

**ANALISIS PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DEL BLOQUE
UNO DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO SEDE TOROBAJO**

**JOHN ALEXANDER MELO MARTÍNEZ
EMERSSON DUVAN TORRES SÁNCHEZ**

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2015**

**ANALISIS PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DEL BLOQUE
UNO DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO SEDE TOROBAJO**

**JOHN ALEXANDER MELO MARTÍNEZ
EMERSSON DUVAN TORRES SÁNCHEZ**

**Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director
Ing. MsC. CARLOS ARMANDO BUCHELI NARVÁEZ**

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2015**

NOTA DE RESPONSABILIDAD

Las ideas y conclusiones aportadas en este Trabajo de Grado son Responsabilidad de los autores.

Artículo 1 del Acuerdo No. 324 de octubre 11 de 1966, emanado del honorable Concejo Directivo de la Universidad de Nariño.

“La Universidad de Nariño no se hace responsable de las opiniones o resultados obtenidos en el presente trabajo y para su publicación priman las normas sobre el derecho de autor”.

Artículo 13, Acuerdo N. 005 de 2010, emanado del Honorable Consejo Académico.

Nota de Aceptación:

Firma del Presidente del Jurado

Firma del Jurado

Firma del Jurado

San Juan de Pasto, Noviembre de 2015.

RESUMEN

El bloque Uno de la Universidad de Nariño sede Torobajo, se encuentra en un estado de deterioro debido al vencimiento de su vida útil, las constantes fallas por cargas en los diferentes elementos y variados problemas patológicos como la humedad, eflorescencias, fisuración y asentamientos, por esta razón, se realizó un estudio con el fin de evaluar su vulnerabilidad sísmica y proponer un modelo de reforzamiento de los elementos estructurales.

Para la caracterización total de la presente edificación se llevaron a cabo diferentes procedimientos, entre ellos, registro fotográfico, levantamientos arquitectónico, estructural y topográfico, los cuales permitieron hacer el diagnóstico patológico de la estructura y actualizar los planos existentes. Se realizaron diferentes ensayos para establecer las características de los materiales entre los cuales están la prueba de extracción de núcleos, utilizada para la obtención de los esfuerzos resistentes de cada elemento, los ensayos de fenolftaleína para la medición del nivel de carbonatación en el concreto, las pruebas con esclerómetro para determinar alternativamente la resistencia de los elementos sin causarles daños y barridos con escáner y regatas para caracterizar el acero de refuerzo usado en la estructura.

Una vez recopilada y actualizada la información se procedió a la modelación de la edificación en el software especializado ETABS 2015, usando el método de la carga horizontal equivalente para el análisis sísmico ya que la estructura está dentro del tipo de edificaciones que se analizan con este método [A.3.4.2.1]. El modelo fue cargado con todos los valores obtenidos de la caracterización de materiales y las cargas que intervienen en la estructura (carga viva, carga muerta, cargas sísmicas), de esta manera se evaluaron los esfuerzos actuantes por elemento.

De acuerdo al análisis realizado el estado actual de la estructura no es bueno, ya que no cumple en cuanto a índices de flexibilidad y sobre-esfuerzos establecidos en las especificaciones de la norma Colombiana NSR-10, además sus elementos presentan deterioro por parte de agentes patógenos.

Como medidas de seguridad a corto plazo se implementó un sistema de reforzamiento a base de muros estructurales, recalces en vigas de cubierta y entrepiso, recalces en vigas y zapatas de cimentación y reforzamiento en losas a base de fibra de carbono con el fin de brindarle una mejor funcionalidad a la edificación.

ABSTRACT

The building block number one, which is a part of The University of Nariño Torobajo, is in a deteriorated state. The state of the building is due to the usefulness of the building expiring. There are many failures which have occurred as a result from the extra charges in the different elements as well as other pathological problems, such as; humidity, efflorescence, cracks and settlements. These problems led for a study to be developed measuring the current seismic vulnerability and to then subsequently, propose a model to reinforce the structural elements.

To show a complete representation of the whole building, several procedures have been implemented in order to show a pathological diagnostic and to help actualize the potential graphic and image plans of the building. The procedures involved photographic, architectural, structural and leveling samples. The plan was also developed several times so that the characteristics of the materials being used could be established. The process of Nucleus Coring was useful to understand the resistance of each element. Phenolphthalein was used to measure the levels of carbonation within the concrete and the Sclerometer was useful to determine the alternative resistance of the elements without causing damage with scanner sweeps, to establish the iron used as a reinforce in the structure.

Once all the information had been reviewed and actualized, the creation process of the building using ETABS 2015, which is specialized software, had begun, through the use of the horizontal equivalent charge to the seismic analysis. This model was created using all the information gathered which ranged from the characterization of the structures with the materials and charges that take part in the building instability, to the action charge, dead charge, seismic charge, It was evaluated in this way the acting forces by element.

According to the analysis that was developed, the actual state of the structure is not good, because it doesn't accomplish the flexibility or efforts the rules established from the NSR-10 Colombian building rules. Furthermore, the structure elements deal with a problem of deterioration due to pathological agents.

There have been many security measures such as; a reinforce system with structural walls, underpinning in roof beams and mezzanine, underpinning in beams and footings, and reinforcement in slabs based on carbon fiber, implemented. The main purpose for this implementation is so that there is a better functionality to the building structure.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	15
1. FASE I: DIAGNÓSTICO.....	17
1.1 ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS	17
1.2 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	21
1.2.1 Ensayo extracción y falla de núcleos para determinar la resistencia a la compresión del concreto.	23
1.2.2 Ensayo de esclerómetro	29
1.2.3 Ensayo de carbonatación.....	34
1.2.4 Inspección de refuerzo.....	39
1.3 EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	40
1.3.1 Solicitaciones equivalentes.....	40
1.3.2 Relación entre demanda y capacidad.....	47
1.4 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD	58
2. FASE II: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	60
2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	60
2.2 EVALUACION DE ESTRUCTURA REFORZADA.....	61
2.3 CANTIDADES DE OBRA DE LA ESTRUCTURA REFORZADA.	70
3. CONCLUSIONES	72
4. RECOMENDACIONES	73
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	74

