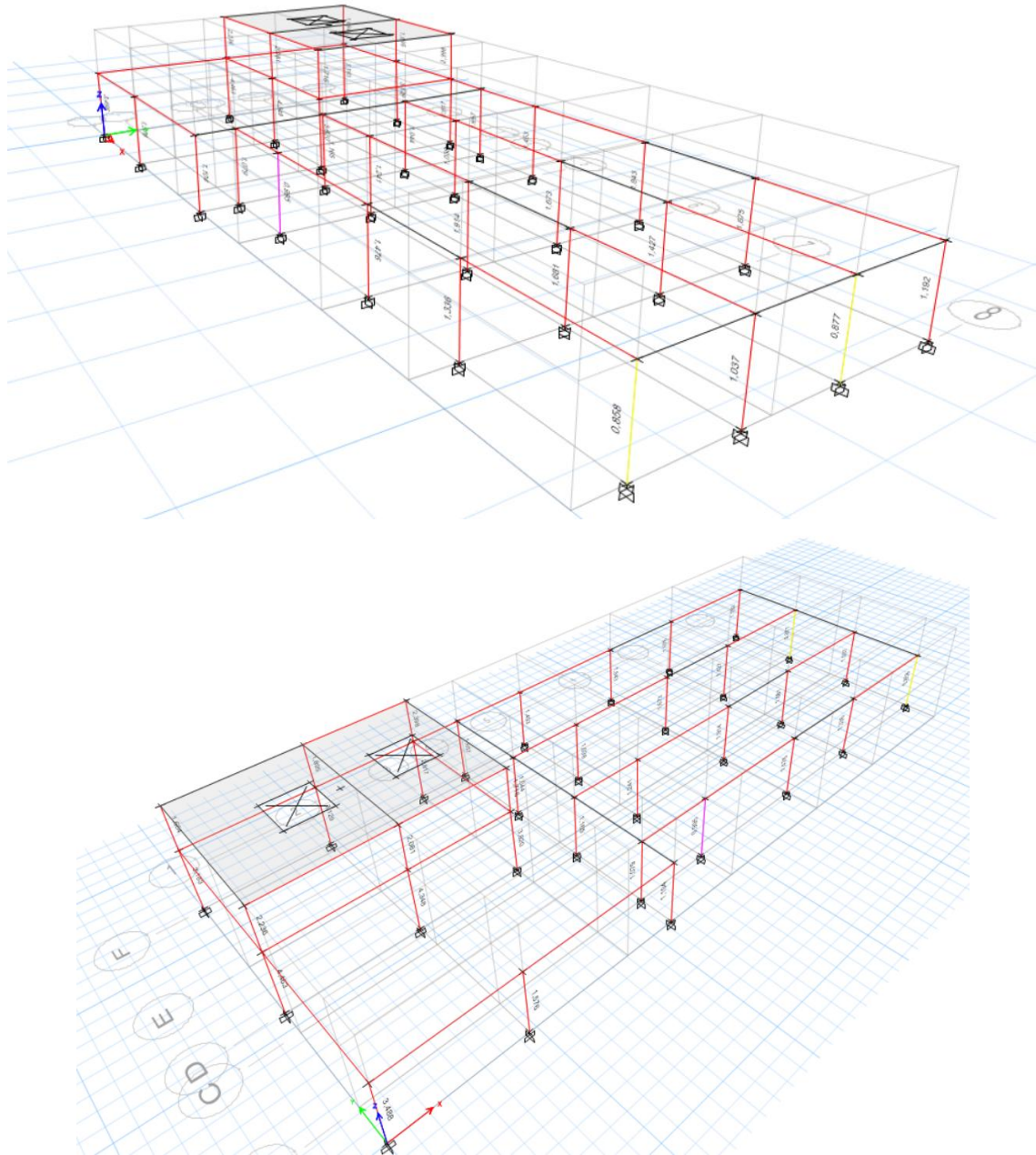


Se verifica que ninguna columna satisface la intensidad de demanda aplicada. Los resultados exactos se indican en el documento “Anexo 3. Índices de sobreesfuerzo”. En promedio el IS a flexocompresión en las columnas del bloque de Administración es igual a 3.08.

Los índices de sobreesfuerzo combinados del bloque de Urgencias se indican en la Figura 31.

Figura 31

IS de interacción entre carga axial y momentos (PMM) en columnas del bloque de Urgencias.



Se verifica que la mayoría de columnas no satisfacen la intensidad de demanda aplicada. Los resultados exactos se indican en el documento “Anexo 3. Índices de sobreesfuerzo”. En promedio el IS a flexocompresión en las columnas del bloque de Urgencias es igual a 1.14.

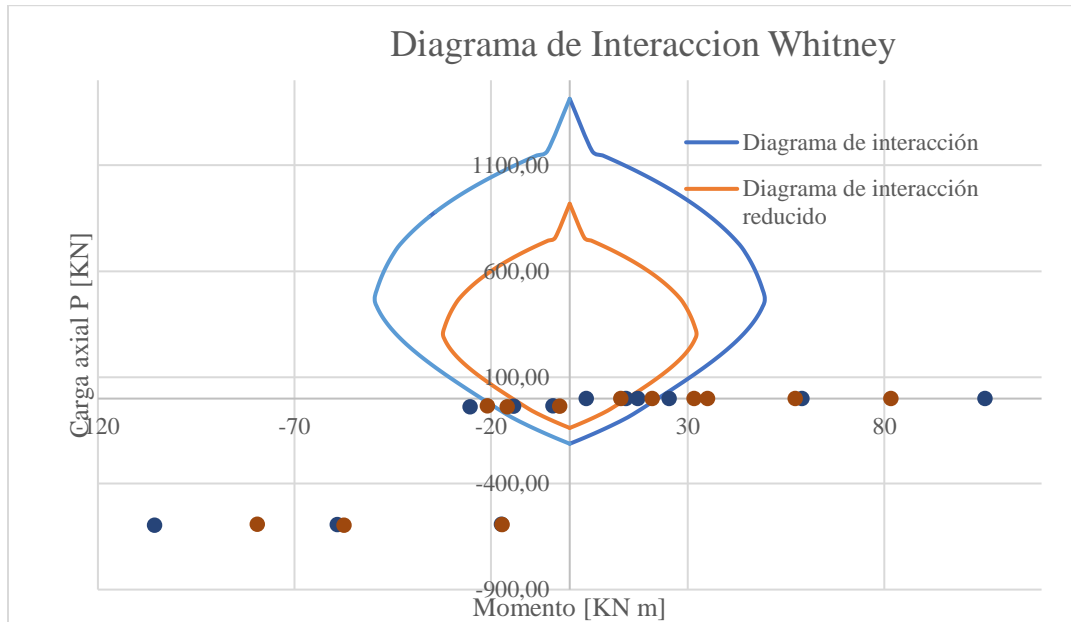
De acuerdo con los resultados obtenidos, la viga más susceptible a daño en ambos bloques corresponde a la viga B155 del bloque de Administración, la cual presenta un índice de sobreesfuerzo a flexión de 9.46, registrado a 3.19 m desde el nudo a lo largo de su eje, evaluando la capacidad del momento positivo. Este valor indica una demanda significativamente superior al límite establecido, lo que sugiere una alta probabilidad de falla en condiciones sísmicas severa; el cálculo del IS se indica a continuación:

$$IS = \frac{M2_u}{\phi M2_n} = \frac{183.25 \text{ kN m}}{19.37 \text{ kN m}} = 9.46$$

En cuanto a índices de sobreesfuerzo por cargas combinadas, se encuentra que el caso más crítico corresponde a la columna C41 del bloque de administración, donde la demanda sísmica supera la capacidad teniendo un índice de sobreesfuerzo combinado PPMRatio = 12.41; con una carga axial aplicada de $P_u = -595.86 \text{ kN}$; un cortante $V_u = 111.19 \text{ kN}$ y momentos en $M2_u = -266.77 \text{ kN m}$ y $M3_u = -97.23 \text{ kN m}$. Las demandas sísmicas solicitadas a la columna se indican en la Figura 32.

Figura 32

Demanda vs capacidad de la columna C41.



- **Índices de sobreesfuerzo de la estructura (ISG)**

Los índices de sobreesfuerzo globales, también conocidos como índices de sobreesfuerzo para toda la estructura, se determinan conforme a los lineamientos establecidos en el apéndice A.10.4.3.2 de la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10. Este apartado normativo define el procedimiento a seguir para evaluar la magnitud del esfuerzo adicional al que están sometidos ciertos elementos estructurales de un edificio o estructura, en relación con su capacidad nominal.

Para la obtención del ISG, se realiza una evaluación detallada de todos los elementos estructurales relevantes. Se identifican aquellos elementos (vigas o columnas) que presentan un índice de sobreesfuerzo local mayor que uno, es decir, que no cumplen con las condiciones de resistencia requeridas. Posteriormente, se determina cuál es el mayor valor de IS entre estos elementos críticos. Este valor máximo es el que se adopta como el índice de sobreesfuerzo global de la estructura o del bloque estructural en evaluación.

En el caso específico del presente análisis, se realiza una evaluación del IS diferenciando entre los dos tipos principales de elementos estructurales (vigas y columnas). Con base en estos resultados se asignan los valores mostrados en la Tabla 44, siendo los más representativos y críticos del ISG para cada bloque estructural, los cuales reflejan el nivel máximo de exigencia adicional presente en sus elementos más comprometidos.

Tabla 44

Índices de sobreesfuerzo máximos en cada bloque.

Índices de sobreesfuerzo locales máximos					
Bloque	Elemento	Axial	Cortante	Flexión	Flexocompresión
Administración	Viga (B40)	-	5,71	8,57	-
	Columna (C41)	2,80	1,33	8,28	12,41
Urgencias	Viga (B48)	-	0,33	3,91	-
	Columna (C15)	0,38	0,93	2,98	4,28

Durante el proceso de evaluación estructural mediante el análisis modal espectral, se identificaron elementos que presentan un índice de sobreesfuerzo (IS) superior a 1.0, lo que significa que la demanda sísmica calculada excede la capacidad resistente del elemento estructural considerado. Esta condición refleja un comportamiento no conforme con los niveles mínimos de seguridad estructural exigidos por la normativa vigente (NSR-10), y representa un riesgo potencial de daño o falla estructural durante un evento sísmico severo.

Finalmente se estiman los índices de sobreesfuerzo globales (ISG) como 14,28 y 4,28 para los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente.

- ***Índices de flexibilidad de piso (IF)***

El índice de flexibilidad se indica en la NSR-10 como un parámetro para clasificar los sistemas estructurales de edificaciones en función de su comportamiento ante cargas laterales especialmente las inducidas por sismos. Este índice permite determinar si una edificación se considera rígida,

flexible o intermedia, lo cual influye en el análisis estructural y en la aplicación de requisitos adicionales de diseño.

Para el cálculo de los índices de flexibilidad de piso, es necesario determinar la deriva de los nodos en cada piso y posteriormente dividirla entre el máximo permitido por la norma (1% según la tabla A.6.4-1 de la NSR-10); en las Tablas 45 y 46 se indican las derivas de piso, el límite establecido por la norma y el índice de flexibilidad (IF) para cada uno de los bloques.

Tabla 45

Índice de flexibilidad de piso del bloque de Administración.

Nodo	Piso	Caso de carga	Desplazamiento del nodo			Deriva		IF
			Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]	X	Y	
41	1	ControldeDERIVA	41,551	159,167	-0,097	1,65%	6,30%	6,30
41	2	ControldeDERIVA	72,931	430,4	-0,141	1,44%	8,52%	8,52

Tabla 46

Índice de flexibilidad de piso del bloque de Urgencias.

Nodo	Piso	Caso de carga	Desplazamiento del nodo			Deriva		IF
			Ux [mm]	Uy [mm]	Uz [mm]	X	y	
2	1	ControldeDERIVA	23,32	65,28	0,20	0,90%	2,51%	2,51
2	2	ControldeDERIVA	48,03	120,11	0,25	2,67%	6,67%	6,67
15	2	ControldeDERIVA	82,04	120,11	0,09	4,56%	6,67%	6,67

Del análisis modal espectral realizado se obtiene que las derivas de piso máximas exceden los límites establecidos por la NSR-10 en el apartado A.6.4 para el uso y sistema estructural de la edificación evaluada. En particular, se identificó que la mayor deriva del bloque de Administración ocurre en el nodo 41 del piso 2, alcanzando un valor de 8.52% y 6.30% en el nodo 41 del primer piso, ambas en la dirección Y. En el bloque de Urgencia se encuentra que las derivas máximas de piso ocurren en los nodos 2 y 15, obteniendo valores de 2.51% y 6.67% en el primer y segundo piso, respectivamente.

Este resultado indica que la estructura no cumple con el requisito normativo de control de derivas de piso, lo cual representa una condición desfavorable en términos de seguridad y servicio durante eventos sísmicos.

Según el apartado 4.10.4.3.5, al tener un límite máximo de deriva del 1%, los índices de flexibilidad de piso corresponden o son iguales a la deriva de piso.

- ***Índice de flexibilidad de la estructura (IFG)***

Según el capítulo A.10.4.3.5, el índice de flexibilidad global o de toda la estructura corresponde al mayor índice de flexibilidad de piso, de esta manera se asignan los valores establecidos en la Tabla 47.

Tabla 47

Índice de Flexibilidad de la estructura.

Índice de flexibilidad	
Bloque de Administración	8,52
Bloque de Urgencias	6,67

Durante la evaluación estructural mediante el análisis modal espectral, se determinó que la edificación presenta un índice de flexibilidad global mayor a 1, lo que indica que la estructura es más flexible que una edificación nueva diseñada bajo los criterios actuales de la normativa sismo resistente. Este resultado implica que la estructura existente experimenta mayores desplazamientos laterales (derivadas inter-piso) ante la acción de un sismo, en comparación con una estructura nueva equivalente. Un comportamiento de este tipo se asocia con una menor rigidez lateral.

- ***Nivel de vulnerabilidad sísmica***

Se procede a estimar el nivel de vulnerabilidad sísmica de la estructura con base en lo establecido en el capítulo A.10.5.1 de la Norma Sismo Resistente NSR-10. Esta estimación se realiza mediante el análisis de dos indicadores fundamentales: el inverso del Índice de Sobre esfuerzo Global (ISG) y el inverso del Índice de Flexibilidad Global (IFG), los cuales permiten evaluar la capacidad estructural frente a sollicitaciones sísmicas. Estos índices

proporcionan una medida cuantitativa de la respuesta de la edificación ante eventos sísmicos, permitiendo clasificar el nivel de vulnerabilidad estructural en diferentes rangos predefinidos por la normativa. En este sentido, el ISG está relacionado con la demanda de resistencia de los elementos estructurales, mientras que el IFG se asocia con la rigidez global de la edificación y su capacidad de deformación ante cargas sísmicas.

Con base en estos criterios, se ha determinado el nivel de vulnerabilidad sísmica para los dos bloques que componen la estructura analizada. Los resultados obtenidos para cada uno de estos bloques, expresados en función de los límites estipulados por la NSR-10, se presentan de manera consolidada en la Tabla 48, donde se puede observar la clasificación correspondiente según el desempeño estructural frente a un evento sísmico representativo.

Tabla 48

Nivel de vulnerabilidad sísmica.

Bloque	Índice de sobreesfuerzo global		Índice de flexibilidad global		Nivel de vulnerabilidad
	Valor	Inverso	Valor	Inverso	
Administración	14,28	7,00%	8,52	11,73%	Alta
Urgencias	4,28	23,36%	6,67	14,99%	Alta

Con base en los resultados obtenidos (Tabla 48) y conforme a los criterios establecidos en el Capítulo A.10.4 de la NSR-10, se determina que la estructura presenta un nivel de vulnerabilidad sísmica alto en sus dos bloques (Administración y Urgencias). Esto indica que posee deficiencias importantes en resistencia y rigidez, lo que incrementa significativamente el riesgo de daño severo o colapso ante un evento sísmico de gran intensidad. Dada esta condición, la estructura no garantiza un comportamiento adecuado para proteger la vida de los ocupantes ni mantener su estabilidad.

3.4.3. Modelo No Lineal

Como complemento al método convencional de estimación del nivel de vulnerabilidad sísmica, en el presente estudio se ha implementado un análisis dinámico no lineal tipo Tiempo-

Historia, con el objetivo de evaluar el comportamiento detallado de la estructura ante excitaciones sísmicas. Para el desarrollo del modelo se utilizó el software MIDAS Gen, empleando elementos por fibras en cada sección estructural lo que permite capturar de forma precisa las deformaciones, esfuerzos, desplazamientos y no linealidades materiales a lo largo del tiempo, aportando así una visión más realista del desempeño estructural. El uso de modelos no lineales por fibras en estructuras antiguas representa una herramienta fundamental para la evaluación detallada de su comportamiento estructural bajo condiciones de carga severas, especialmente ante solicitaciones sísmicas. Este tipo de modelación permite una representación precisa del comportamiento inelástico de los materiales que conforman cada elemento estructural, considerando la interacción entre concreto y acero a nivel de sección transversal.

Se desarrollaron dos modelos por fibras utilizando el software MIDAS Gen, en los cuales se definieron los elementos estructurales correspondientes, asignando sus propiedades geométricas, características de los materiales y cargas aplicadas, de manera consistente con el modelo lineal previamente generado en el software ETABS. A continuación, en las Figuras 33 y 34 se presenta la numeración e identificación asignada por MIDAS Gen a cada uno de los elementos estructurales en cada uno de los bloques:

Figura 33

Asignación de identificadores a los elementos del primer piso del bloque de Urgencias.

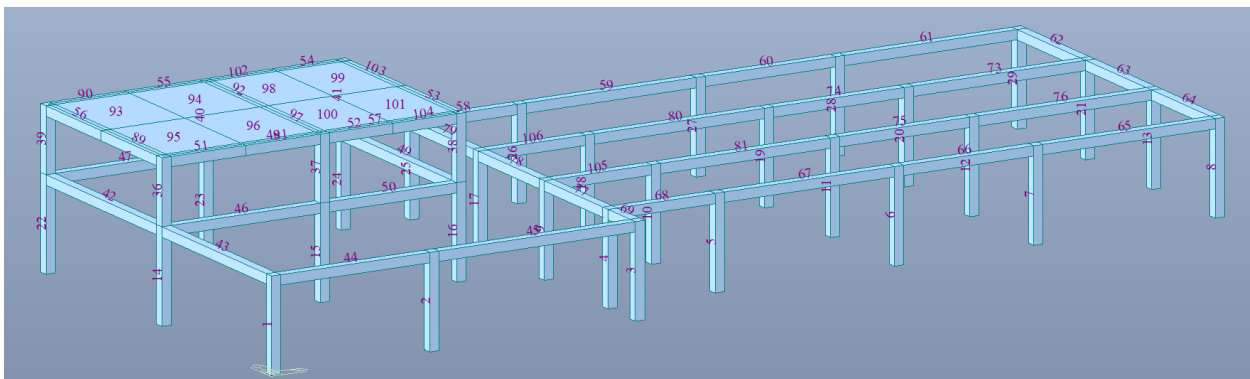
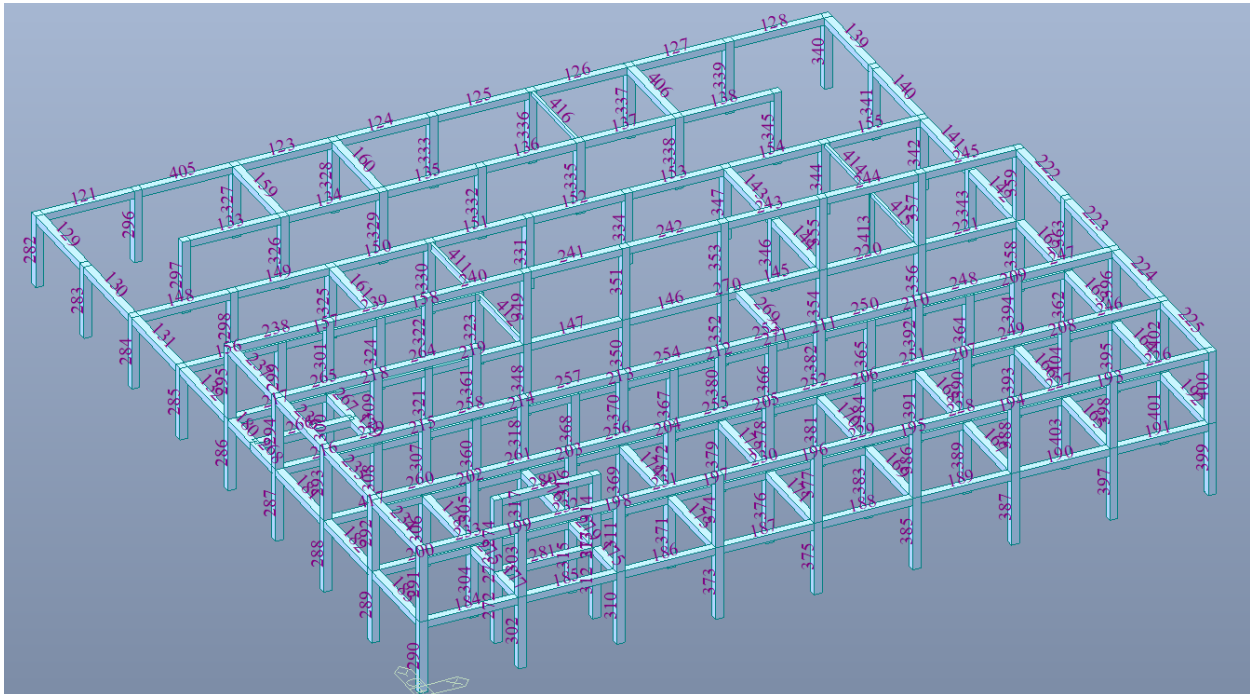


Figura 34

Asignación de identificadores a los elementos del primer piso del bloque de Administración.