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Modelo arquitectónico y estructural de la edificación.....	19
Figura 2. Muros de la fachada en mal estado.....	20
Figura 3. Muros de la edificación con fisuras.....	20
Figura 4. Sectores primera planta bloque uno Universidad de Nariño.....	22
Figura 5. Sectores segunda planta bloque uno Universidad de Nariño.....	22
Figura 6. Extracción de núcleo en la columna de ejes A-1.....	24
Figura 7. Falla de núcleos.....	24
Figura 8. Formato resultado de laboratorio en hoja de cálculo de excel arrojado por el programa de la máquina para fallar núcleos.....	25
Figura 9. Esclerómetro PINZUAR M.PC-137.02.....	29
Figura 10. Curva de calibración del esclerómetro dada por el fabricante.....	30
Figura 11. Formato de anotación y resultados del ensayo de esclerómetro en hoja de cálculo de excel.....	30
Figura 12. Ensayo de carbonatación columna de ejes A-1.....	35
Figura 13. Inspección del refuerzo con regatas de columnas U6 y A4.....	39
Figura 14. Modelo tridimensional de la estructura en ETABS 2015.....	46
Figura 15. Modelo tridimensional de la estructura reforzada.....	64

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1.	Descripción sectores 1 ^{RA} planta bloque uno Universidad de Nariño.. 22
Tabla 2.	Descripción sectores 2 ^{DA} planta bloque uno Universidad de Nariño.. 23
Tabla 3.	Resultados ensayo de resistencia a compresión de núcleos en columnas..... 26
Tabla 4.	Resultados ensayo de resistencia a compresión de núcleos en vigas. 27
Tabla 5.	Resultados ensayo de resistencia a compresión de núcleos en losas. 28
Tabla 6.	Resultados ensayo de esclerómetro en columnas..... 31
Tabla 7.	Resultados ensayo de esclerómetro en vigas..... 32
Tabla 8.	Resultados ensayo de esclerómetro en losas..... 33
Tabla 9.	Resultados ensayo de carbonatación en columnas..... 36
Tabla 10.	Resultados ensayo de carbonatación en vigas..... 37
Tabla 11.	Resultados ensayo de carbonatación en losas..... 38
Tabla 12.	Coefficientes espectrales para diseño. 41
Tabla 13.	Tabla espectro de diseño..... 41
Tabla 14.	Coefficientes de disipación de energía 43
Tabla 15.	Combinaciones de carga para el análisis de derivas 47
Tabla 16.	Coefficientes de reducción de resistencia..... 48
Tabla 17.	Índice de sobreesfuerzo por flexo-compresión y cortante – columnas..... 49
Tabla 18.	Índice de sobreesfuerzo por flexión y cortante – vigas. 51
Tabla 19.	Resultados ensayo con esclerómetro en vigas de alto sobreesfuerzo 51
Tabla 20.	Índice de sobreesfuerzo por flexión en losas y por esfuerzo del suelo. 53
Tabla 21.	Índice de sobreesfuerzo por flexión en zapatas y vigas de cimentación..... 54
Tabla 22.	Índice de flexibilidad horizontal de la estructura..... 56
Tabla 23.	Índice de flexibilidad vertical de la estructura..... 58
Tabla 24.	Vulnerabilidad sísmica de la edificación. 59
Tabla 25.	Propiedades del concreto. 61
Tabla 26.	Propiedades del concreto de los elementos nuevos..... 61
Tabla 27.	Coefficientes de reducción de resistencia..... 61
Tabla 28.	Coefficientes de disipación de energía 62
Tabla 29.	Aumento de la rigidez en el modelo reforzado..... 70
Tabla 30.	Cantidad de concreto a usar para el reforzamiento 71
Tabla 31.	Cantidad de kilogramos de acero a usar para el reforzamiento..... 71
Tabla 32.	Presupuesto propuesta de reforzamiento 71

LISTA DE GRAFICAS

pág.

Gráfica 1.	Resistencia promedio a la compresión en columnas	26
Gráfica 2.	Resistencia promedio a la compresión en vigas	27
Gráfica 3.	Resistencia promedio a la compresión en losas	28
Gráfica 4.	Resistencia promedio ensayo esclerómetro en columnas	31
Gráfica 5.	Resistencia promedio ensayo esclerómetro en vigas	32
Gráfica 6.	Resistencia promedio ensayo esclerómetro en losas	33
Gráfica 7.	Calibración esclerómetro con ensayo de núcleos en columnas	34
Gráfica 8.	Prueba de carbonatación en columnas.....	36
Gráfica 9.	Prueba de carbonatación en vigas	37
Gráfica 10.	Prueba de carbonatación en losas	38
Gráfica 11.	Espectro de diseño elástico Universidad de Nariño sede torobajo – Pasto – Nariño, para amortiguamiento del 5%.	42
Gráfica 12.	Índice máximo de sobreesfuerzo por flexo-compresión en columnas según su resistencia.....	50
Gráfica 13.	Índice máximo de Sobreesfuerzo por cortante en columnas según su resistencia.	50
Gráfica 14.	Índice máximo de sobreesfuerzo por flexión en vigas según su resistencia.....	52
Gráfica 15.	Índice máximo de sobreesfuerzo por cortante en vigas según su resistencia.....	52
Gráfica 16.	Índice máximo de sobreesfuerzo por flexión en losas.	53
Gráfica 17.	Índice máximo de sobreesfuerzo por esfuerzo admisible del suelo.	54
Gráfica 18.	Índice máximo de sobreesfuerzo por flexión en zapatas.	55
Gráfica 19.	Índice máximo de sobreesfuerzo por flexión en vigas de cimentación.....	55
Gráfica 20.	Índice de flexibilidad promedio sentido X.....	56
Gráfica 21.	Índice de flexibilidad promedio sentido Y	57
Gráfica 22.	Índice de flexibilidad promedio por deflexiones	57
Gráfica 23.	Deriva promedio de entrepiso sentido X piso 1	67
Gráfica 24.	Deriva promedio de entrepiso sentido x piso 2	68
Gráfica 25.	Deriva promedio de entrepiso sentido Y piso 1	68
Gráfica 26.	Deriva promedio de entrepiso sentido Y piso 2	69
Gráfica 27.	Deflexiones promedio en vigas	69

LISTA DE APÉNDICES

- Apéndice A. Propiedades y características de los materiales
- Apéndice B. Análisis de cargas
- Apéndice C. Cálculo de derivas, deflexiones e índices de flexibilidad
- Apéndice D. Cálculo de sobre-esfuerzos en elementos
- Apéndice E. Cálculo de derivas, deflexiones e índices de flexibilidad para estructura reforzada
- Apéndice F. Diseño elementos estructura reforzada
- Apéndice G. Cálculo de cantidades de material a usar en el reforzamiento

LISTA DE ANEXOS

- Anexo 1. Registro fotográfico planos
- Anexo 2. Planos arquitectónicos, estado actual
- Anexo 3. Planos estructurales estado actual
- Anexo 4. Diagnostico patológico
- Anexo 5. Estudios de suelos
- Anexo 6. Planos estructurales del reforzamiento.
- Anexo 7. Registros fotográficos de diagnóstico y ensayos
- Anexo 8. Modelos en ETABS 2015 Y SAFE 2012
- Anexo 9. Memorias de cálculo

GLOSARIO DE TERMINOS

NSR10.	Reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes del 2010
K.	Coefficiente que determina la penetración de la carbonatación en un año, en milímetros por año (mm/año)
X_c.	Carbonatación promedio, en milímetros (mm).
A_a	Aceleración horizontal pico efectiva de diseño
A_v	Aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva de diseño
F_a	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos
F_v	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios
I	Coefficiente de importancia
T_c	Periodo corto del espectro de diseño
T_L	Periodo largo del espectro de diseño
S_a	Aceleración espectral (g)
R'	Coefficiente de capacidad de disipación de energía R'
DES	Disipación especial de energía
R_o	Coefficiente de disipación de energía básico
Φ_p	Coefficiente de irregularidad en planta
Φ_a	Coefficiente de irregularidad en altura
Φ_r	Coefficiente por ausencia de redundancia
T_a	Periodo fundamental de diseño de la estructura
D	Carga Muerta
L	Carga viva
L_r	Carga viva en Cubierta
S_x	Carga de sismo en la dirección X
S_y	Carga de sismo en la dirección Y

Amenaza sísmica: se entiende como la probabilidad de que un parámetro como la aceleración, la velocidad o el desplazamiento del medio transmisor supere un nivel de referencia, dentro de un periodo de retorno.

Análisis de vulnerabilidad: es un estudio de la capacidad de un sistema de resistir o absorber el impacto de un suceso que caracteriza una amenaza y, por lo tanto, se diferencia del análisis de riesgo, que es la estimación de pérdidas de acuerdo con el grado de amenaza considerado y con el nivel de vulnerabilidad existente en el sistema expuesto.

Cargas: fuerzas u otras sollicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y restricción de cambios dimensionales. Las cargas permanentes son cargas que varían muy poco en el tiempo y cuyas variaciones son pequeñas en magnitud. Todas las otras cargas son cargas variables¹.

Carga muerta: son las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, acabados y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación.

Carga viva: son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluirse cargas ambientales tales como viento y sismo.

Deriva: es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso.

Espectro de diseño: conjunto de curvas utilizadas en el diseño de obras de ingeniería que relacionan la aceleración, la velocidad y el desplazamiento de la masa en vibración, con el periodo de aceleración y el amortiguamiento del sistema compuesto por la masa, el vibrador y el amortiguador. En general relación la aceleración absoluta, la velocidad relativa y el desplazamiento relativo con el periodo.

Mapa de amenaza sísmica: mapa que muestra contornos de un parámetro específico de movimiento del terreno para una amenaza sísmica probabilística o un periodo de retorno.

Materiales compuestos FRP (Fiber Reinforced Polymer): sistema de fibras sintéticas embebidas en una matriz polimérica, registran propiedades físico-mecánicas, que las hacen deseables para ser usadas como reforzamiento

¹ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Título B Cargas.

estructural del concreto. Los compuestos FRP son anisotrópicos y se caracterizan por una alta resistencia a la tensión en la dirección de las fibras. Dentro de los compuestos FRP se distinguen varios tipos, dependiendo del material que están compuestas las fibras, vidrio (GFRP), aramida (AFRP) y carbono (VFRP).

Riesgo sísmico: se llama riesgo sísmico de una zona a la probabilidad de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un plazo determinado; no debe confundirse este concepto con el de peligro sísmico. En el riesgo sísmico influyen la probabilidad de que se produzca un evento sísmico o terremoto, los posibles efectos locales de amplificación de las ondas sísmicas, directividad, etc., la vulnerabilidad de las construcciones e instituciones y la existencia de habitantes y bienes que puedan ser perjudicados; el riesgo sísmico depende fuertemente de la cantidad y tipo de organizaciones urbanas del lugar.

Sismo: serie de movimientos transitorios y repentinos del terreno, originados en una región limitada a consecuencia de una liberación repentina de energía, que se propaga desde el origen a diferentes direcciones conforme a un patrón de radiación

Sismo de diseño: valor especificado para el movimiento del terreno durante un sismo en un lugar específico. Se utiliza en el diseño resistente de obras de ingeniería.

Vulnerabilidad: factor de riesgo interno de un sujeto o sistema expuesto a una amenaza, correspondiente a su predisposición intrínseca a ser afectada o ser susceptible a sufrir pérdida. “Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada desde 0 o sin daño a 1 o pérdida total”

Zona de amenaza sísmica: dentro del contexto Colombiano y para efectos de las Normas Colombianas Sismo resistentes, se adoptó esta designación agregándole el calificativo de Alta, intermedia o baja.

INTRODUCCIÓN

El Bloque Uno de la Universidad de Nariño, ubicada en la Ciudad Universitaria Torobajo – Carrera 22 No. 18-109 del Municipio de Pasto, fue construido en el año de 1964 a partir de diseños arquitectónicos y estructurales realizados con anterioridad a la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR10 Decreto 926 de 2010 y posteriores modificaciones.

El uso que se está dando a estas instalaciones hoy en día, genera un posible riesgo para sus usuarios, debido a la antigüedad de la infraestructura, causado por el deterioro normal de una construcción.

En la actualidad, se exige a las edificaciones y principalmente a las instalaciones de instituciones educativas, el cumplimiento de una normativa en diseño y construcción para garantizar su correcto funcionamiento estructural y preservar la vida humana. Las construcciones realizadas antes de la vigencia del actual Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, deben ser estudiadas e intervenidas de acuerdo al capítulo A.10 de la NSR10.

El objetivo de este trabajo es evaluar la vulnerabilidad sísmica del Bloque Uno de la Universidad de Nariño sede Torobajo, empleando la metodología de la NSR10 Capítulo A.10, obteniendo índices de sobre esfuerzo y flexibilidad con el fin de determinar la vulnerabilidad general de la edificación y de esta manera establecer el grado de intervención que requiere.