3.4.3.1. Análisis Tiempo- Historia

Para la evaluación detallada del desempeño sísmico de la estructura, se llevó a cabo un análisis dinámico no lineal tipo Tiempo-Historia conforme a los lineamientos establecidos en la norma ASCE/SEI 7-16. Este tipo de análisis permite modelar explícitamente el comportamiento no lineal de los materiales bajo cargas sísmicas transitorias, proporcionando una representación realista de la respuesta estructural ante eventos de gran intensidad.

En cumplimiento con lo indicado en la Sección 16.1.3 de la ASCE 7-16, se utilizaron 11 registros sísmicos representativos, los cuales fueron seleccionados considerando las características geológicas y sismotectónicas del sitio.

El proceso de escalamiento se realiza de manera que el promedio del espectro de respuesta de los 11 sismos, en los periodos fundamentales de la estructura, fuera mayor o igual al 90% del espectro elástico de diseño. Esta condición garantiza que los registros utilizados reflejan

adecuadamente la demanda sísmica del sitio, tal como lo requiere la normativa para análisis no lineales.

Cada registro fue aplicado de manera individual al modelo estructural no lineal, el cual fue desarrollado en MIDAS Gen, incorporando elementos por fibras para capturar el comportamiento inelástico del concreto y del acero. Los resultados obtenidos para cada evento sísmico incluyen desplazamientos, rotaciones, fuerzas internas y deformaciones unitarias en los elementos críticos.

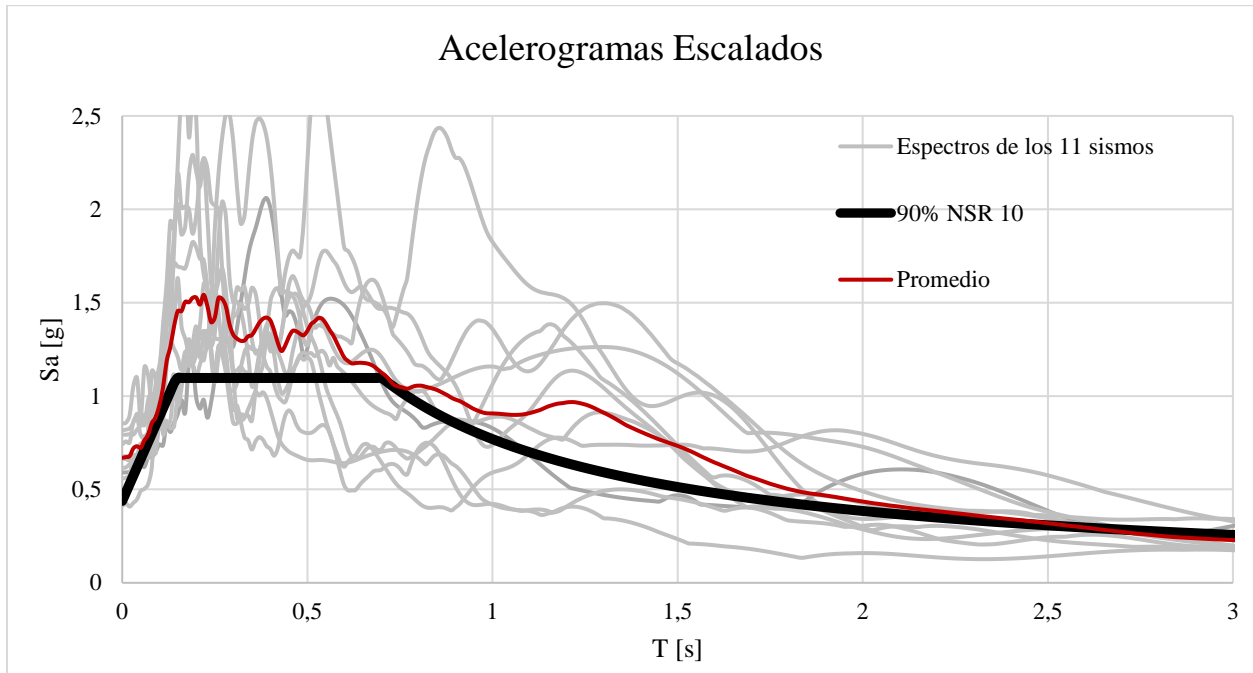
La Figura 35 presenta los espectros de aceleración correspondientes a los diferentes registros sísmicos utilizados como entrada en el modelo estructural. Estos espectros representan la respuesta en aceleración de un oscilador elástico de un solo grado de libertad, en función del período fundamental, para cada uno de los movimientos introducidos.

Adicionalmente, en la misma figura se incluye el espectro promedio calculado a partir de los registros seleccionados, lo cual permite evaluar la representatividad global del conjunto de movimientos respecto al comportamiento dinámico esperado. Asimismo, se incorpora el 90% del espectro elástico de diseño definido por la NSR-10, el cual constituye un límite normativo que los espectros de los registros deben alcanzar o superar para ser considerados adecuados en el análisis.

La comparación entre estos espectros permite verificar la compatibilidad entre los registros sísmicos empleados y las exigencias del diseño sísmico de la estructura. En este sentido, se evalúa si los registros utilizados poseen una intensidad espectral suficiente en el rango de períodos de interés, garantizando así una adecuada representación de la demanda sísmica durante el análisis dinámico.

Figura 35

Espectros de los sismos usados para el análisis Tiempo-historia.



Los acelerogramas de cada sismo y los espectros elásticos se indican más detalladamente en el documento anexo “Anexo 5: Espectros y acelerogramas de los sismos”.

- ***Interacción en el tiempo***

Los resultados en esta sección muestran la interacción de la estructura a lo largo del tiempo durante el análisis no lineal Tiempo-Historia, permitiendo identificar los momentos en que estos elementos alcanzan sus máximas demandas de esfuerzo y deformación.

A continuación, se presentan los resultados correspondientes a los desplazamientos en función del tiempo, haciendo énfasis en los desplazamientos máximos registrados en los nodos de los bloques evaluados. En particular, para el bloque de Administración, se encontró que el desplazamiento más crítico se desarrolla en el nodo 199 bajo la acción del sismo número 1, los resultados se indican en la Figura 37; para el bloque de Urgencias, se identificó que el mayor desplazamiento ocurre en el nodo 67, bajo la acción del sismo número 8, correspondiente a uno de los once registros sísmicos considerados en el análisis tiempo-historia; el desplazamiento en el

tiempo para el sismo mencionado se indica en la Figura 38. La Figura 35 muestra la ubicación del nodo 199 en el bloque de Administración; mientras que la Figura 36 muestra la ubicación del nodo 67 del bloque de Urgencias.

Figura 36

Nodo 199 del bloque de Administración.

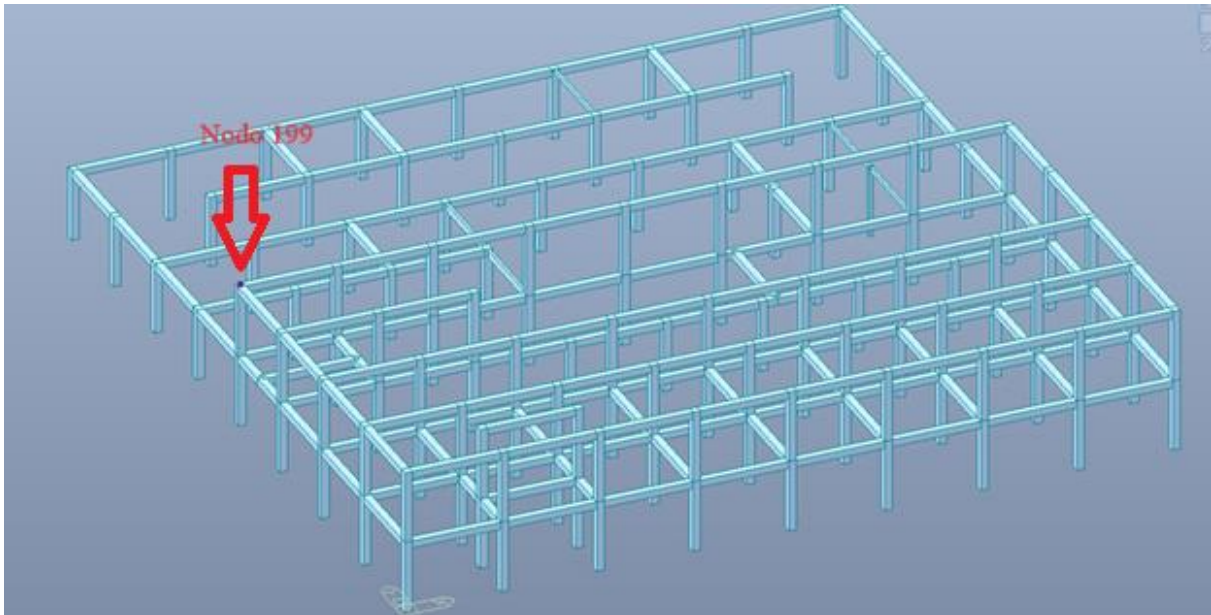


Figura 37

Nodo 67 del bloque de Urgencias.

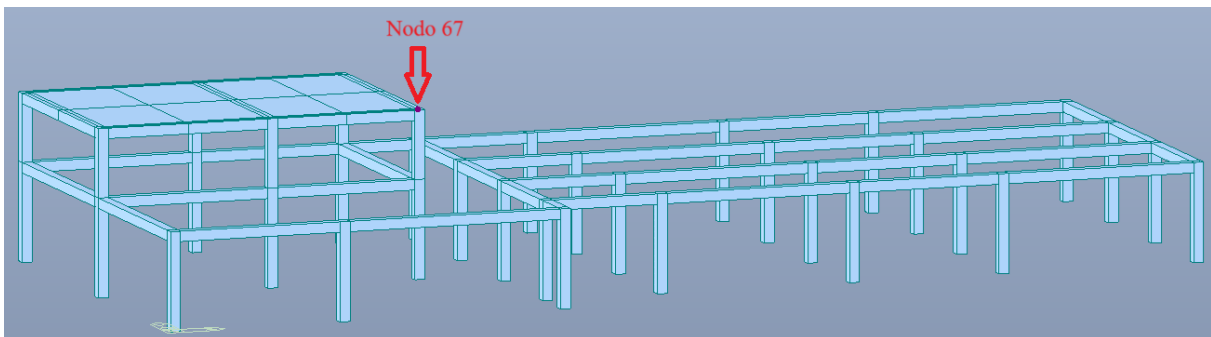
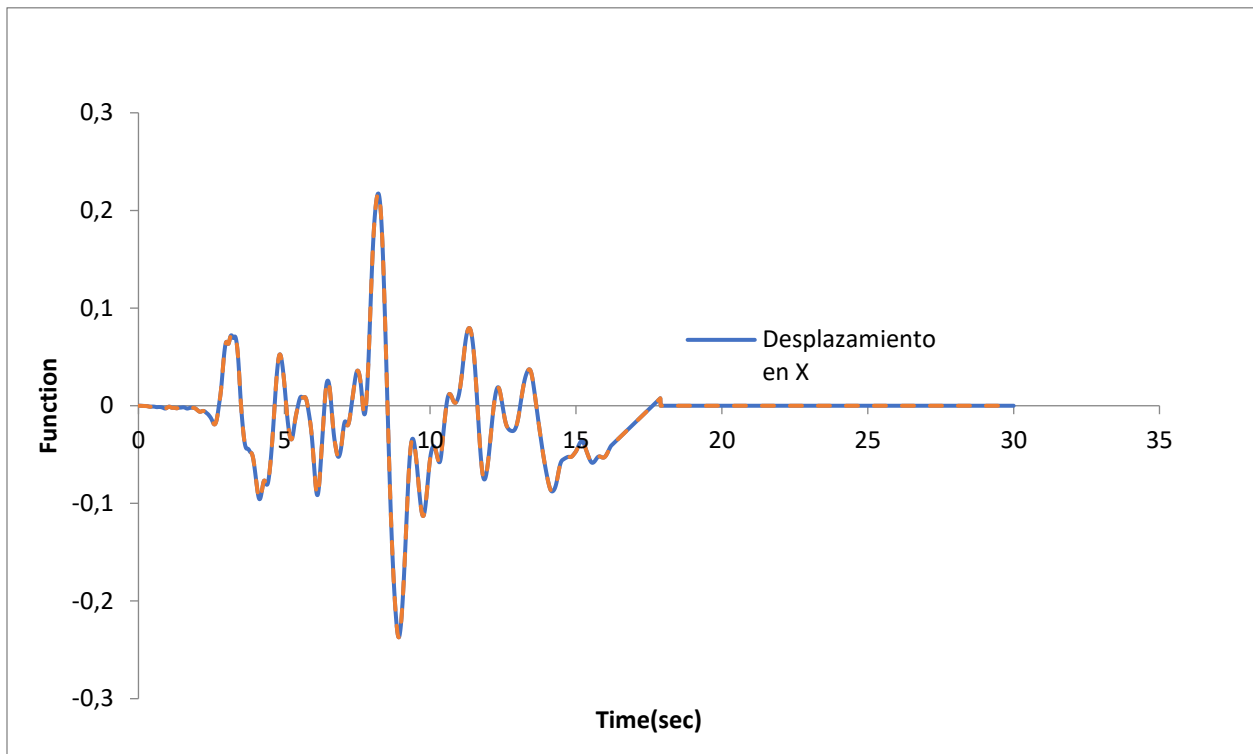


Figura 38

Desplazamiento en el tiempo del nodo 199 en el bloque de Administración.



Los resultados del desplazamiento máximo obtenidos en el nodo 199 muestran que, mediante el análisis tiempo-historia, se alcanza un desplazamiento máximo de 0.23 metros tanto en la dirección X como en la dirección Y. Este valor representa la respuesta máxima del nodo durante el evento sísmico modelado, considerando las características dinámicas de la estructura y la excitación impuesta. La coincidencia en los desplazamientos máximos observados en las direcciones X y Y durante el análisis tiempo-historia puede explicarse por varios factores técnicos relacionados tanto con las características de la estructura como con la naturaleza del movimiento sísmico aplicado. En primer lugar, la estructura presenta una configuración geométrica simétrica y propiedades dinámicas similares en ambas direcciones, como rigidez, distribución de masa y disposición de elementos estructurales, por esta razón es razonable esperar una respuesta estructural similar frente a cargas equivalentes. Además, si las componentes del sismo aplicadas en las direcciones X y Y son idénticas o presentan magnitudes y contenidos espectrales

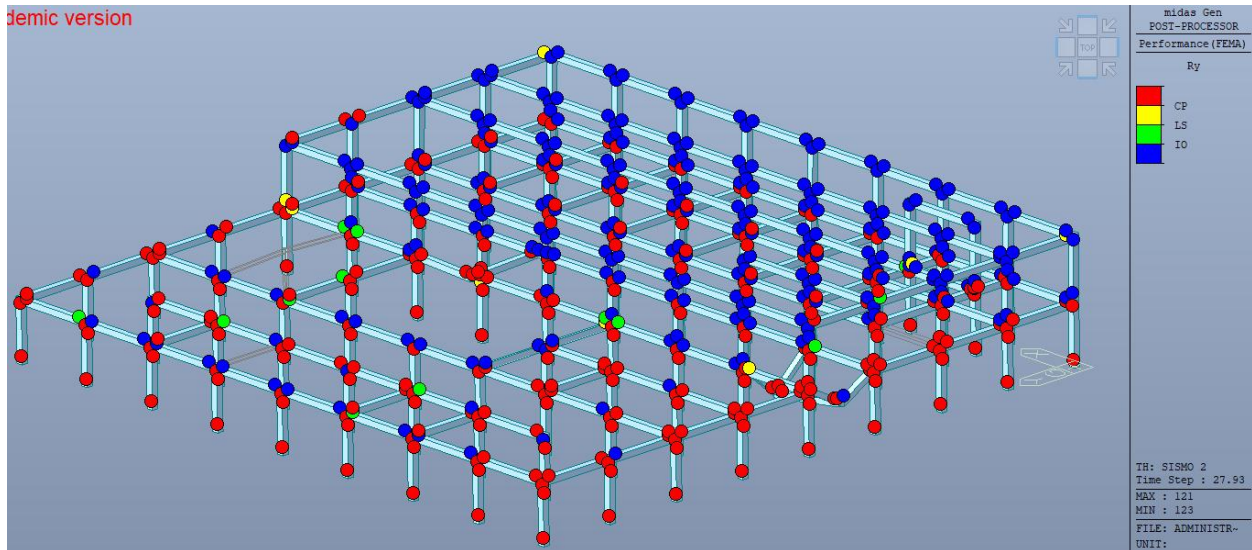
comparables, la estructura responderá de forma semejante en ambas direcciones. Otro factor importante es que los modos de vibración predominantes en la estructura tienen frecuencias cercanas y contribuciones equivalentes en ambas direcciones, lo que refuerza la similitud en los desplazamientos.

La Figura 39 muestra la distribución del nivel de desempeño alcanzado por los elementos estructurales del bloque de Administración durante el desplazamiento máximo registrado en términos de rotulas plásticas del FEMA. Se observó que el 43% de los elementos se encuentra dentro o por debajo del rango de desempeño correspondiente al estado límite de Seguridad de Vida (LS), representado en color amarillo.

Este resultado sugiere que el análisis no lineal tipo Tiempo–Historia ofrece una representación más precisa del comportamiento real de la estructura existente. A través de este enfoque, se evidencia que una proporción significativa de los elementos estructurales puede resistir las demandas sísmicas sin alcanzar niveles críticos de desempeño, en contraste con el análisis lineal, en el cual la totalidad de los elementos supera el límite del índice de sobreesfuerzo.

Figura 39

Estado de desempeño de las rotulas plásticas durante el desplazamiento máximo en el nodo 199 del bloque de Administración.



La Figura 40 presenta los desplazamientos máximos obtenidos en el nodo 67, registrándose un valor de 0.045 metros en la dirección X y 0.076 metros en la dirección Y. Estos resultados difieren de los observados en el bloque de Administración, debido a que el bloque de Urgencias exhibe una configuración estructural con mayores irregularidades geométricas y de distribución de elementos, lo que se traduce en una mayor variabilidad en la rigidez lateral. Esta condición influye directamente en la respuesta dinámica de la estructura, generando desplazamientos diferenciales más pronunciados en comparación con zonas más regulares del conjunto edilicio. La Figura 41 presenta la distribución del nivel de desempeño alcanzado por los elementos estructurales generado cuando ocurre el desplazamiento máximo en el bloque de Urgencias en términos de rotulas plásticas del FEMA 356.

Figura 40

Desplazamiento en el tiempo del nodo 67 en el bloque de Urgencias.