El trabajo de aplicación consistió en la recopilación de la información existente tales como planos, levantamiento arquitectónico, topográfico y estructural. La modelación y análisis de su estado estructural actual, el estudio para determinar si sus condiciones estructurales cumplen con la NSR10, el planteamiento y modelación de un diseño estructural para la edificación que cumpla con la Norma Sismo Resistente NSR10. Las modelaciones se realizaron mediante la utilización del software especializado ETABS 2015. Se analizaron en la primera planta 2251,9 m² y en la segunda planta 4329,9 m² para un total de 6581,8 m² analizados.

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Debido a su ubicación geográfica y a sus condiciones volcánicas y tectónicas, San Juan de Pasto es una ciudad con significativa actividad sísmica. En la ciudad existen muchas edificaciones diseñadas y construidas mucho tiempo antes de que se reglamentaran las condiciones técnicas de diseño y construcción sismo resistente. Por tal motivo, se diseñaba y construía siguiendo la experiencia empírica del ingeniero constructor, y mediante la utilización de códigos extranjeros que no se adaptaban a la situación del territorio nacional, poniendo en riesgo la vida de los usuarios de las edificaciones y los bienes que estas albergan y significan.

Es por ello que La Universidad de Nariño a través de la oficina del Fondo de Construcciones planteó el Plan de Contingencia del Bloque uno, el cual pretende determinar las acciones y medidas necesarias que garanticen el funcionamiento adecuado de la infraestructura física. Entre las medidas que recomienda el plan de contingencia está el mantenimiento de las redes de servicios públicos, mantenimiento de cubiertas y la necesidad de realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica².

OBJETIVOS

Objetivo general

Analizar la vulnerabilidad sísmica preliminar del Bloque Uno de la Universidad de Nariño sede Torobajo, siguiendo el Código Colombiano para Construcciones Sismo Resistentes NSR-10.

Objetivos específicos

- Crear una base de datos sobre el Bloque Uno de la Universidad de Nariño sede Torobajo mediante la recopilación de información existente acerca del estudio geotécnico, diseño estructural, del proceso constructivo y posteriores modificaciones.
- Determinar el estado actual del sistema estructural de la edificación.
- Determinar la vulnerabilidad sísmica preliminar de la edificación siguiendo los lineamientos del Capítulo A.10 de la Norma Sismo Resistente NSR10.
- Contribuir a la conservación del Bloque Uno de la Universidad de Nariño sede Torobajo con un diseño de reforzamiento estructural para esta edificación que cumpla con los requisitos de la NSR10.

² BUCHELI, Carlos, Informe del Estado Actual Bloque 1 Área De Laboratorios de Docencia Y Muros de Cubierta – Sede Torobajo, Pasto, 2014, Pág. 21.

JUSTIFICACIÓN

Teniendo en cuenta el gran número de personas que frecuentan diariamente el Bloque Uno de la Universidad de Nariño sede Torobajo y la cantidad de equipos, bienes e información que alberga, es necesaria la realización de este análisis para conocer el comportamiento estructural de la edificación y determinar la situación que se presenta, para tomar medidas y minimizar el impacto que generaría un colapso de la estructura debido a una fuerte actividad sísmica o a la acción de alguna amenaza natural o antrópica.

La Universidad debe destinar parte de sus recursos al mantenimiento y mejoramiento de sus instalaciones para evitar en un futuro desafortunado, la destinación de dineros a la atención de emergencias de gran magnitud.

La preservación de las instalaciones de la única Universidad pública de Nariño contribuye al enriquecimiento material y cultural del patrimonio departamental.

ANTECEDENTES

Han sido varios los análisis de vulnerabilidad sísmica realizados en torno al cumplimiento de la norma y la conservación del patrimonio arquitectónico de edificaciones antiguas, en los cuales se hace necesaria la obtención de información sobre el diseño y la construcción de la estructura.

En la Universidad de Nariño, en el año 2013, se desarrolló un trabajo de grado en el cual se realizó la determinación preliminar de la vulnerabilidad sísmica del Bloque de la Biblioteca “Alberto Quijano Guerrero” de la Universidad de Nariño³; se recopiló información de diseño y construcción de la edificación, se realizó la modelación estructural de las condiciones actuales en el software SAP2000, se planteó el cambio de uso de la edificación y se desarrolló una propuesta de reforzamiento estructural.

En el 2012, en la Universidad Militar Nueva Granada se presentó un trabajo de investigación titulado Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento de una estructura de tres pisos y cubierta en placa⁴ cuyo principal objetivo fue evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura de tres pisos con cubierta en placa, tomando como base aspectos de zonificación sísmica y el procedimiento establecido por la NSR10 [Cap. A.10], apoyado en modelaciones realizadas con ETABS, logrando concluir según la hipótesis de falla, dónde se presentaría el

3 FIGUEROA, Mauricio, Determinación Preliminar de la Vulnerabilidad Sísmica del Bloque de la Biblioteca “Alberto Quijano Guerrero” de la Sede Torobajo de la Universidad de Nariño, Pasto, 2013, 103p.

4 OTÁLORA, Lizeth Viviana, Estudio de Vulnerabilidad y Reforzamiento de una Estructura de Tres Pisos y Cubierta en Placa, Bogotá D.C., 2012, 47p.

inicio de la falla en caso de sismo y el mejor comportamiento de la estructura con modificaciones que disminuyen las solicitaciones sísmicas.

En el 2014, en la Universidad de Cartagena, se presentó la tesis de grado titulada, Evaluación Patológica y de Vulnerabilidad Sísmica del Fuerte San Fernando de Bocachica, con el fin de diagnosticar el estado actual de la edificación a través de un estudio patológico y de vulnerabilidad sísmica, que se ajusten a las normatividad de la NSR10, se plantean las soluciones necesarias para la conservación del monumento y que impacten lo menos posible a la estructura original.⁵

En el 2011, en la Universidad Industrial de Santander de la ciudad de Bucaramanga, se presentó un trabajo de investigación llamado Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio de Santander en Bucaramanga⁶ en el cual se hizo un escaneo de las barras de refuerzo de los pórticos del sistema estructural estudiado, se obtuvieron periodos de vibración con el equipo K2 (Altus digital recorder) manipulando el módulo de elasticidad del concreto y se evaluó el sistema estructural con la herramienta Pushover para la NSR10.

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de una edificación es un conjunto de parámetros capaz de predecir el tipo de daño estructural, el modo de fallo y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo. La vulnerabilidad sísmica no solo depende del edificio de estudio en cuestión, sino también del lugar. Es decir, dos edificios iguales tendrán mayor o menor vulnerabilidad dependiendo del lugar.

La vulnerabilidad sísmica es el área de trabajo de la ingeniería cuyo objetivo es reducir el riesgo sísmico teniendo en cuenta los principios de la ingeniería estructural.

⁵ NAVARRO, Luis, TRUJILLO, Gustavo, Evaluación Patológica y de Vulnerabilidad Sísmica del Fuerte San Fernando de Bocachica, Cartagena, 2014, 126p.

⁶ PICÓN, Carlos, VARGAS, Diego, Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Sede Principal del Colegio de Santander en Bucaramanga, Bucaramanga, 2011, 78p.

Clases de vulnerabilidad sísmica:

Vulnerabilidad sísmica estructural. Se refiere a que tan susceptibles a ser afectados o dañados son los elementos estructurales de una edificación o estructura frente a las fuerzas sísmicas inducidas en ella, actuando en conjunto con las demás cargas habidas en dicha estructura. Los elementos estructurales son aquellas partes que sostienen la estructura de una edificación, encargados de resistir y transmitir a la cimentación y luego al suelo, las fuerzas causadas por el peso del edificio y su contenido, así como las cargas provocadas por los sismos. Entre estos elementos se encuentran las columnas, vigas, placas de concreto, zapatas, etc.

Vulnerabilidad sísmica no estructural. Al ocurrir un sismo la edificación puede quedar inhabilitada debido a daños no estructurales, sean por colapso de equipos, elementos arquitectónicos, etc., mientras que la estructura permanece en pie. Dentro de los elementos arquitectónicos se tiene las fachadas, vidrios, puertas, ventanas, escaleras, divisiones, etc.

Métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Para realizar los estudios de vulnerabilidad existen muchas metodologías validas en la literatura internacional que se han encontrado en la bibliografía consultada, para este trabajo de grado se usó el método establecido por el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo resistentes NSR10 [Cap. A.10]⁷.

Etapas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica:

- Verificar que la intervención esté cubierta por el alcance dado en A.10.1.3.
- Debe recopilarse y estudiarse la información existente A.10.2
- Debe calificarse de acuerdo con los requisitos de A.10.2.
- Solicitaciones equivalentes de acuerdo con los requisitos de A.10.4.2.
- Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura
- Resistencia existente de la estructura de acuerdo a A.10.4.3.3.
- Se debe obtener una resistencia efectiva de la estructura.
- Debe determinarse un índice de sobreesfuerzo.
- Obtener las derivas de la estructura.
- Debe determinarse un índice de flexibilidad.
- Definir intervención estructural de acuerdo a A.10.6
- Analizarse nuevamente incluyendo la intervención propuesta.

⁷ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Capitulo A.10 Evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del reglamento.

1. FASE I: DIAGNÓSTICO

Para esta fase se realizaron los procedimientos estipulados en la norma NSR10 sección A.10.1.4 - Procedimiento de evaluación de la intervención⁸, que consiste en doce etapas subdivididas de la siguiente forma: las tres primeras etapas son para la recopilación y verificación de la información preliminar además de la clasificación de la estructura de acuerdo a la calidad y el estado de la edificación [A.10.2]. Las siguientes siete etapas son para la evaluación de la estructura existente que consiste en determinar solicitaciones, resistencias efectivas e índices de sobre-esfuerzo y flexibilidad de la estructura [A.10.4]. Las dos etapas finales se centran en la Intervención del sistema estructural en donde debe determinarse la categoría en la que cae el tipo de modificación a realizar, su análisis y diseño [A.10.6].

1.1 ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS⁹

Recopilación de memorias, planos y documentos de diseño originales. La mayor parte de la edificación fue construida en el año de 1964 aproximadamente, y el sector de Bienestar Universitario en 1989 aproximadamente, no fue posible recopilar suficiente información sobre su diseño y proceso constructivo, se pudo obtener fotografías de algunos planos que se guardan en la Oficina de Planeación de la Universidad de Nariño. No se encontró memorias de cálculos ni bitácoras de construcción. Debido a la poca información fue necesario realizar un levantamiento estructural y arquitectónico. (Ver Anexo 1. Registro Fotográfico Planos)

Comprobación de la información arquitectónica encontrada en los planos. Se realiza el levantamiento arquitectónico del Bloque 1 en todas sus instalaciones, encontrando errores en los planos suministrados por la Universidad, estos errores, además de nuevos elementos encontrados que no se observaron en los planos, fueron modificados y actualizados, respectivamente, en un nuevo plano digital que serviría de apoyo para los análisis futuros (Ver Anexo 2. Planos Arquitectónicos, Estado Actual).

⁸ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.10.1.4 Procedimiento de evaluación de la intervención. Pág. A-98

⁹ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.10.2 Estudios e investigaciones requeridas. Pág. A-100

Comprobación de la información estructural encontrada en los planos. Se realizó el respectivo levantamiento estructural e identificación de elementos estructurales, cargas actuantes, detalles del refuerzo y dimensiones; también se utilizó la información de los planos existentes del bloque. Dicha información se encuentra en los planos de levantamiento estructural (Ver Anexo 3. Planos Estructurales Estado Actual).

Para el levantamiento se realizaron las siguientes actividades: inspección visual, identificación de patologías y estado de la estructura, (Anexo 4. Diagnóstico patológico), caracterización geométrica y definición de los elementos principales. Con la información recopilada en el levantamiento estructural se clasifica la edificación como una estructura de sistema de pórticos resistente a momentos, de concreto, que debería tener una capacidad especial de disipación de energía (DES)¹⁰, la geometría en planta es regular y está conformada por dos pisos en algunos sectores y cubierta en placa en los pasillos principales de la zona de laboratorios y Ocara. Por estar en un terreno con pendientes irregulares la edificación fue construida con dos niveles en un área y con solo uno en otra. El primer piso comprende aulas en el sector de laboratorio y oficinas en el antiguo sector administrativo, el segundo piso está distribuido de la misma manera, pero en su mayor extensión se encuentra a nivel del terreno natural.

La máxima altura total desde la cimentación hasta el segundo piso es de 10.50m , la altura del primer piso es de 2.50m y la del segundo es de 2.70m ; En el nivel de cubierta el bloque tiene ménsulas con una base reforzada que soportan los muros de la terraza, éstas varían en altura desde los 0.55m a los 2.50m . (Ver Anexo 3. Planos Estructurales Estado Actual). Las columnas solamente se construyeron hasta el nivel superior del segundo piso.