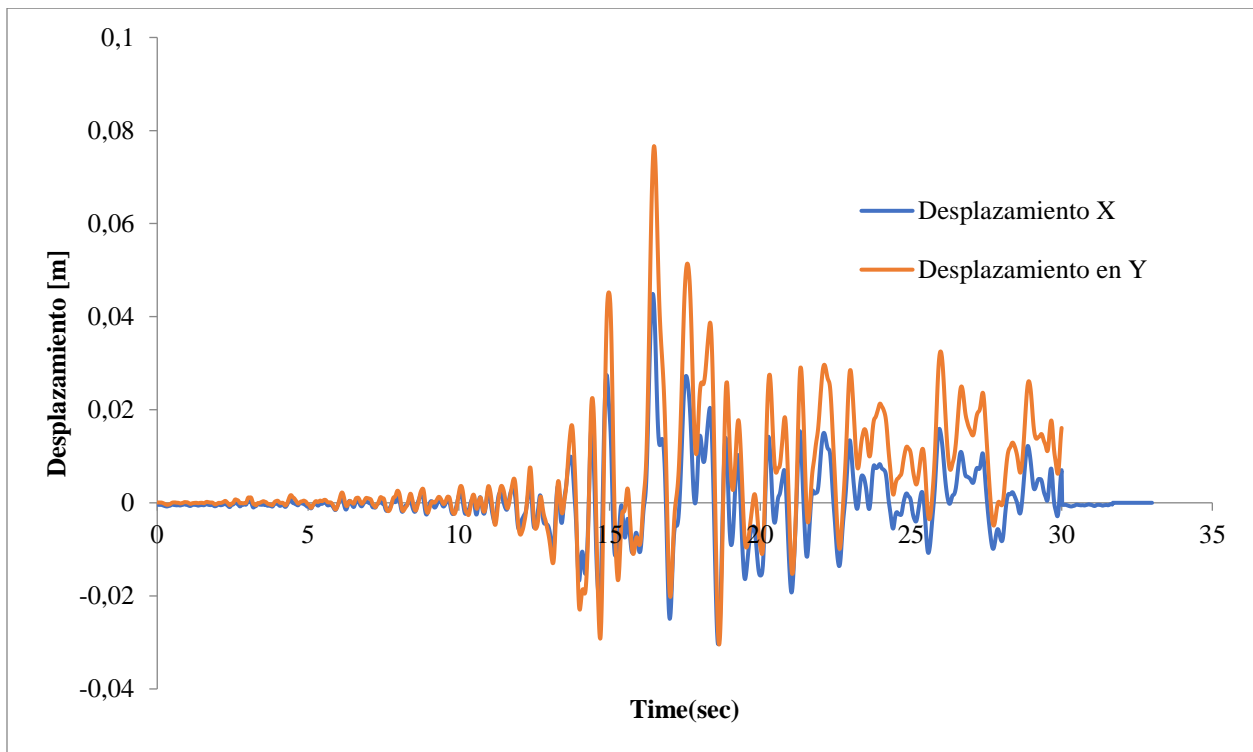
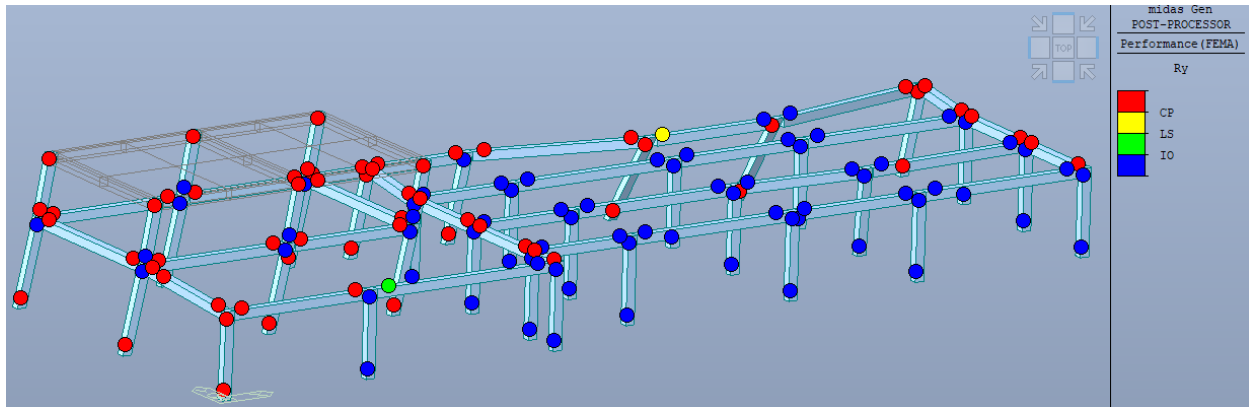


Figura 41

Estado de desempeño de las rotulas plásticas durante el desplazamiento máximo en el nodo 67 del bloque de Urgencias.



En lo referente a la evolución temporal de las cortantes basales en cada uno de los bloques analizados, estas se determinaron a partir de la demanda máxima inducida por los distintos registros sísmicos empleados en el análisis Tiempo–Historia. Para el bloque de Administración, el mayor valor de cortante basal fue generado por el registro sísmico número 11, mientras que, en el bloque de Urgencias, la demanda máxima fue inducida por el registro número 2. Esta diferenciación en la respuesta evidencia la influencia que tienen las características dinámicas particulares de cada bloque frente a distintos patrones de excitación sísmica. Los valores cuantitativos correspondientes pueden consultarse en la Tabla 57 en el apartado 3.5.1 de este documento. Complementariamente, las Figuras 42 y 43 presentan la evolución temporal de la cortante basal en el análisis Tiempo-Historia y la cortante basal inducida por el análisis modal espectral (Línea constate) en las direcciones X y Y para el bloque de Administración, mientras que las Figuras 44 y 45 ilustran la respuesta correspondiente al bloque de Urgencias en las mismas direcciones. Los valores máximos encontrados se muestran en las Tablas 56 y 57 de este documento.

Figura 42

Cortante basal en el tiempo en la dirección X (Sismo 11) en el bloque de Administración.

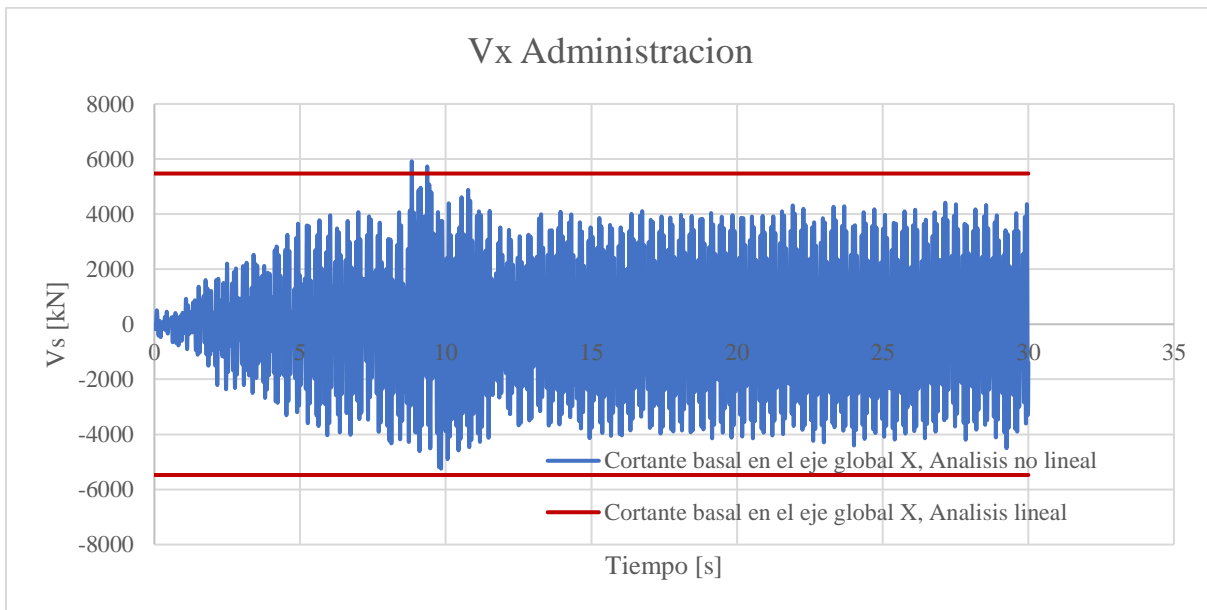


Figura 43

Cortante basal en el tiempo en la dirección Y (Sismo 11) en el bloque de Administración.

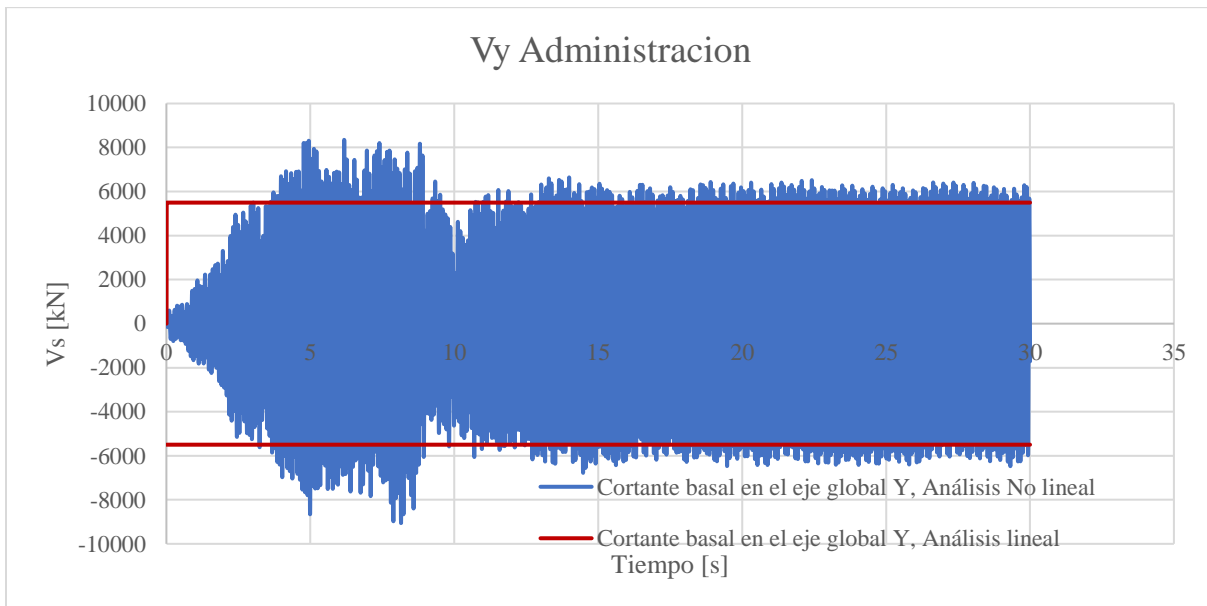


Figura 44

Cortante basal en el tiempo en la dirección X (Sismo 2) en el bloque de Urgencias.

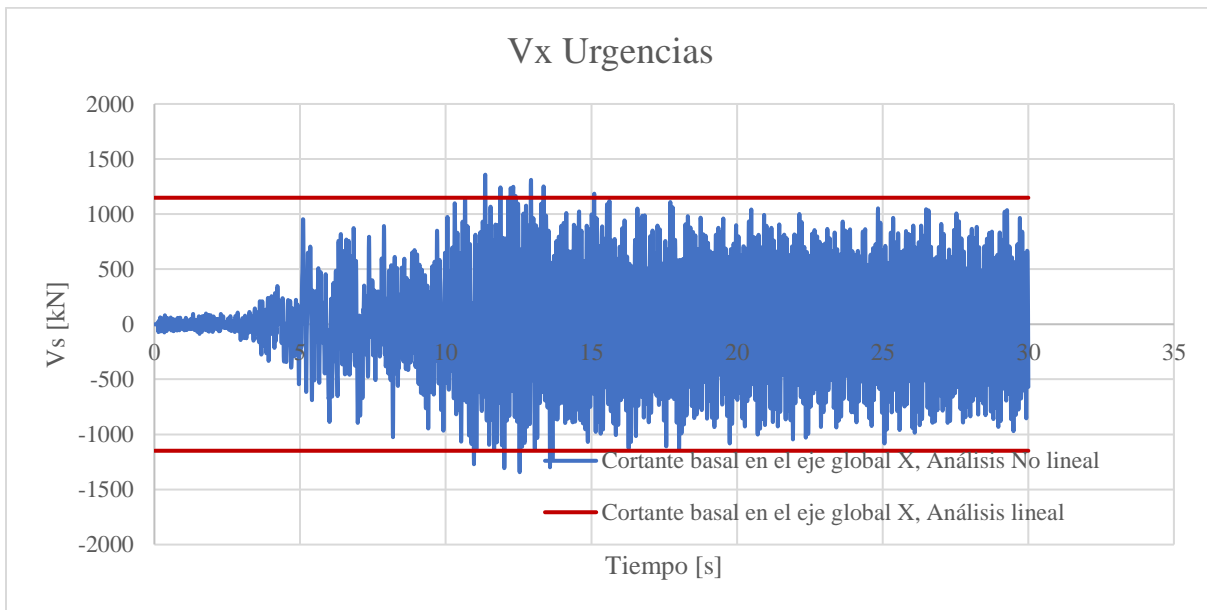
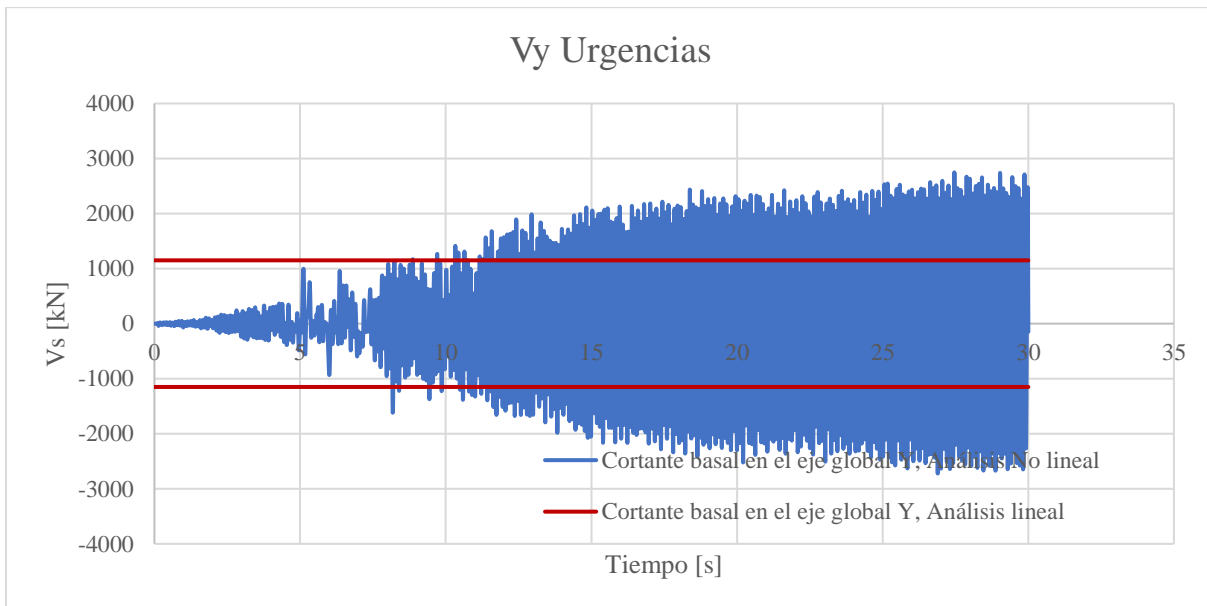


Figura 45

Cortante basal en el tiempo en la dirección Y (Sismo 2) en el bloque de Urgencias.

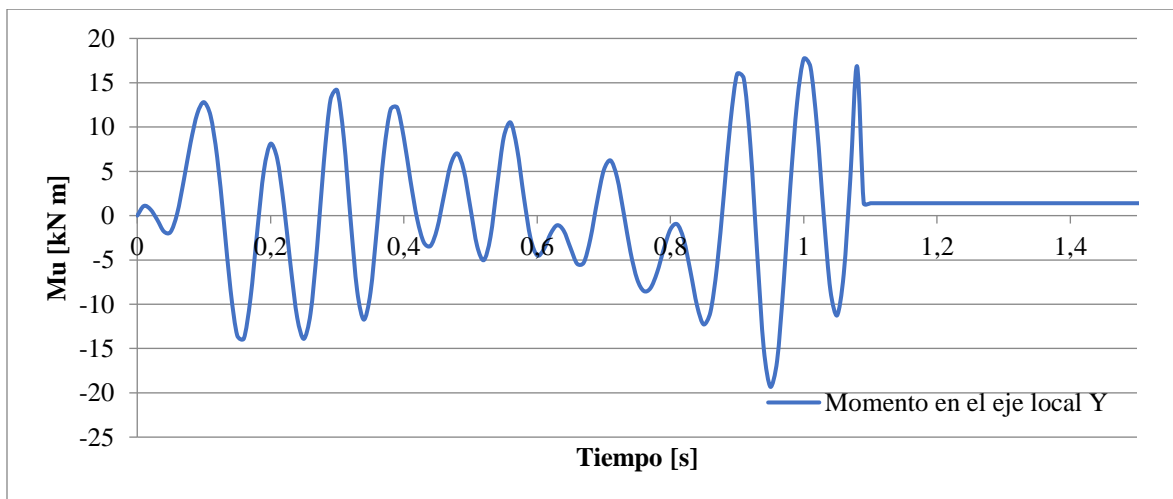


En relación con los esfuerzos generados en los elementos estructurales más críticos: la viga 177 y la columna 363, ubicados en el bloque de Administración (mostrados más detalladamente en la Figura 49 y Figura 50), se evaluó la demanda máxima a lo largo del tiempo en la sección I de los elementos, la cual corresponde al extremo inicial de cada elemento estructural. En el caso del Análisis Tiempo-Historia, dicha demanda corresponde al sismo número 11. Los resultados se presentan en las siguientes gráficas.

La Figura 46 presenta la evolución del momento flector inducido en la viga 177 a lo largo del tiempo, específicamente en el eje local Y (correspondiente al momento M3, asociado a la flexión vertical). Este momento representa la respuesta estructural de la viga frente a la excitación sísmica aplicada, capturando tanto los valores positivos como negativos que ocurren durante el análisis tiempo-historia. Se observa que el momento alcanza un valor máximo de 17.7 kNm en sentido positivo y -19.3 kNm en sentido negativo, lo cual indica la presencia de inversiones de curvatura a lo largo del evento sísmico, fenómeno típico en elementos flexionados sometidos a cargas dinámicas reversibles. En comparación a los resultados de momento obtenidos por el análisis Modal espectral para el mismo elemento estructural ($M_u = 57.9$ kN m), se encuentra que los resultados del Análisis Tiempo-Historia son 33.3% menores.

Figura 46

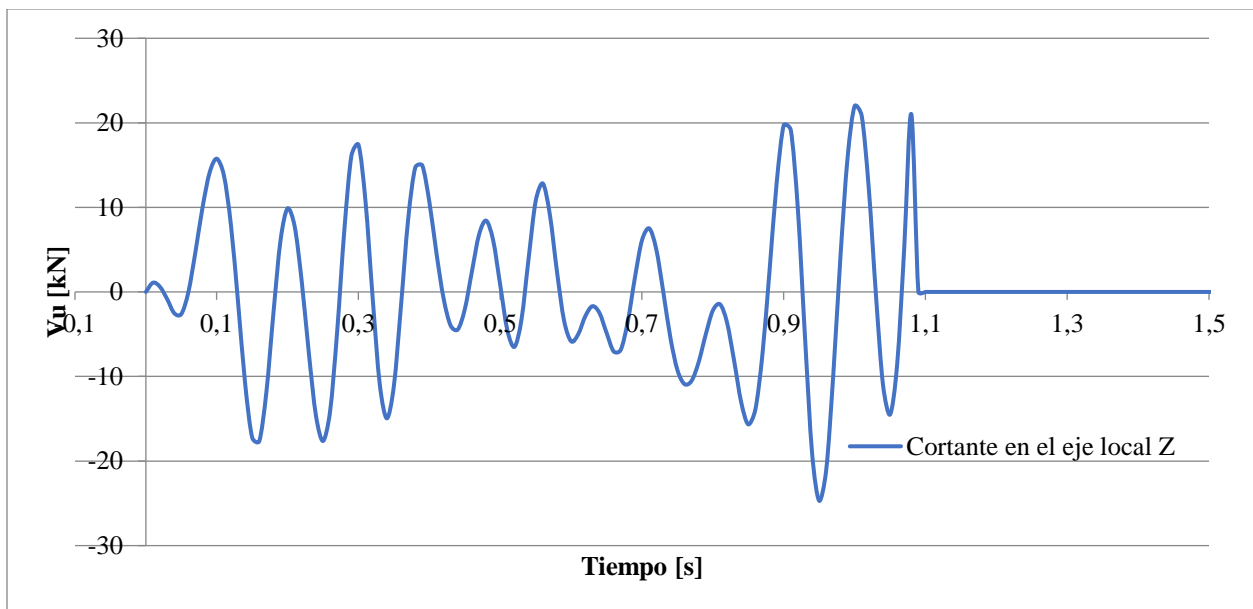
Momento interno en el tiempo de la viga 177 del bloque de Administración en el eje local Y.



La Figura 47 muestra la evolución del esfuerzo cortante interno en el eje local Z de la viga 177, ubicada en el bloque de Administración, obtenido a partir del análisis tiempo-historia. Este esfuerzo corresponde a la componente de corte transversal perpendicular al eje longitudinal de la viga, generalmente asociada con el eje local 2 en sistemas estructurales típicos. A lo largo del registro sísmico aplicado, se observa que el cortante varía de forma significativa, alcanzando un valor máximo positivo de 21.9 kN y un valor negativo de -24.7 kN. Estas variaciones reflejan la naturaleza cíclica del movimiento sísmico, así como las exigencias dinámicas impuestas sobre el elemento estructural. En comparación a los resultados de cortante obtenidos por el análisis Modal espectral para el mismo elemento estructural ($V_u = 69.7$ kN), se encuentra que los resultados del Análisis Tiempo-Historia son 31.4% menores.

Figura 47

Cortante interno en el tiempo de la viga 177 del bloque de Administración en el eje local Z.

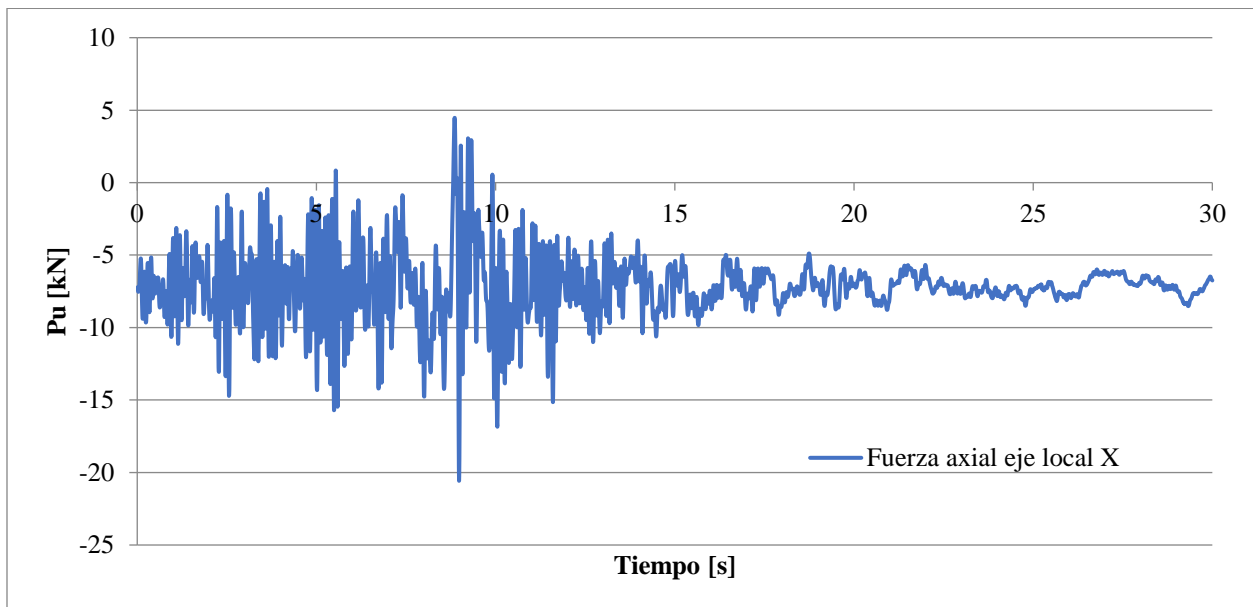


La Figura 48 ilustra la evolución de la carga axial interna en la columna 363, perteneciente al bloque de Administración, a lo largo del tiempo como resultado del análisis tiempo-historia. Esta carga axial representa la fuerza normal que actúa a lo largo del eje longitudinal de la columna, y

varía en función de la respuesta dinámica inducida por la acción sísmica. Se observa que los valores máximos alcanzados corresponden a 4.47 kN en tracción y -20.57 kN en compresión, lo que evidencia un comportamiento cíclico característico de eventos sísmicos, con alternancia entre esfuerzos de tracción y compresión. En comparación a los resultados de carga axial obtenidos por el análisis Modal espectral para el mismo elemento estructural ($P_u = 12.9$ kN), se encuentra que los resultados del Análisis Tiempo-Historia son 34.6% menores en tracción y 62.7 % mayores en compresión.

Figura 48

Axial interna en el tiempo de la columna 363 del bloque de Administración en el eje local X.

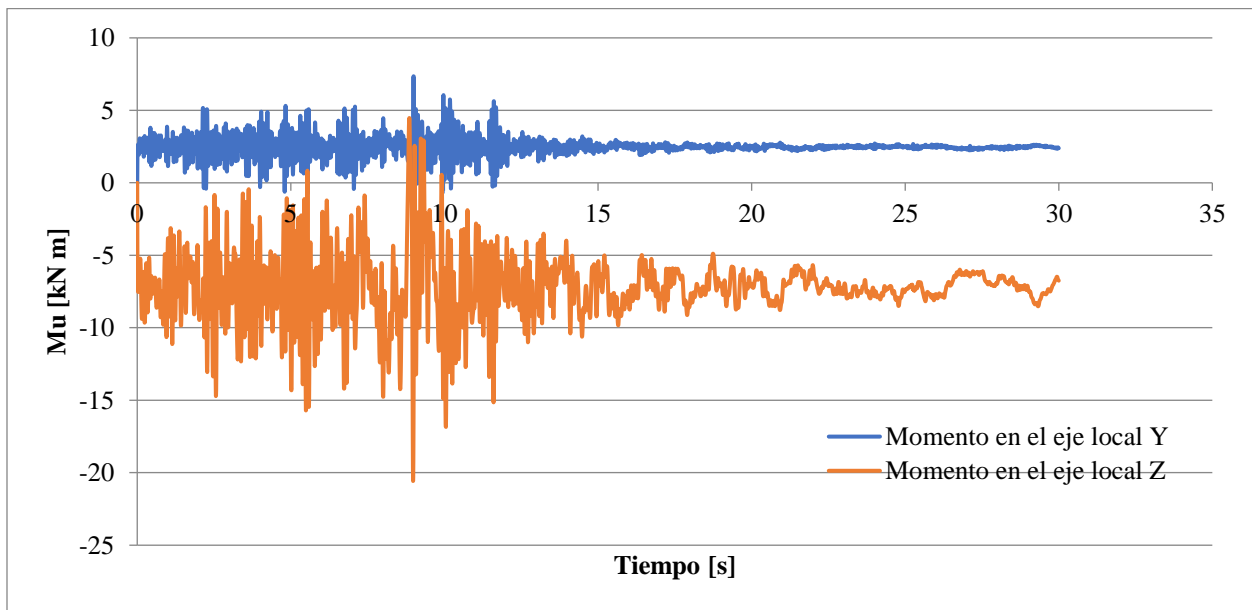


La Figura 49 muestra la evolución del momento flector en la columna 363 del bloque de Administración, en los ejes locales Y y Z, obtenida a partir del análisis tiempo-historia. Estos momentos reflejan la flexión inducida por la acción sísmica en los dos planos principales del elemento estructural. En el eje local Y, los momentos alcanzan valores máximos de 7.3 kNm y mínimos de -1.8 kNm, mientras que en el eje local Z se observan valores más significativos, con un máximo de 4.47 kNm y un mínimo de -20.6 kNm.

La magnitud y dirección de estos momentos varían a lo largo del tiempo debido a la naturaleza cíclica de las cargas sísmicas, lo cual genera inversiones de curvatura que deben ser consideradas en el diseño por flexión biaxial. La mayor demanda en el eje Z sugiere una flexión predominante en ese plano, posiblemente asociada a la orientación del sismo o a la geometría y restricciones de la estructura. En comparación a los resultados de momento obtenidos por el análisis Modal espectral para el mismo elemento estructural ($M_{2u} = 91.1 \text{ kN m}$ y $M_{3u} = 71.1 \text{ kN m}$), se encuentra que los resultados del Análisis Tiempo-Historia son 91.8% menores en el eje local Y y 71.1% menores en el eje local Z.

Figura 49

Momento interno en el tiempo de la columna 363 del bloque de Administración en los ejes locales Y y Z.

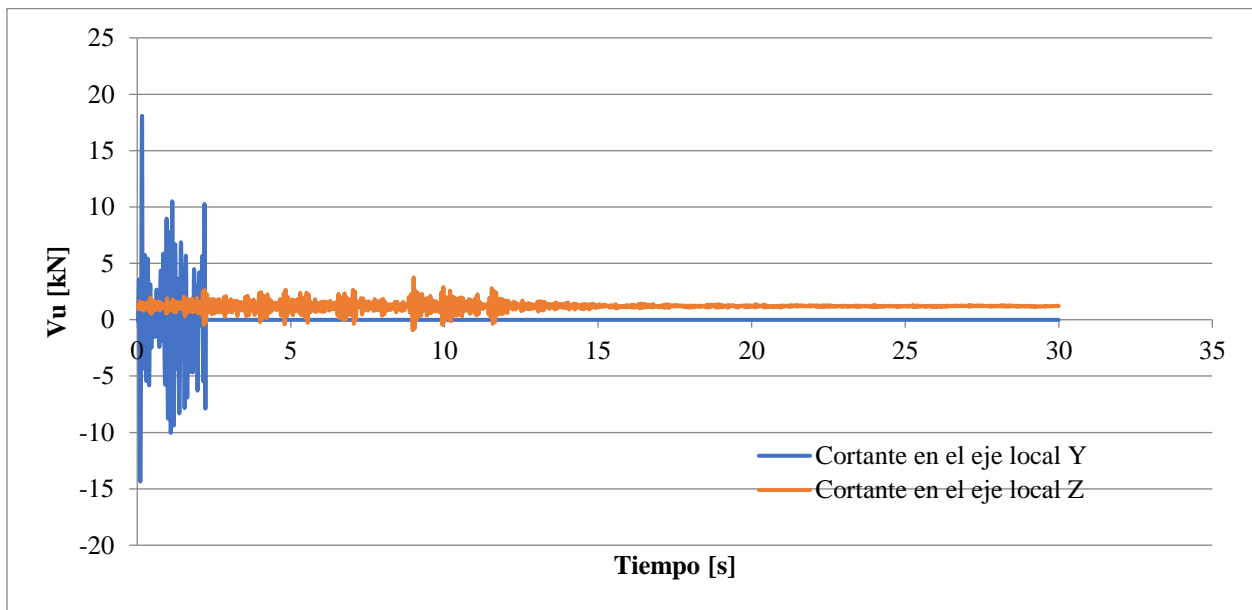


La Figura 50 presenta la evolución del esfuerzo cortante interno en los ejes locales Y y Z de la columna 363, ubicada en el bloque de Administración, como resultado del análisis tiempo-historia. Estos esfuerzos representan las fuerzas internas transversales que actúan perpendicularmente al eje longitudinal del elemento estructural y son inducidas por la acción dinámica del sismo. En el eje local Y, que generalmente se asocia con el plano principal de carga

lateral, se observan valores máximos de cortante de 18.1 kN y -14.3 kN, evidenciando la alternancia de esfuerzos propios del comportamiento cíclico provocado por la excitación sísmica. Por su parte, en el eje local Z, que representa el cortante en el plano ortogonal, las magnitudes alcanzadas son menores, con un máximo de 3.7 kN y un mínimo de -0.93 kN, lo cual indica que la demanda en esta dirección es considerablemente más baja. En comparación a los resultados de cortante obtenidos por el análisis Modal espectral para el mismo elemento estructural ($V_{2u} = 39.9$ kN y $V_{3u} = 78.5$ kN), se encuentra que los resultados del Análisis Tiempo-Historia son 35.8% menores en el eje local Y y 95.2 % menores en el eje local Z.

Figura 50

Cortante interno en el tiempo de la columna 363 del bloque de Administración en los ejes locales Y y Z.



3.4.3.2. Vulnerabilidad sísmica

En esta etapa del estudio, se procede a la evaluación del nivel de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante una metodología comparable a la aplicada en el análisis lineal, siguiendo los lineamientos establecidos por la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10), específicamente lo indicado en el Título A.10.4.

Este proceso contempla el cálculo del índice de sobreesfuerzo y el índice de flexibilidad de piso. Ambos parámetros son fundamentales para la identificación de irregularidades estructurales, así como para la evaluación cualitativa del desempeño sísmico esperado.

La capacidad de los elementos se asume igual que en el modelo lineal, considerando las características geométricas de los elementos y las propiedades mecánicas de los materiales.

- ***Índices de sobreesfuerzo locales (IS).***

Con el propósito de evaluar la respuesta estructural ante solicitaciones dinámicas, se procede a la determinación de los índices de sobreesfuerzo para los elementos estructurales principales (vigas y columnas), considerando la demanda aplicada mediante el análisis tiempo-historia no lineal. Este tipo de análisis permite capturar de manera más precisa la evolución temporal de las demandas sísmicas, incorporando los efectos de la inercia, la amortiguación y la no linealidad material a lo largo de un registro sísmico representativo.

Durante el análisis, se registran las fuerzas internas (momentos flectores, cortantes y fuerzas axiales) generadas en cada elemento estructural como función del tiempo. Posteriormente, estas demandas se comparan con la capacidad resistente última de cada sección estructural, la cual fue determinada con base en las propiedades geométricas, características mecánicas del material, y las especificaciones del diseño original o evaluadas mediante inspección y pruebas.

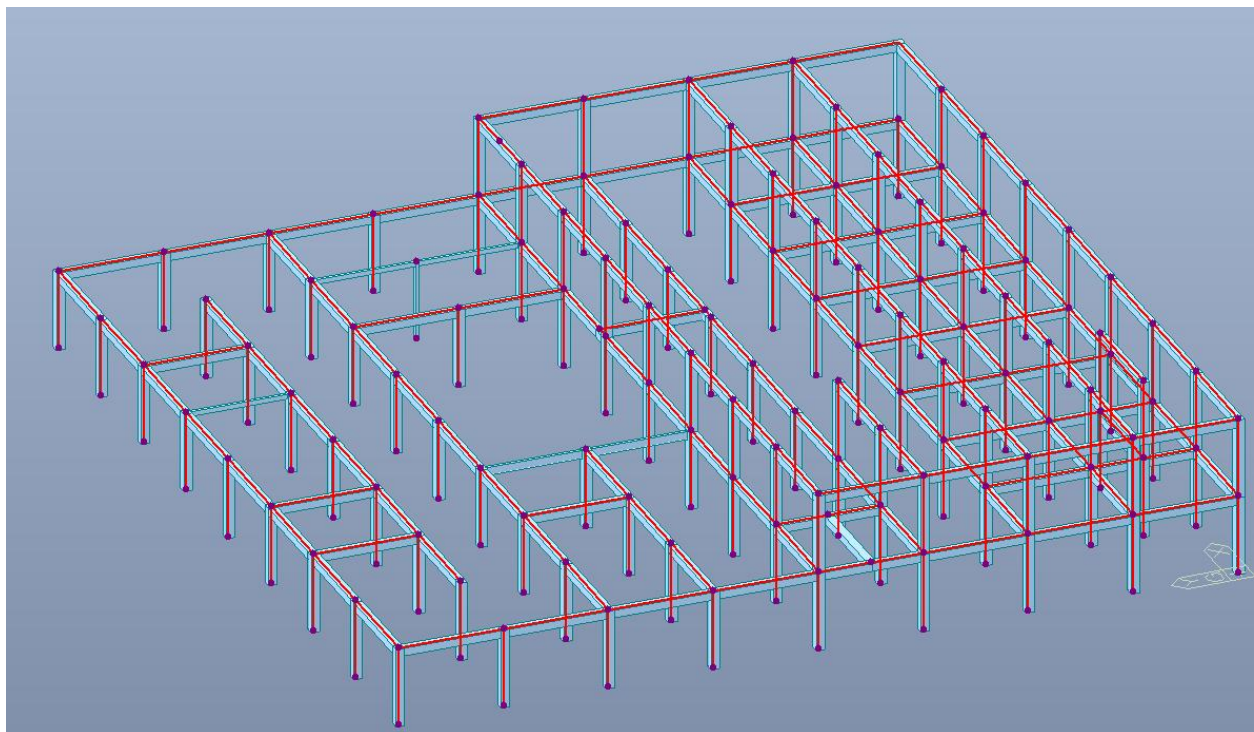
Los índices de sobreesfuerzo combinados (PMMRatio) que evalúan la interacción entre la carga axial (P_u) y los momentos flectores (M_{2u} y M_{3u}), correspondientes a cada elemento estructural se presentan en detalle en el documento “Anexo 3: Índices de Sobreesfuerzo”.

Con el fin de facilitar la interpretación de los resultados presentados en este informe, se ha optado por una representación gráfica simplificada en las Figuras 51 y 52. En dichas figuras se destacan exclusivamente aquellos elementos estructurales cuya demanda supera la capacidad límite establecida, es decir, aquellos para los cuales el cociente entre la demanda y la capacidad, expresado mediante el parámetro PMMRatio, es mayor que uno ($PMMRatio > 1$). Este valor indica que la demanda impuesta sobre el elemento excede su resistencia nominal, lo que sugiere un posible compromiso en su desempeño estructural bajo acción sísmica.

Para facilitar su identificación visual, dichos elementos han sido resaltados en color rojo dentro de los esquemas correspondientes a cada uno de los bloques en estudio. Esta codificación cromática permite una rápida localización de los puntos críticos dentro del sistema estructural, enfocando la atención del lector en aquellas zonas que requieren un análisis más detallado o, en su caso, intervención estructural.

Figura 51

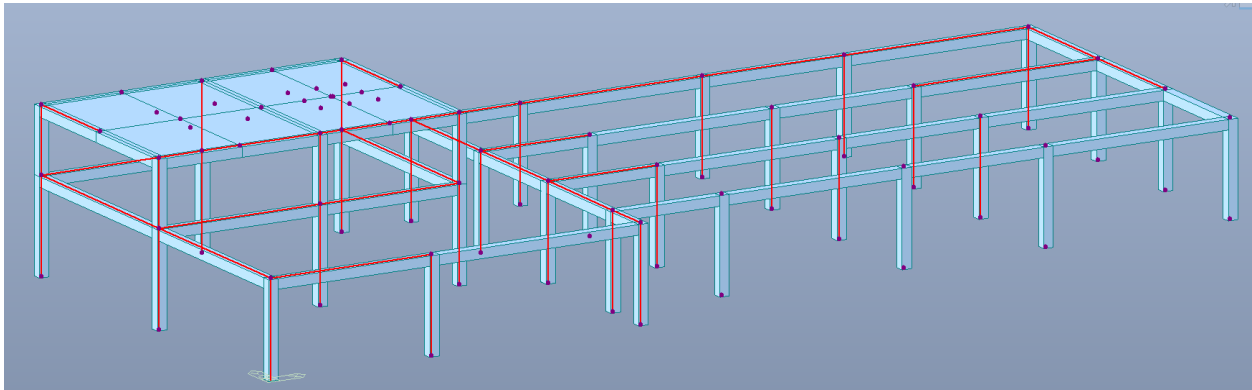
Elementos que sobrepasan el índice de sobreesfuerzo combinado en el bloque de Administración.



En el análisis realizado para el bloque de Administración, se observa que la mayoría de los elementos estructurales evaluados superan el límite permitido del índice de sobreesfuerzo combinado. No obstante, los elementos identificados con los números 266, 411, 412, 413, 414, 415 y 416 constituyen las únicas excepciones, al presentar valores inferiores a la unidad, cumpliendo así con los criterios de aceptación establecidos por la normativa. Solo el 3% de las vigas y el 1% de las columnas cumple con los requisitos estructurales.

Figura 52

Elementos que sobrepasan el índice de sobreesfuerzo combinado en el bloque de Urgencias.