Con el levantamiento estructural y los planos existentes fue posible la identificación de los elementos estructurales y las dimensiones típicas de estos, en la edificación de mayor antigüedad se identificaron tres tipos de columna: *Tipo A*: 0.25x0.35m , *Tipo B*: 0.35x0.40m , *Tipo C*: 0.25x0.30m . Las dimensiones de las secciones de las vigas en la fachada son 0.25x0.35m , en el entrepiso de 0.25x.40m , 0.35x0.40m , 0.40x0.40m y en la cimentación de 0.25x0.30m . En el sector de Bienestar universitario se identificó un tipo de columna: *Tipo D*: 0.30x0.40m , Vigas en la fachada de 0.30x0.35m , en el entrepiso de 0.40x0.35m y en la cimentación de 0.30x0.30m . El sistema de entrepiso consiste en una placa aligerada con nervios de 0.16x0.40m , alma de 1.44m y un espesor de placa de 0.09m en los sectores de Laboratorios y Almacén, en el sector de Bienestar Universitario los nervios son de 0.15x0.35m , alma de 1,42m y el espesor de placa de 0.09m . La zona de Oficinas de Profesores presenta una placa de entrepiso

¹⁰ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Tabla A.3-3 Sistema estructural de pórticos resistentes a momentos. Pág. A-55

maciza al igual que los pasillos de Laboratorios y las cubiertas en concreto de 0.10m de espesor. (Ver Anexo 3. Planos Estructurales Estado Actual).

Para identificar la cimentación se utilizaron los registros fotográficos de los planos estructurales existentes, la cimentación corresponde a zapatas de 1.4x1.4m para las columnas de Tipos A y C, y 1.8x1.8m para las columnas de Tipos B y D, sin restricción en los predios, con presencia de concreto ciclópeo (Ver Anexo 1. Registro Fotográfico Planos).

Para conocer las características del suelo y estrato de fundación se utilizaron los estudios de suelos realizados para la construcción del Bloque Tecnológico, (Ver Anexo 5. Estudios de suelos) por su proximidad a la zona, que se encuentran en el Fondo de Construcciones de la Universidad, con debida autorización del Asesor del Proyecto.

Topografía del bloque Uno de la Universidad de Nariño. Se realizó el levantamiento topográfico del Bloque 1 de la Universidad con nivel Looke, mira, cinta métrica y elementos necesarios pertinentes para esta tarea, obteniendo las cotas de cada desnivel en la edificación amarradas al nuevo edificio Tecnológico, igualmente en este proceso se identificaron los niveles de todas las zonas verdes del bloque y se obtuvo un plano de nivelación digital al final del proceso (Ver Anexo 2. Planos Arquitectónicos, Estado Actual).

Levantamiento arquitectónico y estructural del bloque 1 de la universidad. Los levantamientos arquitectónico y estructural se realizaron en los programas de computador AutoCAD 2015 y CSI ETABS 2015¹¹ respectivamente, estos planos se realizaron basados en los planos actualizados durante los procesos de comprobación y de nivelación. (Ver modelos 2D y 3D en los anexos físicos y digitales) (Ver Figura 1-3)

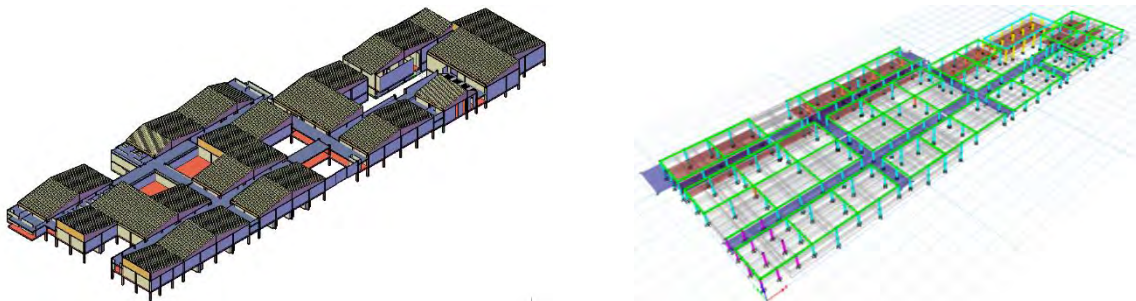


Figura 1. Modelo arquitectónico y estructural de la edificación

¹¹ CSI ETABS 2015. Computers and Structures, Inc.

Estado del sistema estructural:



Figura 2. Muros de la fachada en mal estado



Figura 3. Muros de la edificación con fisuras

Se califica el estado del sistema estructural de la edificación de acuerdo a la norma NSR10 – A.10.2.2¹². El estado de la estructura y evidencia de sismos, se define con base en la información existente de mantenimiento y conservación de la estructura, por otra parte la calificación del sistema estructural se realiza con respecto a la calidad del diseño y construcción de la estructura original.

a. Calidad del diseño y la construcción de la estructura original. La edificación fue construida en el año de 1964, para este año no existía una norma que especificara los procesos constructivos, no se hacían ensayos de control de calidad y no existía la tecnología constructiva que se usa en la actualidad. Por otra parte no se encontraron registros de los procesos constructivos, no existen memorias de cálculo ni bitácoras de obra, solamente los planos suministrados en la Oficina de Planeación de la Universidad. Con la poca información encontrada y estableciendo que la información estructural encontrada en los planos es correcta se puede calificar a la edificación como Regular.

¹² Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.10.2.2 Estado del sistema estructural. Pág. A-100

b. Estado de la estructura. La edificación no está en condiciones adecuadas para su funcionamiento, se observa asentamientos en losas, presenta fallas y grietas en elementos estructurales, hay presencia de humedad lo que favorece el avance de la carbonatación del concreto. Por ello se puede concluir que la edificación no presenta un buen estado de conservación y no ha sufrido modificaciones adecuadas que intenten mejorar la situación. Además, los elementos no estructurales de fachadas presentan agrietamientos.

Los sectores de laboratorios, almacén, Ocara, cafetería y oficinas de profesores son los más antiguos presentando la mayor cantidad de fallas descritas. El antiguo sector administrativo, hoy Bienestar Universitario, fue construido tiempo después, y se encuentra en un mejor estado, pero también es analizado debido a que sus condiciones de conservación son similares a las del resto del bloque. Se califica el estado de la estructura como Regular.

1.2 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Para conocer las características mecánicas de los materiales y los componentes estructurales, se necesitó realizar un estudio mediante pruebas de laboratorio, con el cual se determinaron propiedades físicas y mecánicas, permitiendo de esta manera el conocimiento general del estado de la estructura.