En el bloque de Urgencias se determinó que los elementos que sobrepasan el límite de sobreesfuerzo combinado son aquellos identificados con los números 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 11, 12, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 68, 69, 73, 76, 77, 78, 79, 89, 90, 91, 92, 97, 102, 103, 104, 105 y 106. En vigas, el 33% cumple con los criterios de resistencia, mientras que, en columnas, apenas el 16% mantiene un comportamiento estructural adecuado. Los demás elementos sobrepasan el índice de flexibilidad 1.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la viga más susceptible a daño en ambos bloques corresponde a la viga 177 del bloque de Administración, la cual presenta un índice de sobreesfuerzo a flexión de 9.48 y a cortante de 2.85. Este valor indica una demanda significativamente superior al límite establecido, lo que sugiere una alta probabilidad de falla en condiciones sísmicas severa; el cálculo del IS se indica a continuación:

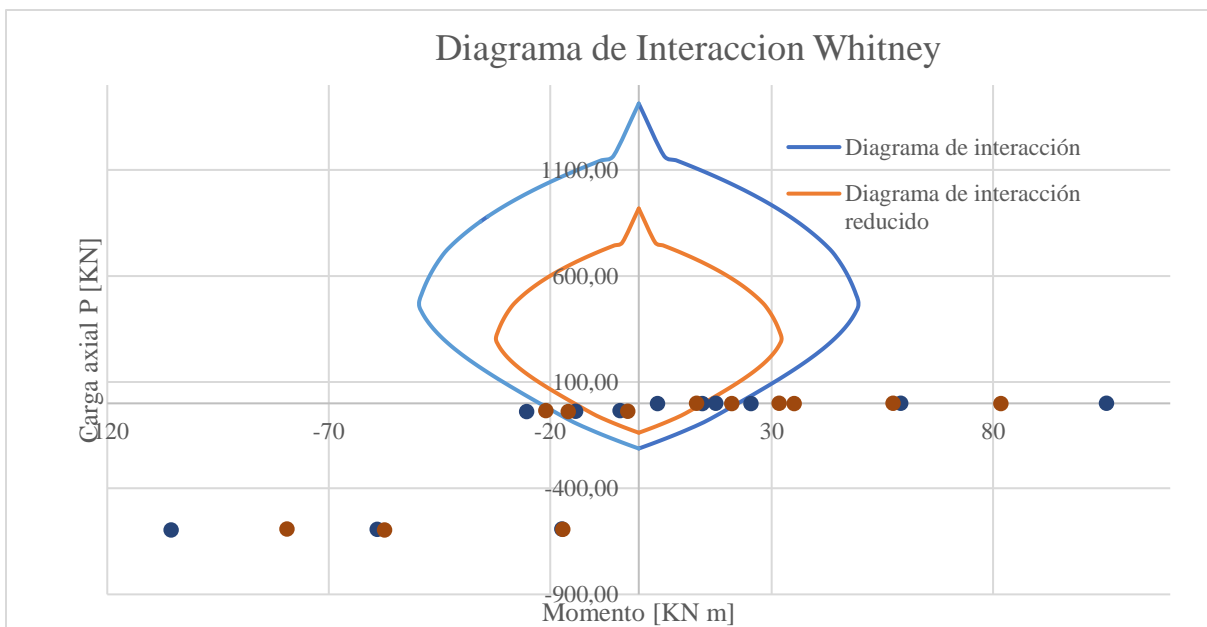
$$IS_{v177flexión} = \frac{M2_u}{\varphi M2_n} = \frac{183.63 \text{ kN m}}{19.37 \text{ kN m}} = 9.48$$

$$IS_{v177cortante} = \frac{V3_u}{\varphi V_n} = \frac{228.71 \text{ kN}}{80.26 \text{ kN}} = 2.85$$

En cuanto a índices de sobreesfuerzo por cargas combinadas, se encuentra que el caso más crítico corresponde a la columna 363 del bloque de Administración, donde la demanda sísmica supera la capacidad teniendo un índice de sobreesfuerzo combinado $PPMRatio = 10.21$; con una carga axial aplicada de $P_u=21.38$ kN; un cortante $V_u=13.37$ kN y momentos en $M_{2u}=13.37$ kN m y $M_{3u}= 245.66$ kN m. Las demandas solicitadas a la columna se indican en la Figura 53.

Figura 53

Demandas sobre la columna 363 del bloque de Administración.



Respecto al nivel de desempeño obtenido a partir del análisis Tiempo-Historia, las Figuras 46 y 47 ilustran el estado de desempeño alcanzado por los elementos estructurales más críticos en los bloques de Administración y Urgencias. En el bloque de Administración, los elementos que presentan el comportamiento más comprometido son la viga identificada como 177 y la columna 363, mientras que, en el bloque de Urgencias, los elementos más exigidos corresponden a la viga 57 y la columna 14. Estos elementos representan los puntos más vulnerables dentro de sus respectivos bloques, siendo fundamentales para la evaluación global del desempeño estructural frente a la acción sísmica.

El análisis no lineal tipo Tiempo-Historia permitió identificar la respuesta dinámica de cada componente frente al conjunto de registros sísmicos seleccionados. En ambos bloques, los elementos con mayor demanda de deformación plástica presentan un desempeño estructural clasificado entre Ocupación Inmediata (IO) y Colapso según los criterios establecidos en FEMA 356. El nivel de desempeño alcanzado en los elementos más críticos del bloque de Administración y Urgencias se muestra en las figuras 54 y 55, respectivamente.

Figura 54

Nivel de desempeño de los elementos críticos en el bloque de Administración.

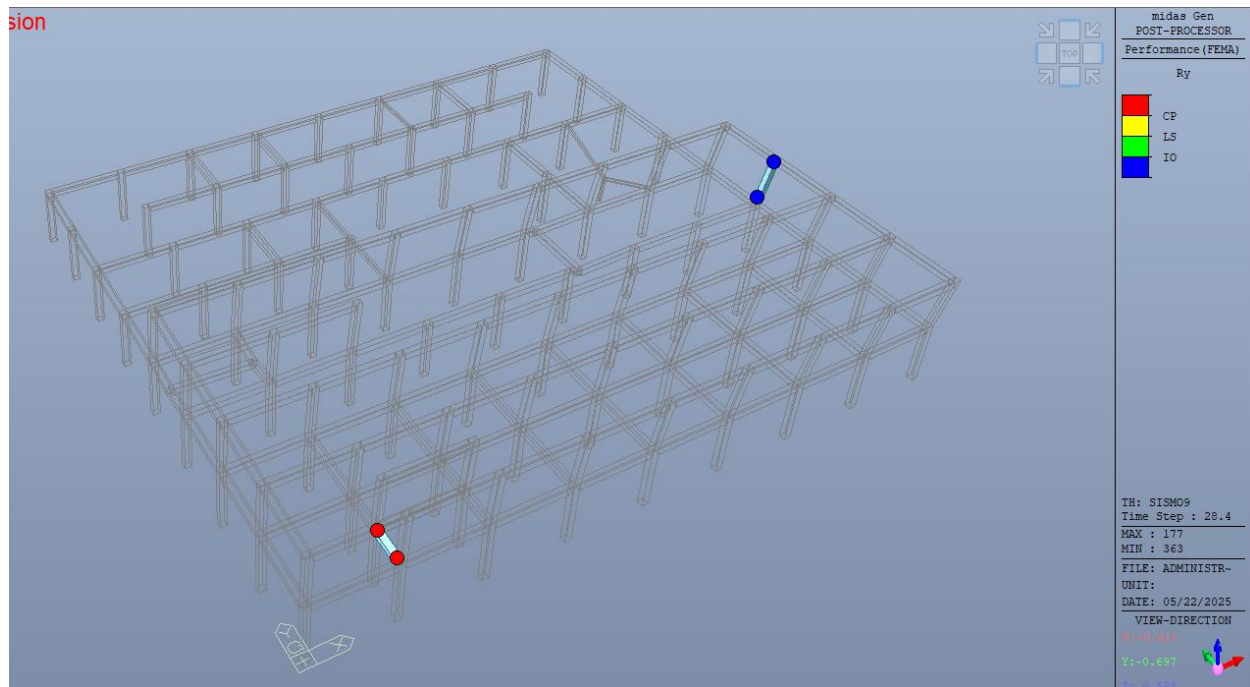
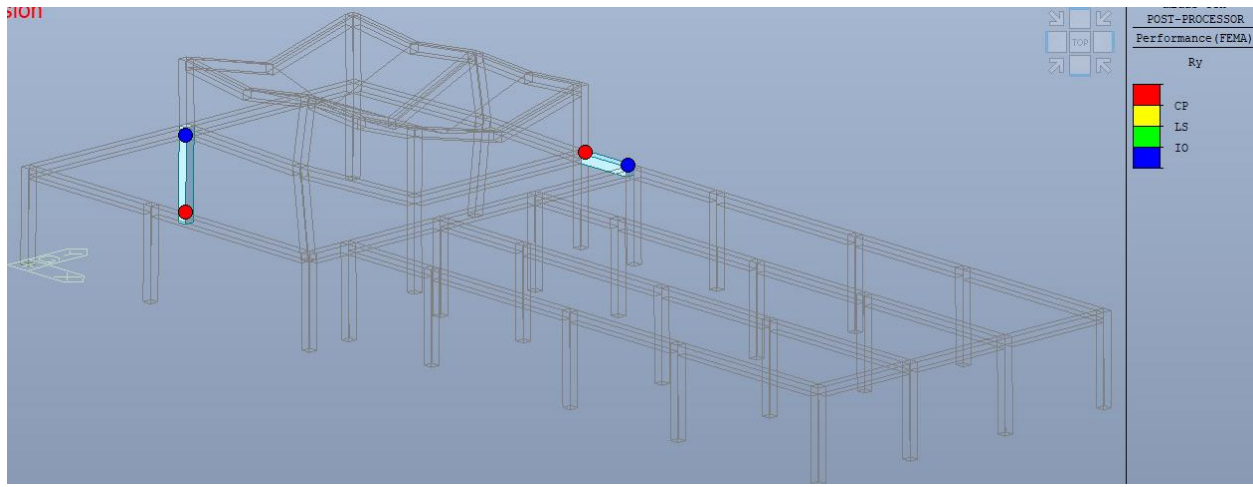


Figura 55

Nivel de desempeño de los elementos críticos en el bloque de Urgencias.



- **Índices de sobreesfuerzo de la estructura (ISG).**

Para la obtención del ISG, se realiza una evaluación detallada de todos los elementos estructurales relevantes. Se identifican aquellos elementos (vigas o columnas) que presentan un índice de sobreesfuerzo local mayor que uno, es decir, que no cumplen con las condiciones de resistencia requeridas. Posteriormente, se determina cuál es el mayor valor de IS entre estos elementos críticos. Este valor máximo es el que se adopta como el índice de sobreesfuerzo global de la estructura o del bloque estructural en evaluación.

En el caso específico del presente análisis, se realiza una evaluación del IS diferenciando entre los dos tipos principales de elementos estructurales (vigas y columnas). Con base en estos resultados se asignan los siguientes valores representativos del ISG para cada bloque estructural, los cuales reflejan el nivel máximo de exigencia adicional presente en sus elementos más comprometidos. Los valores correspondientes al Índice de Sobreesfuerzo Global (ISG) asignados a cada uno de los bloques estructurales analizados se presentan de forma detallada en la Tabla 49. Este índice constituye una medida cuantitativa del nivel de demanda estructural respecto a la capacidad resistente disponible, evaluada a partir del comportamiento global del sistema bajo cargas sísmicas las cuales corresponden al promedio de los 11 sismos aplicados a la estructura.

Tabla 49*Índices de sobreesfuerzo máximos en cada bloque.*

Índices de sobreesfuerzo locales máximos					
Bloque	Elemento	Axial	Cortante	Flexión	Flexocompresión
Administración	Viga (177)	-	2,85	9,48	-
	Columna (363)	0,02	2,56	7,63	10,21
Urgencias	Viga (57)	-	2,52	9,63	-
	Columna (14)	0,11	2,43	6,98	9,53

Finalmente se estiman los índices de sobreesfuerzo globales (ISG) como 10.21 y 9.63 para los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente.

- ***Índices de flexibilidad de piso (IF).***

A través del análisis tiempo-historia se evalúa la respuesta dinámica de la estructura frente a los acelerogramas previamente escalados. Como parte de este análisis, se calcularon los índices de flexibilidad por piso, siguiendo los lineamientos establecidos en el Capítulo A.10.4 de la NSR-10, el cual permite estimar el nivel de rigidez relativa de la edificación respecto a una estructura nueva de referencia.

Para determinar estos índices, se tomaron los desplazamientos laterales absolutos de los nodos ubicados en los pisos 1 y 2, y se calculó la deriva de piso respectiva. A partir de estos valores, se identificaron los elementos más críticos por piso, y se definió el índice de flexibilidad (IF) por piso como el cociente entre la deriva observada y la deriva permisible en una estructura nueva equivalente.

Este procedimiento es fundamental para caracterizar la rigidez lateral de cada nivel y, por tanto, para evaluar el estado sismorresistente de la edificación, permitiendo identificar posibles deficiencias en el control de desplazamientos ante eventos sísmicos severos.

Los resultados obtenidos para los Índices de Flexibilidad por Piso (IF) correspondientes a cada uno de los bloques de la estructura analizada se presentan de manera detallada en las Tablas 50 y 51. Estos índices constituyen una medida cuantitativa de la deformabilidad relativa de cada nivel

de la edificación, expresada como la relación entre el desplazamiento de piso y la altura de dicho piso bajo acción sísmica.

Tabla 50

Índice de flexibilidad de piso del bloque de Administración.

Nodo	Piso	Caso de carga	Desplazamiento promedio del nodo			Deriva		IF
			Ux [m]	Uy [m]	Uz [m]	X	Y	
82	1	Promedio	0,043	0,014	0,092	0,17%	0,06%	0,17
83	1	Promedio	0,043	0,01	0,111	0,17%	0,04%	0,17
84	1	Promedio	0,043	0,006	0,109	0,17%	0,02%	0,17
85	1	Promedio	0,043	0,002	0,135	0,17%	0,01%	0,17
86	1	Promedio	0,043	0,002	0,134	0,17%	0,01%	0,17
87	1	Promedio	0,043	0,006	0,134	0,17%	0,02%	0,17
88	1	Promedio	0,043	0,01	0,134	0,17%	0,04%	0,17
89	1	Promedio	0,043	0,014	0,136	0,17%	0,06%	0,17
90	1	Promedio	0,043	0,018	0,09	0,17%	0,07%	0,17
199	2	Promedio	0,094	0,048	0,119	0,19%	0,10%	0,19
200	2	Promedio	0,094	0,037	0,171	0,19%	0,07%	0,19
201	2	Promedio	0,094	0,026	0,162	0,19%	0,05%	0,19
202	2	Promedio	0,094	0,015	0,225	0,19%	0,03%	0,19
203	2	Promedio	0,094	0,004	0,178	0,19%	0,01%	0,19
204	2	Promedio	0,094	0,007	0,198	0,19%	0,01%	0,19
205	2	Promedio	0,094	0,018	0,202	0,19%	0,04%	0,19
206	2	Promedio	0,094	0,029	0,196	0,19%	0,06%	0,19
207	2	Promedio	0,094	0,04	0,114	0,19%	0,08%	0,19
220	2	Promedio	0,094	0,035	0	0,19%	0,07%	0,19

Tabla 51

Índice de flexibilidad de piso del bloque de Urgencias.

Nodo	Piso	Caso de carga	Desplazamiento del nodo			Deriva		IF
			Dx [m]	Dy [m]	Dz [m]	X	Y	
53	1	Promedio	17,533	37,457	1,246	0,67%	1,44%	1,44
67	2	Promedio	35,290	54,780	2,243	0,80%	1,24%	1,24
70	2	Promedio	29,290	54,780	2,376	0,67%	1,24%	1,24
88	2	Promedio	32,229	54,780	0,803	0,73%	1,24%	1,24

A partir del análisis dinámico tipo tiempo-historia, se identificaron las derivas máximas de piso en diferentes nodos de los bloques de Administración y de Urgencias, observándose que las derivas presentan valores similares entre varios nodos para ambos bloques.

En el bloque de Administración, los índices de flexibilidad de piso calculados no superan los límites establecidos por la NSR-10, lo cual indica un buen comportamiento estructural frente a la acción sísmica, en concordancia con los criterios definidos por la norma para el tipo de uso y sistema estructural de la edificación.

Por otra parte, en el bloque de Urgencias se observan índices de flexibilidad de piso que exceden los límites normativos, reflejando una menor rigidez lateral y una mayor vulnerabilidad ante desplazamientos inducidos por sismo.

En el bloque Administrativo, las mayores derivas se presentan en los nodos 82 al 90 del piso 1, con valores de hasta 0,17%, y en los nodos 199 al 207 y 220 del piso 2, con derivas máximas de 0,19%, ambos dentro de los límites permitidos.

En el bloque de Urgencias, la deriva máxima se presenta en el nodo 53 del piso 1, con un valor de 1,44%, mientras que en el piso 2, los nodos 67, 70 y 80 registran derivas de hasta 1,24%, excediendo claramente el valor límite.

Este resultado indica que, si bien el bloque Administrativo cumple con los requisitos normativos de control de derivas de piso, el bloque de Urgencias no satisface los criterios establecidos, lo cual representa una condición estructural crítica en términos de desempeño sísmico para este bloque. Esto también pone de manifiesto diferencias relevantes entre el análisis modal espectral y el análisis tiempo-historia, siendo este último más representativo y riguroso para evaluar el comportamiento real de la estructura ante eventos sísmicos severos considerando la incursión del edificio en el rango inelástico.

De acuerdo con el apartado A.10.4.3.5 de la NSR-10, para edificaciones con un límite máximo de deriva de 1%, el índice de flexibilidad de piso (IF) puede considerarse igual al valor de la deriva de piso expresada en porcentaje. Por lo tanto, en este caso, los IF para los pisos 1 y 2 del bloque de Urgencias se definen respectivamente como 0,19 y 1,44.

- **Índices de flexibilidad de la estructura (IFG).**

El índice de flexibilidad global o de toda la estructura se define como el valor máximo de los índices de flexibilidad de piso para cada sismo; Los valores asignados de IFG por este método de análisis se muestran en la Tabla 52 para cada uno de los bloques que conforman la estructura.

Tabla 52

Índice de Flexibilidad de la estructura.

Índice de flexibilidad	
Bloque de Administración	0,19
Bloque de Urgencias	1,44

- **Nivel de vulnerabilidad sísmica**

De forma similar que por el método de análisis dinámico Lineal (Análisis modal espectral), se estima el nivel de vulnerabilidad sísmica de la estructura a partir de lo estipulado en el capítulo A.10.5.1 de la NSR-10, considerando los límites de los inversos del índice de sobreesfuerzo global (ISG) y el índice de flexibilidad global (IFG). Con base en estos criterios, se ha determinado el nivel de vulnerabilidad sísmica para los dos bloques que componen la estructura analizada. Los resultados obtenidos para cada uno de estos bloques, expresados en función de los límites estipulados por la NSR-10, se presentan de manera descrita en la Tabla 53, donde se puede observar la clasificación correspondiente según el desempeño estructural frente a un evento sísmico representativo.

Tabla 53

Nivel de vulnerabilidad sísmica.

Bloque	Índice de sobreesfuerzo global		Índice de flexibilidad global		Nivel de vulnerabilidad
	Valor	Inverso	Valor	Inverso	
Administración	12,33	8,11%	0,19	100%	Alta
Urgencias	12,15	8,2%	1,44	69,44%	Alta

De acuerdo con los resultados obtenidos y en cumplimiento de los criterios establecidos en el Capítulo A.10.4 de la NSR-10, se concluye que la edificación presenta un nivel de vulnerabilidad sísmica alto en ambos bloques evaluados: Administración y Urgencias. Este nivel de vulnerabilidad refleja la existencia de deficiencias significativas en la capacidad resistente y en la rigidez lateral de la estructura, lo que incrementa sustancialmente el riesgo de sufrir daños severos o incluso colapso ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud. En consecuencia, se determina que, en su estado actual, la edificación no garantiza un comportamiento estructural adecuado para salvaguardar la vida de los ocupantes ni para mantener la estabilidad funcional de la estructura durante un evento sísmico severo, lo que hace necesario considerar medidas correctivas de carácter estructural.

3.4.3.3. Estados de daño y niveles de desempeño.

A partir del análisis tiempo-historia, es posible identificar los estados de daño y niveles de desempeño de los elementos estructurales frente a sollicitaciones sísmicas. Este enfoque permite evaluar la respuesta no lineal de la estructura a lo largo del tiempo, determinando con mayor precisión los umbrales de desempeño, desde el comportamiento elástico hasta condiciones de daño moderado, severo o colapso, conforme a criterios establecidos en normativas de diseño sísmico.

Con base en los resultados obtenidos del análisis Tiempo-historia, se identificaron los estados de daño y niveles de desempeño alcanzados por los elementos estructurales bajo distintas intensidades sísmicas. La evaluación mostró que algunos elementos superaron el rango elástico, alcanzando niveles de desempeño asociados a daño moderado y severo, lo que permite establecer zonas críticas dentro del sistema estructural y verificar el cumplimiento con los niveles de desempeño esperados según la normativa vigente.

- ***Niveles de desempeño basado en giros (rotulas por FEMA)***

A partir de los resultados obtenidos del análisis inelástico Tiempo-Historia, se determinan los giros experimentados por los distintos elementos estructurales, tales como vigas, columnas y conexiones, al estar sometidos a la acción de cargas sísmicas representativas. Estas cargas se definen en función de registros históricos de los 11 sismos escalados que reflejan las condiciones sísmicas esperadas en el sitio de estudio. Para cada uno de los elementos modelados en el entorno computacional de MIDAS Gen, se consideraron fibras distribuidas que permiten capturar el

comportamiento no lineal del material, tanto en régimen elástico como inelástico, a lo largo de la sección transversal.

El análisis permite obtener una distribución detallada de las rotaciones plásticas desarrolladas en los extremos críticos de los elementos, las cuales son clave para evaluar la demanda estructural durante el evento sísmico. Estas deformaciones rotacionales se comparan con los valores límite establecidos por las guías y normativas establecidos en el FEMA 356 o FEMA 440, los cuales definen umbrales de rotación para distintos niveles de daño (Figura 3). Con base en esto, se identifica el estado límite de daño alcanzado para los elementos más críticos en ambos bloques, clasificando su nivel de desempeño. Este procedimiento permite no solo validar la seguridad estructural del sistema, sino también establecer criterios de reparación, refuerzo o rediseño, según corresponda. Además, proporciona una herramienta fundamental para la toma de decisiones informadas en el contexto del análisis de vulnerabilidad y resiliencia sísmica de edificaciones existentes o en diseño.

Para determinar el nivel de desempeño de los elementos estructurales más críticos es necesario considerar los sismos que inducen la mayor demanda sísmica a los sistemas; se tiene como resultado que el sismo numero 11 induce la máxima demanda sobre el bloque de Administración y que el sismo 2 induce la máxima demanda en el bloque de Urgencias. Los elementos más críticos y su nivel de desempeño en función de rotaciones o giros se muestran en las Figuras 56 y 57 para los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente; la Tabla 54 muestra las rotaciones alcanzadas por los elementos estructurales más críticos en ambos bloques en la posición I del elemento estructural.

Tabla 54

Rotaciones máximas en los elementos críticos.

Rotaciones máximas					
Bloque	Elemento	Tipo	Ry [rad]	Rz [rad]	Nivel de desempeño
Administración	363	Columna	0,00000048	0.00246	IO
	177	Viga	0.0011	0	IO
Urgencias	14	Columna	0.04434	0.05552	Colapso
	57	Viga	0.03833	0.03363	Colapso

La Figura 56 muestra el nivel de desempeño de los elementos 363 y 177 del bloque de Administración, mientras que la Figura 59 muestra el nivel de desempeño de los elementos 14 y 57 del bloque de urgencias, con esto se verifica la validez de los datos obtenidos.

En cuanto a las rotaciones alcanzadas en los elementos estructurales a lo largo del tiempo. Las Figuras 56 a 62 indican la rotación de los elementos más críticos en el tiempo para los dos bloques.

Figura 56

Rotación en el tiempo del elemento 363 del bloque de Administración en el eje local Y.

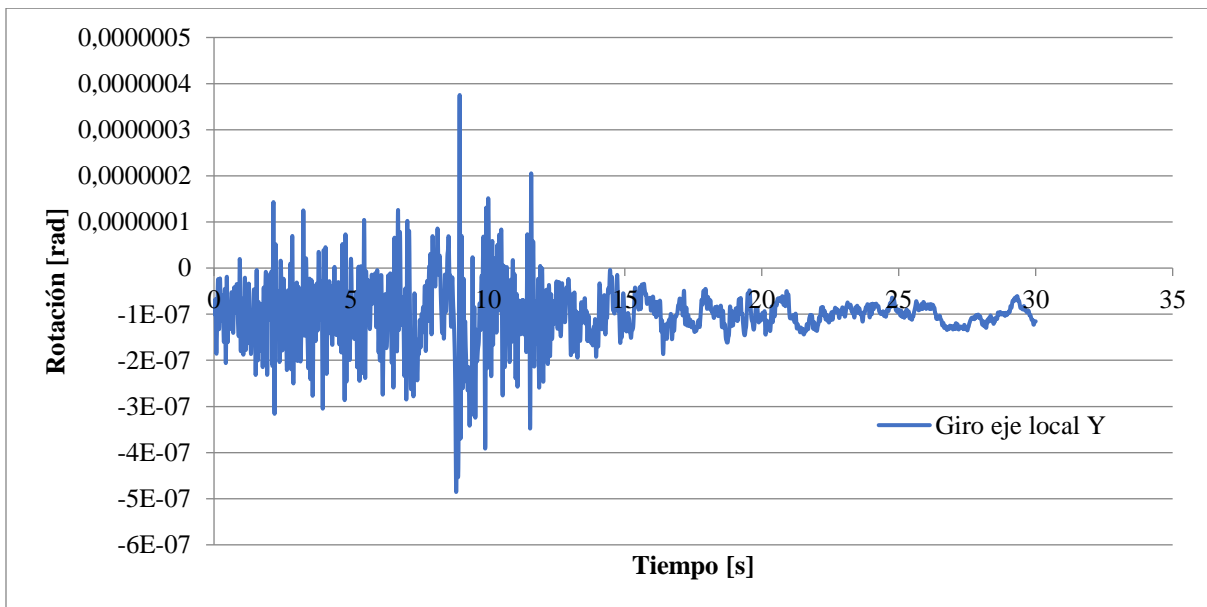


Figura 57

Rotación en el tiempo del elemento 363 del bloque de Administración en el eje local Z.

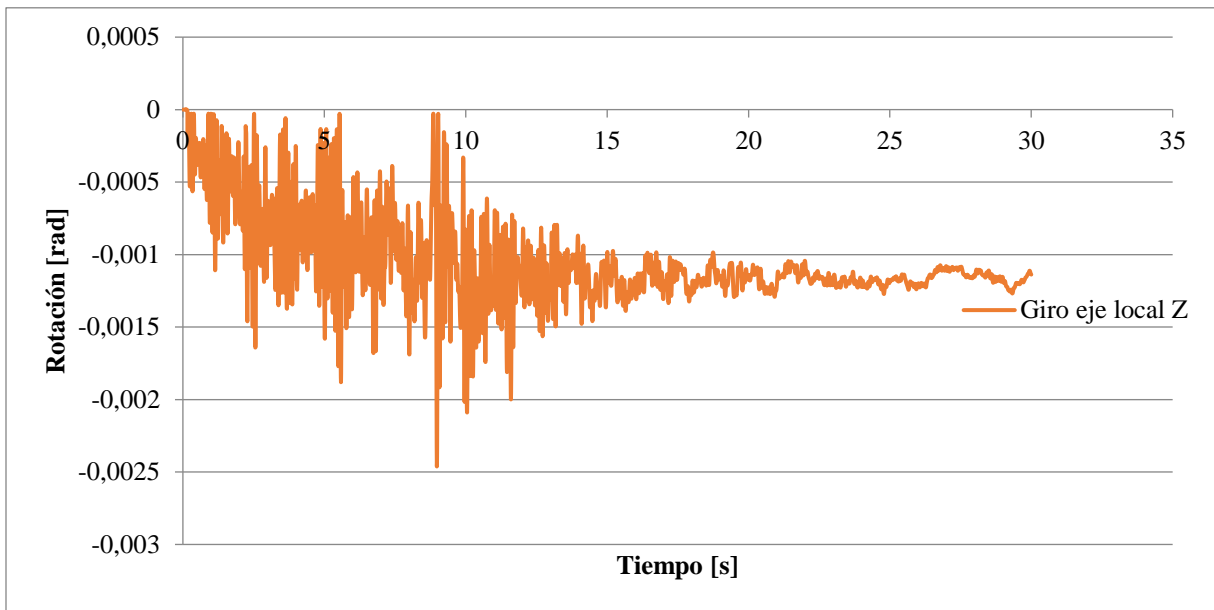


Figura 58

Rotación en el tiempo del elemento 177 del bloque de Administración en el eje local Y.

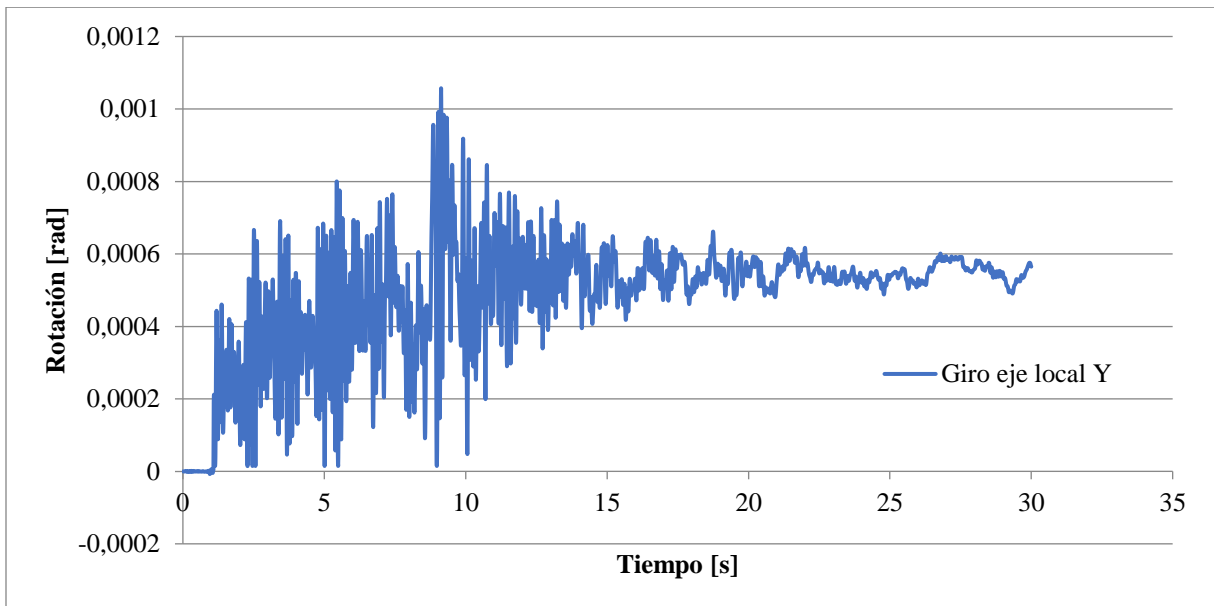


Figura 59

Rotación en el tiempo del elemento 14 del bloque de Urgencias en el eje local Y.

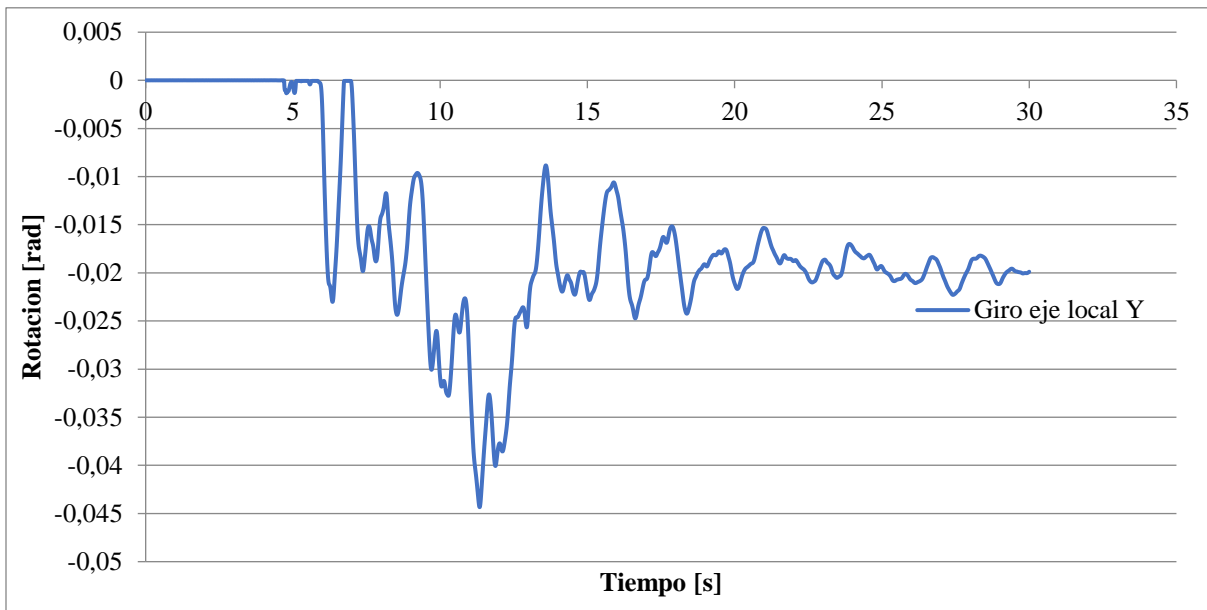


Figura 60

Rotación en el tiempo del elemento 14 del bloque de Urgencias en el eje local Z.

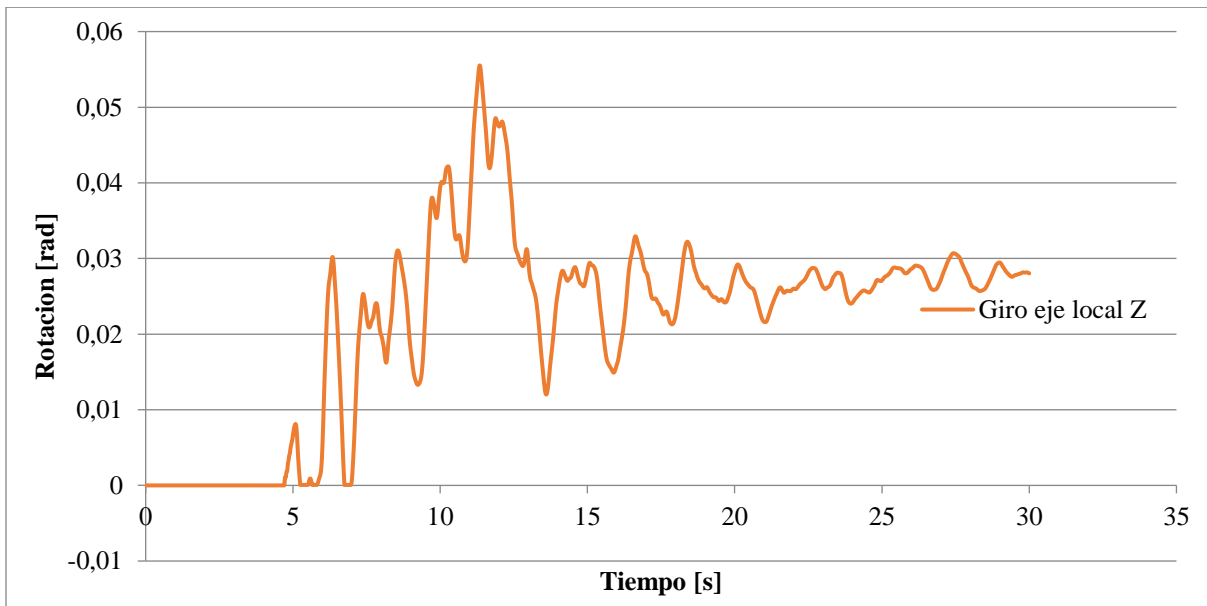


Figura 61

Rotación en el tiempo del elemento 57 del bloque de Urgencias en el eje local Y.

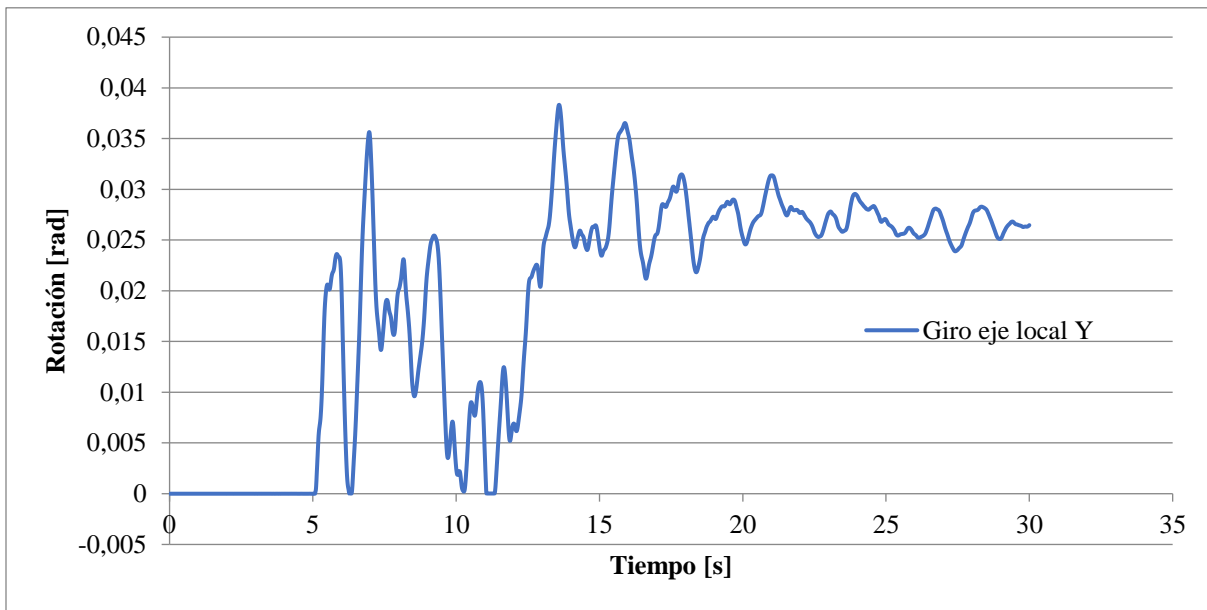
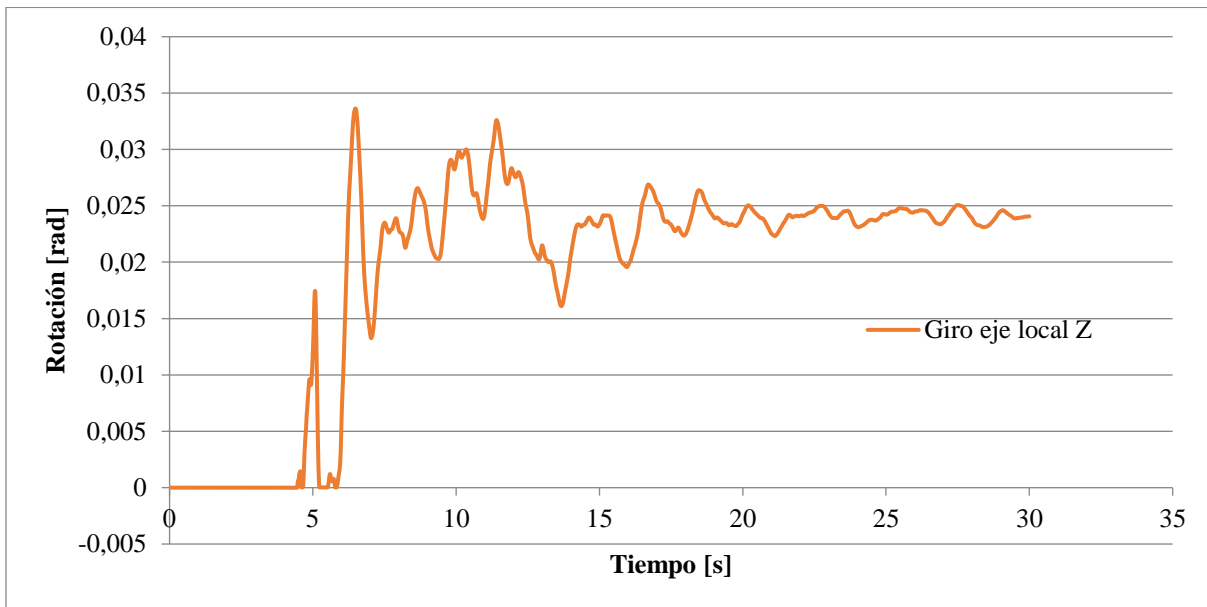


Figura 62

Rotación en el tiempo del elemento 57 del bloque de Urgencias en el eje local Z.



Las rotaciones máximas alcanzadas por los elementos estructurales durante el análisis inelástico Tiempo-Historia se presentan de forma resumida en la Tabla 54. Los resultados obtenidos evidencian que todos los elementos analizados superan los valores límite de rotación definidos por el FEMA, particularmente aquellos establecidos para el estado límite de “Prevención del Colapso” en el marco del diseño basado en desempeño. Esta condición implica que las deformaciones inelásticas por giro desarrolladas en los extremos críticos de los elementos exceden los límites de seguridad estructural, lo cual indica un comportamiento altamente degradado, con pérdida significativa de rigidez y capacidad resistente. En consecuencia, todos los elementos se clasifican dentro del nivel de desempeño estructural correspondiente a “colapso”, lo que representa un estado crítico en términos de seguridad y funcionalidad, y sugiere la necesidad de considerar intervenciones estructurales correctivas, tales como rediseño, reforzamiento o estrategias de control de daño para mejorar la respuesta sísmica del sistema.

- ***Niveles de desempeño basado en deformaciones (Modelo por fibras)***

A partir de los resultados obtenidos del análisis inelástico Tiempo-Historia, se determinan las deformaciones unitarias máximas experimentadas por los distintos elementos estructurales bajo la acción de cargas sísmicas representativas para cada una de las fibras asignadas en los modelos matemáticos de MIDAS Gen. Estas deformaciones se comparan con los valores de deformaciones establecidas en la literatura técnica para identificar el estado límite de daño correspondiente en cada elemento.

Posteriormente, con base en los rangos de deformación asociados a los distintos niveles de desempeño estructural, según criterios definidos por normativas como FEMA 356 y el ATC-40, se procede a clasificar el nivel de desempeño de cada elemento estructural. Esta clasificación permite conocer si los componentes evaluados se encuentran en un estado operativo, de uso inmediato, seguridad de vida, prevención de colapso o han excedido su capacidad resistente.

Los resultados obtenidos se presentan de manera detallada en el documento anexo “Anexo 6: Niveles de desempeño de los elementos”. En la Tabla 55 se presentan los niveles de desempeño obtenidos para los elementos más críticos identificados mediante el análisis lineal: la viga B155 y la columna C41 del bloque de Administración, y la viga B48 y la columna C15 del bloque de

Urgencias. Cabe señalar que, en el modelo desarrollado en MIDAS Gen, estos elementos cambian de nombre; el software subdivide cada elemento a lo largo de su longitud en tres segmentos denominados 1-pos, 2-pos y 3-pos, correspondientes a las posiciones 1, 2 y 3.