Para ello se necesitó realizar ensayos destructivos y no destructivos de los elementos estructurales de la construcción, por lo cual se realizaron las siguientes actividades:

- Extracción de núcleos de concreto.
- Ensayo de carbonatación.
- Disparos con esclerómetro.
- Regatas para identificación de armadura

Los resultados de los diferentes ensayos fueron procesados de acuerdo a lo establecido en cada norma de ensayo (*Ver apéndice A – Propiedades y características de los materiales*).

Para identificar los elementos analizados en los diferentes ensayos realizados que se presentaran a continuación, se dividió la edificación en diferentes sectores como se muestra en las siguientes figuras y tablas, las coordenadas que se especifican en las tablas de resultados pueden verificarse con el Anexo 3. Planos estructurales estado actual. (Ver Figura 4 y Tabla 1 para sectores de primera planta, Figura 5 y Tabla 2 para sectores de la segunda planta)

a. Primera planta

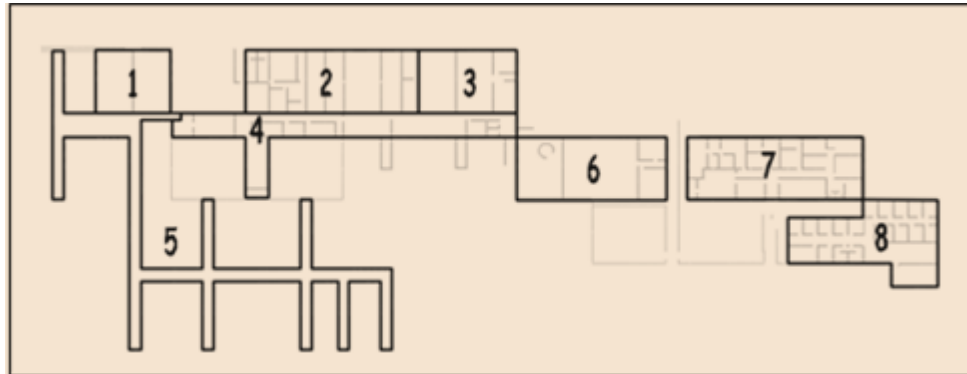


Figura 4. Sectores primera planta bloque uno Universidad de Nariño

Tabla 1. Descripción sectores 1^{RA} planta bloque uno Universidad de Nariño

Sector	Descripción
1	Laboratorio Biología – Aula Biología
2	Laboratorios de Biología
3	Aulas
4	Aulas – Laboratorios - Almacén
5	Túneles
6	Almacén – Oficinas Archivo
7	Imprenta – Departamento Ingeniería Agroforestal
8	Oficinas de profesores – Baños – Salón estudiantes

b. Segunda planta

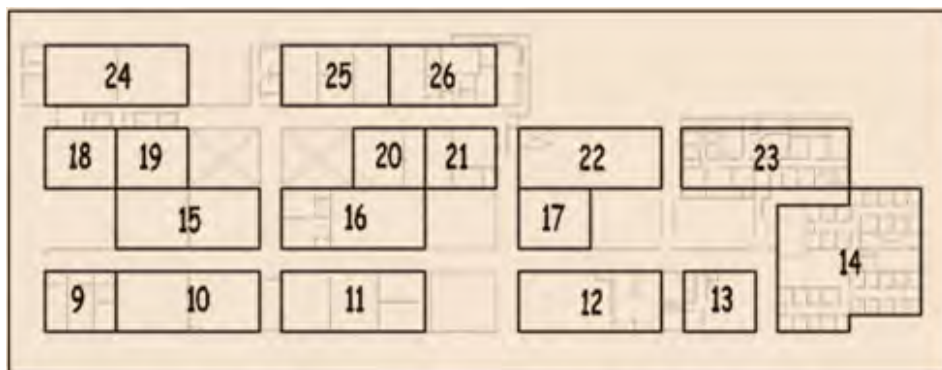


Figura 5. Sectores segunda planta bloque uno Universidad de Nariño

Tabla 2. Descripción sectores 2^{DA} planta bloque uno Universidad de Nariño

Sector	Descripción
9	Reactivos
10	Laboratorios de Química 1
11	Laboratorios de Química 2 – Depto. de Sociología
12	Cafetería
13	Oficinas de Ocara
14	Oficinas de profesores
15	Laboratorios de Química 3
16	Laboratorio de microbiología - Auditorio
17	Grupo de Investigación GRAMA
18	Laboratorio Entomología
19	Laboratorio Biología 1
20	Laboratorio de Física 1
21	Laboratorio de Física 2
22	Oficinas servicios generales – oficinas almacén
23	Oficinas Bienestar Universitario
24	Laboratorio Biología 2 - Herbario
25	Laboratorio de Física 3
26	Aulas profesores - Departamento de Física

1.2.1 Ensayo extracción y falla de núcleos para determinar la resistencia a la compresión del concreto¹³. La resistencia a la compresión es la principal característica mecánica del concreto, por lo cual es necesario realizar este ensayo para determinar si las condiciones del material son aptas o no.

Se realizaron un total de 20 ensayos de resistencia a la compresión de núcleos extraídos de los elementos estructurales de la edificación, 10 de columnas, 5 de vigas y 5 de losas, evitando cortar los aceros de refuerzo estructural, la posición de estos se intentó identificar utilizando el escáner Bosch – Wallscanner – D-tect 150, equipo especializado para la identificación de aceros de refuerzo.

La norma no establece una cantidad de núcleos a extraer para cada tipo de elemento, la cantidad tomada se basa en la experiencia del laboratorista de la Universidad de Nariño Gustavo Ponce (Ver Figura 6-7).

¹³ Norma técnica colombiana NTC-3658 método para la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas.



Figura 6. Extracción de núcleo en la columna de ejes A-1



Figura 7. Falla de núcleos

Los ensayos realizados se llevaron a cabo siguiendo la norma NTC 3658, tanto en el procedimiento de extracción como para la compresión. La máquina de laboratorio en la que se falló los núcleos arrojó resultados de resistencia en formatos de una hoja de cálculo de Excel que se analizaron y procesaron para presentarlos en las siguientes tablas y gráficas resumen (Ver Figura 8).