Tabla 55

Niveles de desempeño de los elementos más críticos.

Elemento	Sección	Concreto			Acero		
		ϵ min	ϵ max	Desempeño	ϵ min	ϵ max	Desempeño
177	1-pos	-2,41E-04	7,20E-04	IO	-1,94E-04	6,73E-04	IO
177	2-pos	-2,88E-04	8,90E-04	IO	-2,30E-04	8,32E-04	IO
177	3-pos	-2,68E-04	8,15E-04	IO	-2,15E-04	7,62E-04	IO
363	1-pos	-5,57E-05	2,24E-05	IO	-5,25E-05	1,93E-05	IO
363	2-pos	-8,86E-06	0,00E+00	IO	-8,69E-06	0,00	IO
363	3-pos	-3,50E-05	2,35E-04	IO	-2,42E-05	2,24E-04	IO
14	1-pos	-5,35E-03	9,58E-03	Colapso	-4,22E-03	8,44E-03	LS
14	2-pos	-5,28E-04	7,02E-04	IO	-4,36E-04	6,08E-04	IO
14	3-pos	-1,91E-03	2,87E-03	LS	-1,54E-03	2,51E-03	LS
57	1-pos	-2,79E-03	1,24E-02	Colapso	-2,26E-03	1,18E-02	Colapso
57	2-pos	-2,23E-04	5,44E-04	IO	-2,15E-04	5,29E-04	IO
57	3-pos	-1,79E-03	9,38E-03	Colapso	-1,57E-03	8,94E-03	LS

Según los resultados presentados en la tabla anterior, se identifica que, en el bloque de administración, la mayor deformación en elementos verticales ante la evaluación sísmica se presenta en la columna identificada con el número 363 en el modelo de MIDAS Gen, ubicada en el primer nivel la cual alcanza una deformación unitaria menor al límite establecido por la NSR-10 (0.003), en cuanto a los elementos horizontales, la viga 177 registra la deformación máxima. Estos valores de deformación se comparan con los parámetros establecidos por los estados límite de daño para elementos de concreto reforzado los cuales se indican en el capítulo 1.5.2 de este documento, con el fin de determinar el nivel de afectación estructural y clasificar el estado de daño correspondiente, siendo este igual a Ocupación Inmediata (IO).

Mediante el análisis tiempo historia se determina que en el bloque de Administración aproximadamente el 35% de las vigas se encuentran en estado de “Colapso”, lo que indica posibles deficiencias en el diseño o en la ejecución del sistema estructural durante la construcción de la

edificación. Por otro lado, las columnas se clasifican en estado operacional, lo que indica que, ante sollicitaciones sísmicas, no presentan signos de daño graves ni riesgo de colapso estructural.

En el bloque de urgencias, los resultados indican que la viga 57 y la columna 14 presentan los mayores desplazamientos, siendo los elementos más críticos del sistema estructural en esta zona. Ambos se encuentran en el estado límite de desempeño “Colapso”, lo cual representa un alto riesgo para la seguridad estructural del bloque. En caso de colapso de las columnas, existe la posibilidad de un fallo progresivo que comprometería la integridad de toda la estructura. Esta condición pone en peligro tanto la operatividad de los equipos médicos como la vida de las personas que se encuentren dentro de este sector durante un evento sísmico.

Con base en los resultados obtenidos (mostrados a detalle en el documento “Anexo 6: Niveles de desempeño de los elementos”), a partir del análisis dinámico no lineal tiempo-historia, y en su comparación con el análisis modal espectral (análisis dinámico lineal convencional), se identificó que un número considerable de elementos estructurales presenta un nivel de desempeño inferior al estado límite de “Seguridad de Vida” (LS) a pesar de que sobrepasen el límite de sobreesfuerzo en los dos métodos de análisis. Durante el proceso de evaluación estructural, se identificaron elementos que, según los resultados del análisis dinámico no lineal tipo tiempo-historia, cumplen con el nivel de desempeño correspondiente a “Operación Inmediata” (OI) y “Seguridad de vida” (LS), lo cual indica que dichos elementos mantienen su funcionalidad estructural, no presentan daño significativo y pueden seguir en servicio sin necesidad de intervención posterior al evento sísmico considerado. No obstante, al revisar los mismos elementos bajo el enfoque del análisis modal espectral (análisis dinámico lineal convencional), se observa que exceden los límites normativos del índice de sobreesfuerzo. Esto significa que, en un modelo lineal, la demanda calculada sobre dichos elementos supera su capacidad elástica nominal.

Esta aparente contradicción entre ambos resultados puede explicarse por las diferencias fundamentales entre los dos enfoques de análisis:

- El análisis modal espectral, al ser lineal, no considera la redistribución de esfuerzos ni la disipación de energía mediante mecanismos inelásticos y formación de rotulas plásticas, lo que tiende a sobreestimar las demandas locales.

- En contraste, el análisis tiempo-historia no lineal representa de forma más precisa el comportamiento real de la estructura ante solicitaciones sísmicas, incorporando efectos de plastificación, rigidez degradada, y comportamiento dinámico dependiente del daño.

Por tanto, el cumplimiento del nivel de desempeño "Seguridad de vida" en el análisis tiempo-historia prevalece como criterio de evaluación, de acuerdo con la jerarquía establecida en normas como la NSR-10 y documentos de referencia como ASCE/SEI 41.

Al comparar el estado de desempeño determinado mediante rótulas plásticas (basado en rotaciones) y mediante fibras (basado en deformaciones unitarias), se obtuvieron resultados equivalentes para los elementos evaluados.

3.5. Comparacion de resultados para los dos metodos

3.5.1. Cortantes basales

Al comparar las cortantes basales obtenidas mediante análisis modal espectral y análisis tiempo-historia, se observa que los resultados tienden a ser equivalentes cuando se emplean registros sísmicos adecuadamente escalados y las condiciones del modelo están debidamente definidas. En el caso analizado, ambos métodos arrojaron valores similares de cortante basal máxima, con variaciones menores atribuibles a la naturaleza transitoria del análisis tiempo-historia. Esta concordancia valida el uso del análisis espectral como una herramienta eficiente y representativa para estimar fuerzas sísmicas globales en el diseño estructural. Las demandas calculadas se muestran en las tablas 56 y 57 para el análisis lineal y no lineal, respectivamente.

Tabla 56

Cortantes basales del análisis Modal Espectral.

Caso de carga	Reacciones Bloque de Administración		Reacciones Bloque de Urgencias	
	Fx [kN]	Fy [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]
ModalEspectralX	5475,7	231,54	1148,67	63,92
ModalEspectralY	338,18	5496,31	60,47	1149,56

Tabla 57*Cortantes basales del análisis tiempo historia.*

Caso de Carga	Reacciones Bloque de Administración		Reacciones Bloque de Urgencias	
	F _x [kN]	F _y [kN]	F _x [kN]	F _y [kN]
Sismo 1	5916	5154	1134	1179
Sismo 2	5209	6270	1344	2722
Sismo 3	2072	3913	749	796
Sismo 4	2482	3052	555	642
Sismo 5	6549	4362	1046	1705
Sismo 6	5338	5044	1071	1220
Sismo 7	2752	2689	689	771
Sismo 8	3762	10029	782	864
Sismo 9	4828	5901	711	1737
Sismo 10	3321	7897	1767	1621
Sismo 11	5247	9057	1523	1219
Promedio	4315,64	5760,63	1033,86	1315,99

Se observa que la discrepancia entre los resultados del cortante basal obtenidos mediante los dos métodos de análisis es mínima. En el bloque de Administración, las diferencias corresponden al 1.26% en la dirección X y al 1.04% en la dirección Y. Para el bloque de Urgencias, las diferencias son del 1.11% en la dirección X y del 1.14% en la dirección Y. Estos valores indican una alta concordancia entre ambos enfoques.

3.5.2. Índices de sobreesfuerzo

Como parte de la evaluación estructural y del nivel de vulnerabilidad sísmica, se calcularon los índices de sobreesfuerzo de los elementos estructurales principales utilizando dos metodologías de análisis dinámico: el análisis modal espectral (análisis lineal convencional) y el análisis tiempo-historia (análisis dinámico no lineal). Los resultados obtenidos muestran una buena concordancia entre ambos métodos, evidenciando que, en general, los elementos estructurales evaluados presentan índices de sobreesfuerzo similares bajo las dos aproximaciones. Esta similitud indica que las demandas sísmicas calculadas, así como las respuestas estructurales asociadas, son consistentes y reflejan un comportamiento global predecible de la edificación frente a la acción sísmica.

La coherencia entre los resultados de ambos métodos proporciona un mayor grado de confianza en la evaluación del desempeño estructural, ya que valida que tanto el enfoque lineal como el no lineal conducen a conclusiones equivalentes en cuanto al nivel de esfuerzo exigido a los elementos. Asimismo, permite confirmar que el modelo estructural utilizado y los parámetros sísmicos aplicados son adecuados y representativos del comportamiento esperado.

3.5.3. Índices de flexibilidad

Como parte de la evaluación estructural, se calcularon los índices de flexibilidad de piso utilizando dos metodologías de análisis dinámico: el análisis modal espectral (de tipo lineal) y el análisis tiempo-historia (de tipo no lineal). Al comparar los resultados obtenidos por ambos enfoques, se evidenció una discrepancia significativa en los valores, siendo los índices de flexibilidad derivados del análisis modal espectral más elevados y, por tanto, más críticos que los calculados mediante análisis tiempo-historia.

Este comportamiento puede explicarse por las limitaciones inherentes del análisis modal espectral, que, al tratarse de un método lineal, no capta adecuadamente la redistribución de rigideces y no incorpora el comportamiento inelástico real de la estructura ante demandas sísmicas severas. En contraste, el análisis tiempo-historia permite evaluar la respuesta dinámica no lineal de los elementos, considerando efectos de plastificación, amortiguamiento y disipación de energía, lo cual puede resultar en valores de flexibilidad más moderados y realistas.

Aunque ambos métodos son válidos dentro del marco normativo, los índices de flexibilidad obtenidos por análisis modal espectral presentan un escenario más desfavorable, por lo que se recomienda priorizar los resultados del análisis tiempo-historia para una evaluación más precisa del desempeño estructural, sin dejar de considerar la criticidad reflejada en los resultados lineales como un criterio de diseño conservador.

3.5.4. Derivas

Se realizó la evaluación de las derivas en los bloques de Administración y Urgencias mediante dos enfoques (análisis modal espectral lineal y el análisis inelástico no lineal tipo Tiempo-Historia). Esta comparación tuvo como objetivo contrastar la demanda de desplazamientos

laterales entre ambos métodos bajo sollicitaciones sísmicas representativas. Los resultados muestran que las derivas máximas obtenidas mediante el análisis Tiempo-Historia son menores en ambas direcciones principales del sistema estructural (X y Y), en comparación con las obtenidas a través del análisis modal espectral. En la dirección X, las diferencias porcentuales alcanzan el 64% en el segundo piso del bloque de Administración y el 16% en el de Urgencias. En la dirección Y, las diferencias son del 5% y 9%, respectivamente, también en los segundos pisos de ambos bloques. Esta reducción se debe a que el análisis Tiempo-Historia captura de forma explícita la respuesta dinámica no lineal del sistema, incluyendo la disipación de energía mediante mecanismos de plastificación, efectos de rigidez degradada y amortiguamiento dependiente del daño, lo cual resulta en una disminución efectiva de las respuestas laterales. Por el contrario, el análisis modal espectral, al asumir un comportamiento lineal y superponer los modos de vibración mediante criterios como SRSS o CQC, puede sobrestimar las derivas al no considerar la redistribución de demandas inelásticas ni la reducción progresiva de rigidez. En consecuencia, el análisis Tiempo-Historia proporciona una representación más realista del desempeño estructural frente a excitaciones sísmicas severas, especialmente útil para la evaluación de cumplimiento de límites normativos de deriva y para la caracterización del daño potencial en componentes no estructurales.

El chequeo de derivas en los dos bloques se realizó en los nodos mostrados en las Figuras 63 y 64, para los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente.

Figura 63

Nodo de chequeo de deriva en el bloque de Administración.

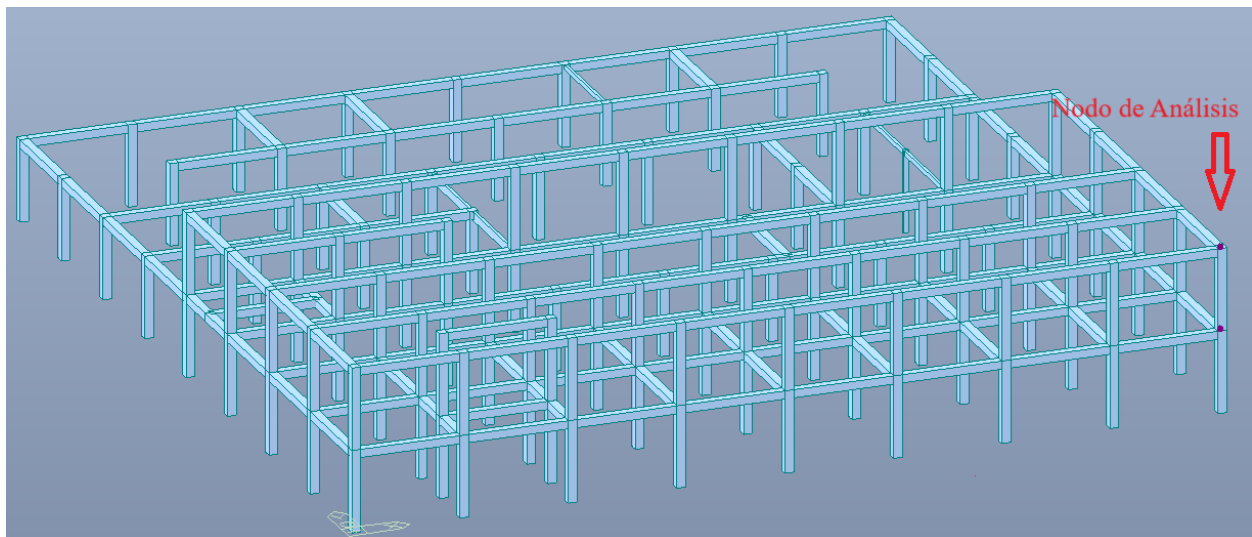
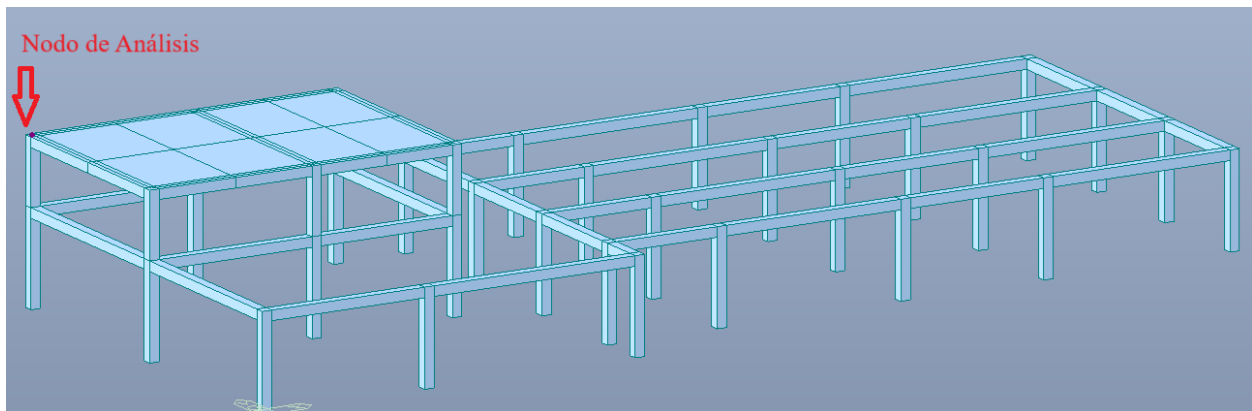


Figura 64

Nodo de chequeo de deriva en el bloque de Urgencias.



La Tabla 58 presenta los valores de deriva obtenidos mediante los dos métodos de análisis empleados: el análisis modal espectral y el análisis no lineal tiempo-historia. En dicha tabla se reportan los desplazamientos relativos entre pisos, calculados a partir de los nodos representativos previamente definidos en cada uno de los bloques.

Tabla 58*Derivas de los bloques por los análisis lineal y no lineal.*

Bloque	Piso	Deriva Análisis lineal		Deriva Análisis no lineal	
		X	Y	X	Y
Administración	1	5,25%	6,30%	0,07%	0,10%
	2	2,16%	11,12%	0,13%	0,28%
Urgencias	1	1,99%	2,62%	0,62%	1,24%
	2	1,69%	3,24%	0,67%	1,02%

De manera más detallada, las derivas máximas obtenidas para los bloques de Administración y Urgencias, mediante el análisis elástico (modal espectral) como el análisis inelástico (Tiempo-Historia), se presentan en las Figuras 60 y 61, respectivamente. Estas figuras ilustran la distribución de derivas en cada nivel de entrepiso para ambas direcciones ortogonales de análisis (direcciones globales X y Y), permitiendo una comparación directa entre los dos enfoques. Los resultados de deriva para el bloque de Administración se muestran en la Figura 65, mientras que para el bloque de Urgencias se muestran en la Figura 66.

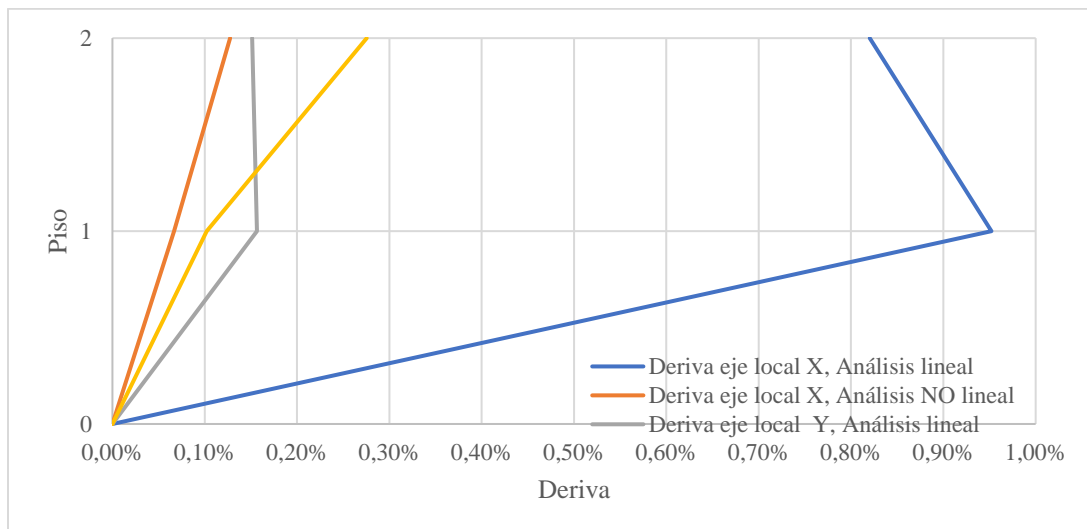
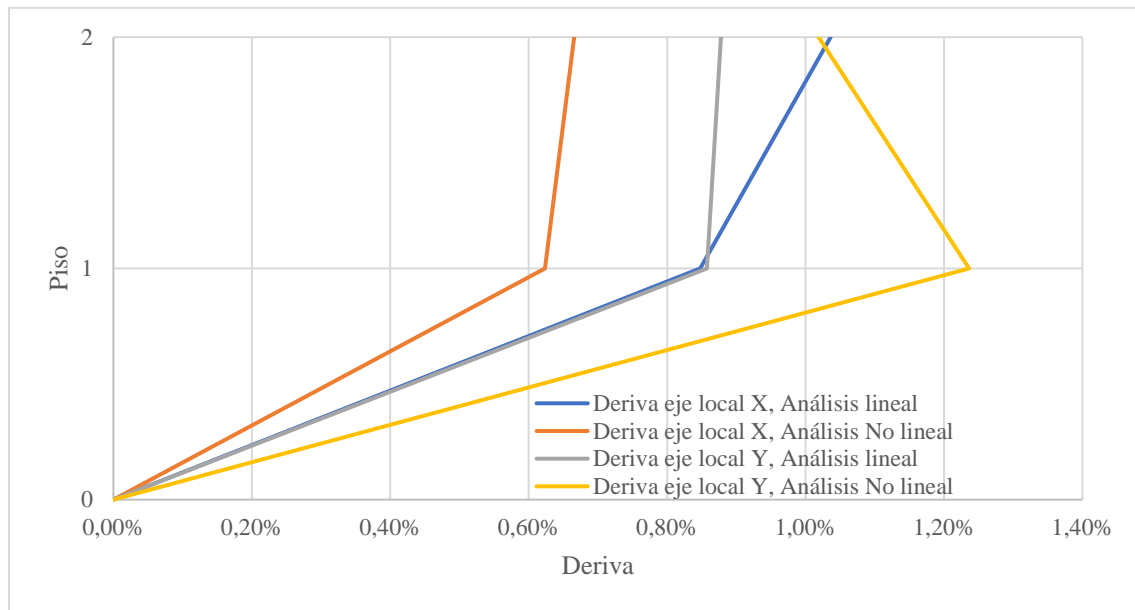
Figura 65*Derivas del bloque de Administración.*

Figura 66

Derivas del bloque de Urgencias.



La representación gráfica de estos resultados permite identificar no solo las magnitudes máximas de deriva, sino también los pisos críticos con mayor demanda lateral, información esencial para la evaluación de vulnerabilidad estructural y el cumplimiento de los límites normativos establecidos para evitar daños excesivos en elementos no estructurales y garantizar la funcionalidad después de un sismo de las edificaciones.

3.5.5. Vulnerabilidad sísmica

Con base en los resultados obtenidos mediante análisis modal espectral (análisis dinámico lineal) y análisis tiempo-historia (análisis dinámico no lineal), y conforme a los criterios establecidos en el Capítulo A.10.4 de la NSR-10, se concluye que la estructura presenta un nivel de vulnerabilidad sísmica alto en ambos bloques evaluados: Administración y Urgencias.

Ambos métodos de análisis coinciden en evidenciar que la edificación presenta deficiencias relevantes en su capacidad resistente y rigidez lateral, lo que incrementa de forma significativa el riesgo de daño estructural severo o colapso parcial o total ante un sismo de gran intensidad.

Esta condición implica que la estructura, en su estado actual, no garantiza un comportamiento estructural adecuado para proteger la vida de los ocupantes, ni puede asegurar su estabilidad funcional y seguridad durante la ocurrencia de un evento sísmico severo. Por tanto, se considera necesario avanzar hacia una evaluación detallada de rehabilitación y reforzamiento estructural.

3.6. Posibles soluciones

La presente investigación tiene como finalidad evaluar el nivel de vulnerabilidad sísmica del Hospital San José en la ciudad de Túquerres, mediante la aplicación de métodos de análisis estructural lineales y no lineales. Determinar el comportamiento real de la estructura frente a solicitaciones sísmicas y comparar los resultados obtenidos para identificar posibles fallas estructurales. Los resultados del análisis estructural revelaron que la edificación no cumple con los requerimientos mínimos establecidos por la NSR-10, presentando deficiencias significativas en las dimensiones de los elementos estructurales, en la cuantía de acero de refuerzo y en la resistencia del concreto empleado y su construcción es en varilla lisa tanto longitudinal como transversal. Además, los estudios patológicos revelaron un avanzado deterioro en varios componentes estructurales, lo que compromete su capacidad resistente ante eventualidades sísmicas.

A partir de los resultados obtenidos, se proponen varias técnicas de reforzamiento para mejorar la capacidad resistente de la estructura, incluyendo el encamisado de columnas para incrementar la capacidad axial y de momento, la construcción de vigas en ambos sentidos para mejorar la distribución de cargas y la rigidez del sistema, y el uso de platinas de acero con el fin de aumentar la resistencia y rigidez estructural; sin embargo, este último requiere protección contra la corrosión y mano de obra especializada para su instalación. Asimismo, se identificó que la estructura de la cubierta está conformada por cerchas de madera severamente deterioradas por acción de plagas, las cuales no están en perfectas condiciones estructurales y no están ancladas con el sistema estructural si no sobrepuestas, por lo que se recomienda su sustitución por cerchas metálicas adecuadamente ancladas a la estructura. Las Figuras 67 y 68 muestran el tipo de reforzamiento descrito.

Figura 67: Encamisado de elementos en concreto.



Fuente 3: Google

Figura 68: Encamisado de elementos con acero.



Fuente 4: Google

El análisis no lineal tipo Tiempo-Historia revela que algunos elementos estructurales no alcanzan el nivel de desempeño correspondiente al umbral de "seguridad de vida". Esto sugiere que podría considerarse un reforzamiento estructural. Sin embargo, tras evaluar las soluciones de

refuerzo propuestas, se concluye que, desde el punto de vista económico, resulta más viable demoler la estructura existente y construir una nueva edificación que cumpla con los estándares sísmicos actuales establecidos por la normativa vigente.

Esta decisión se fundamenta en el alto costo asociado al reforzamiento, tanto en materiales como en mano de obra especializada, sin que se garantice una prolongación significativa de la vida útil ni una mejora sustancial en el comportamiento estructural ante futuros eventos sísmicos. En cambio, una nueva construcción permitiría el uso de materiales adecuados, como acero de refuerzo corrugado en lugar del acero liso actualmente presente, lo cual incrementaría notablemente la resistencia y ductilidad de la estructura.

4. CONCLUSIONES

➤ Con base en la inspección patológica realizada, se determina que la estructura existente no presenta daños visibles de consideración ni fisuración aparente en sus elementos principales. No obstante, se identifican deficiencias significativas en cuanto al cumplimiento de los criterios mínimos de diseño establecidos por la NSR-10, específicamente en los requerimientos para un sistema estructural con nivel de disipación de energía especial (DES) requerido para la zona de amenaza sísmica. Entre las principales observaciones se destaca que las secciones transversales de vigas y columnas no cumplen con las dimensiones mínimas normativas, así como también las cuantías y el tipo de refuerzo (varilla lisa) observadas son inferiores a las exigidas por la norma para asegurar un comportamiento adecuado bajo sollicitaciones sísmicas; como punto importante, no se identifican zonas de confinamiento en los elementos verticales y horizontales, lo cual compromete la capacidad de disipación de energía y aumenta la probabilidad de formación de rótulas plásticas no controladas.

➤ El análisis modal espectral elástico realizado a la estructura permitió identificar que el 51% de las vigas y el 88% de las columnas del bloque de Administración, y el 30% de las vigas y 59% de las columnas en el bloque de Urgencias, no cumplen con el índice de sobreesfuerzo exigido por la NSR-10. Esto significa que la demanda sísmica supera la capacidad resistente de una parte considerable del sistema estructural. Los índices máximos de sobreesfuerzo obtenidos fueron de 12.41 para el bloque de Administración y 4.28 para el bloque de Urgencias, los cuales se consideran representativos del índice de sobreesfuerzo global o de la estructura en cada uno de los bloques (ISG). Según los lineamientos de la NSR-10, el inverso de estos valores indica la fracción de resistencia que tiene la estructura en comparación con una edificación nueva conforme a norma, es decir, un desempeño estructural significativamente inferior al requerido.

➤ A partir del análisis modal espectral elástico, se evaluó el índice de flexibilidad para cada una de las columnas de la estructura, conforme a los criterios establecidos por la NSR-10. Los resultados indican que los valores obtenidos superan los límites permisibles, lo cual evidencia un comportamiento estructural deficiente frente a acciones sísmicas. En particular, se determinaron índices máximos de flexibilidad de 8.52 en el bloque de Administración y 6.67 en el bloque de Urgencias, los cuales se adoptan como índices de flexibilidad globales o de la estructura (IFG)

para cada uno de estos bloques. De acuerdo con la norma, el inverso de estos valores representa la fracción de rigidez que conserva la estructura en comparación con una edificación nueva diseñada bajo normativa vigente. Estos resultados reflejan una disminución significativa en la rigidez estructural.

➤ Como resultado del análisis no lineal Tiempo-Historia, se identificó que el 97% de las vigas y el 99% de las columnas del bloque de Administración no cumple satisfactoriamente con el límite para el índice de sobreesfuerzo, mientras que, en el bloque de Urgencias, el 67% de las vigas y el 84% de las columnas no cumplen. Entre los elementos más críticos de ambos bloques, se encuentra valores del IS máximos de 10.21 y 9.63 para los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente, dichos valores se adoptan como índices de sobreesfuerzo de la estructura (ISG) en cada uno de los bloques. En consecuencia, los resultados obtenidos permiten concluir que el sistema estructural actual no cuenta con la capacidad suficiente para resistir adecuadamente las solicitaciones sísmicas previstas, por lo que se hace necesaria la implementación de intervenciones correctivas.

➤ A partir del análisis no lineal tipo Tiempo-Historia, se determinó que, en el bloque de Administración, los índices de flexibilidad obtenidos para varios elementos estructurales cumplen con las demandas requeridas por los niveles de desempeño establecidos en la normativa sísmica vigente. Este comportamiento indica que la estructura presenta una rigidez suficiente para controlar adecuadamente las deformaciones inducidas por cargas dinámicas severas, lo que compromete su capacidad para disipar energía de manera eficiente y mantener un desempeño seguro durante eventos sísmicos de alta intensidad. Sin embargo, en el bloque de Urgencias, los resultados del análisis revelan que ciertos componentes estructurales exhiben una respuesta excesivamente flexible, reflejada en derivas laterales superiores a los límites aceptables, lo cual puede generar daños no estructurales significativos e incluso afectar la estabilidad global de la edificación; esta falta de rigidez también incrementa la posibilidad de formación de mecanismos de colapso por desplazamientos excesivos, especialmente en plantas bajas o niveles con irregularidades en la distribución de masas y rigideces. Se obtuvieron índices de flexibilidad máximos de 0.19 y 1.44 para los bloques de Administración y Urgencias, respectivamente.

➤ Los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad obtenidos a partir de los dos análisis realizados (Análisis modal espectral y Análisis Tiempo-Historia) indican un nivel de vulnerabilidad sísmica ALTO en la estructura evaluada. Estos índices, determinados a partir de los elementos estructurales más críticos, reflejan que el sistema estructural en ambos bloques presenta un comportamiento inadecuado bajo las cargas sísmicas esperadas, superando los límites establecidos por la NSR-10. El índice de sobreesfuerzo revela que la capacidad de los elementos estructurales para resistir las fuerzas sísmicas está seriamente comprometida; y los índices de flexibilidad obtenidos indican que la estructura presenta una rigidez insuficiente para responder adecuadamente a los movimientos sísmicos, lo que contribuye a una mayor deformación y posible falla en los elementos críticos.

➤ Al comparar los resultados entre el análisis modal espectral y el análisis no lineal Tiempo-Historia, se observa que los resultados obtenidos en términos de cortante basal, índices de sobreesfuerzo y parámetros de flexibilidad no presentan diferencias significativas. Esta congruencia entre ambos enfoques de evaluación estructural indica que, a pesar de la mayor complejidad y realismo del análisis no lineal, la respuesta global de la estructura bajo excitaciones sísmicas permanece dentro de rangos similares a los obtenidos mediante el análisis modal espectral; este comportamiento puede atribuirse a la regularidad geométrica de la edificación, lo que conlleva a una adecuada distribución de rigideces y masas. En consecuencia, las respuestas dinámicas obtenidas con el análisis espectral, que supone un comportamiento lineal-elástico, logran aproximar de manera aceptable las principales demandas estructurales, lo que justifica la escasa divergencia con los resultados del análisis Tiempo-Historia.

➤ A través de la evaluación del nivel de desempeño estructural mediante el análisis no lineal Tiempo-Historia, se determinó que varios elementos presentan un desempeño inferior al límite correspondiente al estado límite de Seguridad de Vida (LS). Sin embargo, al comparar los resultados del análisis lineal con los obtenidos del análisis no lineal, se verifica que ciertos elementos que no cumplen con los límites del índice de sobreesfuerzo en el análisis lineal sí alcanzan satisfactoriamente los niveles de desempeño establecidos en el análisis no lineal. Este comportamiento evidencia que el análisis no lineal, al considerar las propiedades inelásticas y la redistribución de esfuerzos dentro del sistema estructural, ofrece una representación más realista de la respuesta sísmica de la edificación. Por tanto, el incumplimiento de los límites en el análisis

lineal no constituye, por sí solo, una indicación definitiva de deficiencia estructural, siempre que los elementos en cuestión demuestren un desempeño adecuado en el análisis no lineal. En consecuencia, no se considera necesaria una intervención estructural en aquellos elementos que, pese a superar los índices de sobreesfuerzo en el análisis lineal, se mantengan dentro de los niveles de desempeño aceptables en el análisis no lineal tipo Tiempo-Historia, el cual representa de manera más precisa el comportamiento real de la estructura frente a eventos sísmicos severos.

➤ Según los resultados del análisis elástico lineal realizado (Análisis Modal Espectral) y del análisis inelástico Tiempo-Historia, se encontró que la edificación supera los límites de deriva de piso permitidos por la NSR-10. Esto significa que, ante un sismo, la estructura podría deformarse lateralmente más de lo permitido por la norma, lo que podría generar daños tanto estructurales como no estructurales. Esta condición indica que el edificio presenta una flexibilidad lateral excesiva, por lo que se recomienda implementar una alternativa de refuerzo (como riostras metálicas) que aumente su rigidez lateral para evitar desplazamientos excesivos.

➤ Los resultados obtenidos del análisis estructural del Hospital San José evidencian una alta vulnerabilidad sísmica, atribuible a deficiencias tanto en el diseño original como en los procesos constructivos de la edificación. Esta condición compromete significativamente la capacidad de la estructura para resistir de forma segura solicitaciones sísmicas severas, conforme a los criterios establecidos por la normativa vigente. En este contexto, se considera fundamental implementar medidas de mejora estructural. Se recomienda evaluar la viabilidad de estrategias de reforzamiento que permitan incrementar la rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía de la edificación. No obstante, en aquellos casos donde las soluciones de reforzamiento resulten técnica o económicamente inviables, se sugiere considerar la demolición y reemplazo del edificio por una nueva construcción que satisfaga plenamente los requerimientos actuales de ductilidad, resistencia y desempeño sísmico exigidos por el marco normativo aplicable.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Kim, S., & D'Amore, E. (1999). Procedimiento de análisis push-over en ingeniería sísmica. *Earthquake Spectra* , 15.
- 440, F. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Agency, F. E. (2000). FEMA 356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., USA.
- Almassri, B. (2023). SEISMIC ASSESSMENT AND STRENGTHENING OF A RC BUILDING USING PUSHOVER ANALYSIS. *Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8.
- Barbat, A., Vargas, Y. F., Pujades, L., & Hurtado, J. E. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*.
- Basset Salom, L. (s.f.). Proceso patológico de la estructura: lesiones, síntomas y causas. *Univertitat Politècnica de València*, 10.
- FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- García, P., & Villanueva, C. (2021). Evolución de los métodos de cálculo en las estructuras . *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia*, 13.
- García, P., Genatios, C., Garcés, F., & Lafuente, M. (2011). Sistema computacional para la simulación e identificación de estructuras. . *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia*, 15.
- Gere, J. M. (2012). *Mechanics of Materials (8th ed.)*. Cengage Learning.

- GUIDI ESTRUCTURALES. (2021). *¿Cómo es el Diseño Estructural de nuestros hospitales?* Obtenido de <https://www.gestructurales.com/blog/como-es-el-diseno-estructural-de-nuestros-hospitales>
- Kassimali, A. (2009). LINEAR ANALYSIS OF STRUCTURAL SYSTEMS. *STRUCTURAL ENGINEERING AND GEOMECHANICS*, 8.
- Kuria, K., & Kegyes, K. (2023). Nonlinear Static Analysis for seismic Evaluation of Existing RC Hospital Building. *applied sciences*, 17.
- López, O., & Del Re Ruiz, G. (2008). Boletín Técnico del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME). *Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporricadas de concreto armado.*, 28.
- López, O., & Del Re Ruiz, G. (2008). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal . *Boletín Técnico del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales*, 28.
- López, R. (2009). SciELO. *Metodología para la estimación de daños por sismos en edificios*, 20.
- Manfredi, V., Masi, A., Ozcebe , G., & Paolucci, R. (2022). Selection and spectral matching of recorder ground motions for seismic fragility analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 27.
- Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. (Abril de 2012). Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. Bogotá D.C., Cundinamarca, Colombia.
- Moreno González, Bairan, G., & Jesús Miguel. (2010). Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, 18.
- Neville. (2008). *Properties of Concrete*. Harlow, Inglaterra: Pearson Education Limited.
- Neville, A. M. (2011). Propiedades del concreto (5.^a ed.). *Pearson Educación*.
- P, C., & H, V. (2011). Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela. *Aplicación de los SIG para la generación de rutas de evacuación en caso de desastres, como ayuda para la planificación urbana*, 26.

- Palma, H., & Rojas, A. (2022). ortalecimiento de la calidad del servicio de salud mediante un modelo de gestión institucional. *Revista Cuerpo Médico del Hospital Nacional Almanzor Aguinaga Asenjo*, 19.
- Piscal Arévalo , C. M., & López Almansa , F. (2018). Propuesta para la futura norma de aislamiento sísmico de edificaciones en Colombia. *DYNA*, 10.
- Rodríguez, G. (2019). Análisis de patologías estructurales en edificaciones urbanas: causas y soluciones. *Estructurales.es*, 18.
- Salmon, C. G. (2008). *Steel Structures: Design and Behavior (5th ed.)*. Pearson Prentice Hall.
- SIMULEXA. (s.f.). *Análisis Dinámico Lineales*. Obtenido de https://www.simulexa.com/es_es/analisis-dinamico-linealcuales-son-y-que-tipos-hay/
- Systemes, D. (2021). *Solid Works*. Obtenido de https://help.solidworks.com/2021/spanish/SolidWorks/cworks/c_Linear_Static_Analysis.htm#:~:text=El%20an%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20lineal%20calcula,el%20efecto%20de%20cargas%20aplicadas.&text=Todas%20las%20cargas%20se%20aplican,que%20alcanzan%20sus%20ma
- Systemes, S. (2011). *Analisis estatico no lineal*. Obtenido de https://help.solidworks.com/2011/spanish/SolidWorks/cworks/LegacyHelp/Simulation/AnalysisBackground/NonlinearAnalysis/Nonlinear_Static_Analysis.htm?id=a3af2f6c994f49b18b49df4aeb5b06a9#:~:text=El%20an%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20no%20lineal,tambi%C3%A9n%2
- Tech, I. (s.f.). *Analisis Modal Espectral*. Obtenido de <https://www.inesa-tech.com/blog/analisis-modal-espectral/>
- Ulloa, C., Pérez, T., & Corvo, F. (2013). Deterioro de estructuras de concreto por carbonatación en medio ambiente. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia*, 10.

Xingyu Fan,, J., & Hong , H. (2024). Review of piezoelectric impedance based structural health monitoring: Physics-based and data-driven methods. *Advances in Structural Engineering*, 28.

6. GLOSARIO DE TERMINOS ESPECIALES

Escombros: Residuo resultante de las actividades de construcción, reparación, demolición y/o mejoras locativas de las obras civiles o de otras actividades conexas.

Gestor de RCD: Persona natural o jurídica que podría realizar una o todas las actividades de recolección, transporte, almacenamiento, aprovechamiento y/o disposición final de RCD.

Gran generador de RCD: Constructor que cumple con las siguientes condiciones: 1) requiere la expedición de licencia de construcción en cualquiera de sus modalidades y/o licencia de intervención y ocupación del espacio público y 2) la obra tenga un área construida igual o superior a 2000 m².

Impacto ambiental: Cualquier alteración en el sistema ambiental biótico, abiótico y socioeconómico, que sea adverso o beneficioso, total o parcial, que pueda ser atribuido al proyecto.

Plan de Gestión de Residuos: Instrumento de gestión que contiene la información de la obra y de las actividades que se deben realizar para garantizar a gestión de los RCD generados.

Residuos de Construcción y Demolición (RCD): Residuos sólitos provenientes de las actividades de excavación, construcción, demolición, reparaciones o mejoras locativas de obras civiles o de otras actividades conexas.

Pórtico Resistente a Momento (PRM): Sistema estructural compuesto por vigas y columnas que resiste cargas laterales mediante el momento flector en sus conexiones.

Deriva de Piso: Desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos, dividido por la altura del entrepiso. Indica deformación lateral.

Irregularidad en Planta o Elevación: Característica geométrica o estructural que altera la distribución uniforme de rigidez o masa. Puede generar concentraciones de daño durante un sismo.

Análisis No Lineal (Pushover): Procedimiento incremental que aplica cargas laterales hasta alcanzar la falla estructural, considerando el comportamiento inelástico.

Índice de Vulnerabilidad (IV): Valor numérico que resume la condición sísmica de una estructura, usado en métodos simplificados.

Índice de Irregularidad: Relación entre la respuesta de un piso y la respuesta promedio, útil para identificar comportamientos no deseados.

Razón de Resistencia/Demanda (R/D): Relación entre la capacidad estructural y las demandas impuestas por la acción sísmica.

7. ANEXOS

Anexo 1: Planos y despieces

Anexo 2: Avalúo de cargas

Anexo 3: Índices de sobreesfuerzo

Anexo 4: Índices de flexibilidad

Anexo 5: Espectros y acelerogramas de los sismos

Anexo 6: Niveles de desempeño de los elementos

Anexo 7: Registro fotográfico