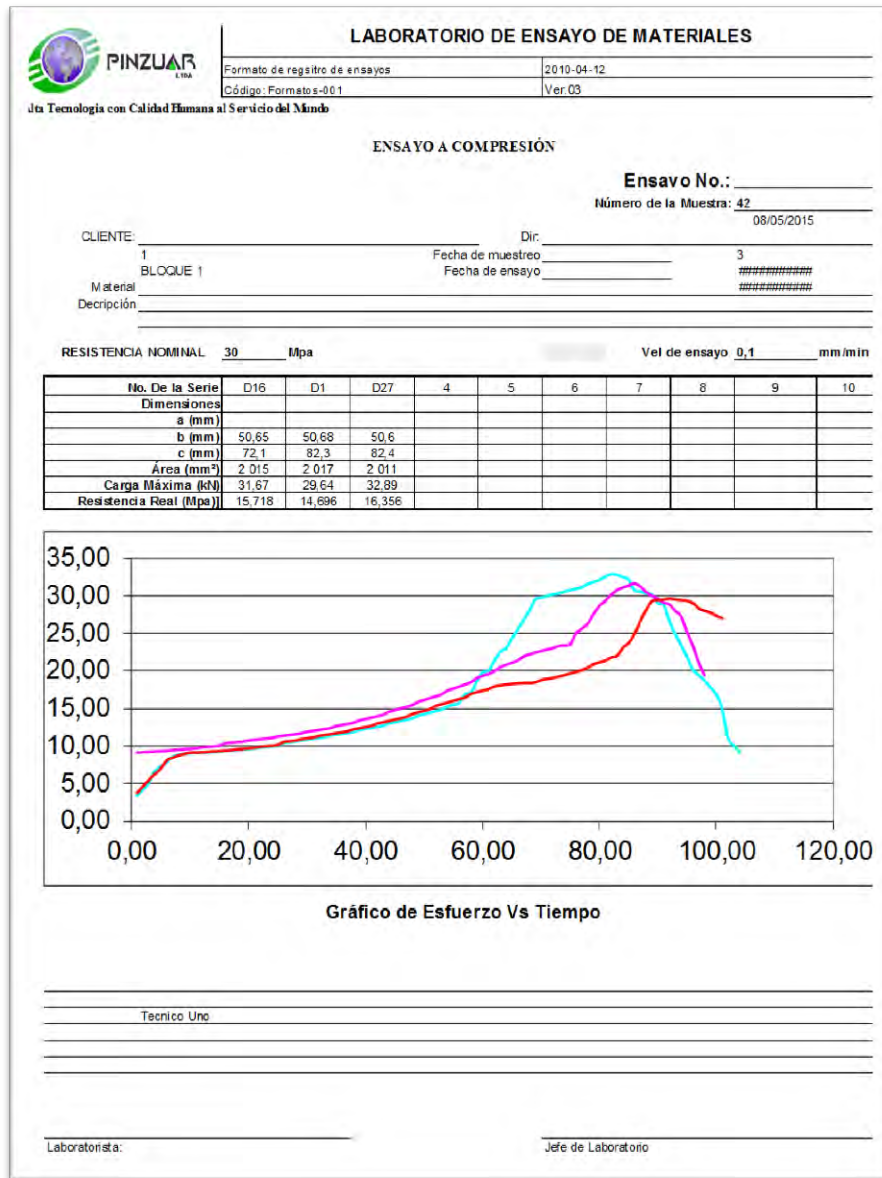
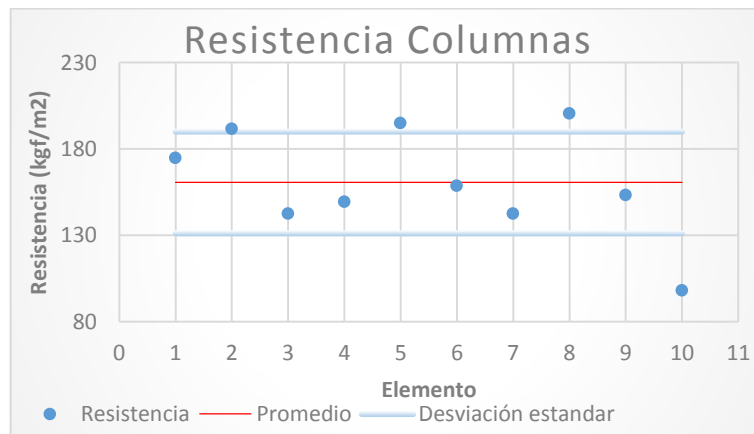


Figura 8. Formato resultado de laboratorio en hoja de cálculo de excel arrojado por el programa de la máquina para fallar núcleos.

Columns. Se tomaron 10 núcleos de 2 pulgadas de diámetro de elementos estructurales tipo columna para determinar su resistencia a la compresión; en la siguiente tabla y gráfica se muestran los resultados de resistencia obtenidos después de haber realizado el ensayo y haber afectado la resistencia obtenida por un factor de corrección que depende de la relación Longitud/Diámetro del núcleo (Ver Tabla 3, Gráfica 1).

Tabla 3. Resultados ensayo de resistencia a compresión de núcleos en columnas.

COLUMNAS				
Prueba	Piso	Sector	Nombre elemento según ejes	Resistencia (kgf/cm ²)
1	2	9	A-1	174.75
2	2	13	X-1	191.72
3	2	9	A-4	142.49
4	2	17	P-4	149.48
5	2	12	U-4	194.99
6	2	14	AA-4	158.72
7	1	6	U-8	142.60
8	1	7	AI-21	200.46
9	1	2	I-9'	153.22
10	1	1	F-11	98.16
Promedio				160.66
Desviación estándar (σ)				29,4

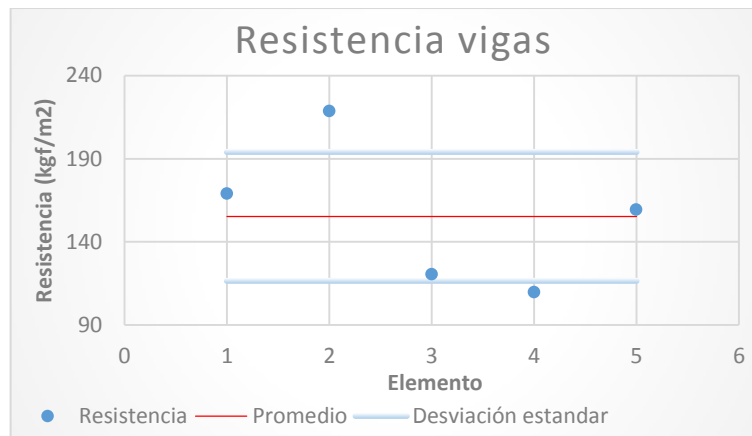


Gráfica 1. Resistencia promedio a la compresión en columnas

Vigas. Se tomaron 5 núcleos de 2 pulgadas de diámetro de elementos estructurales tipo Viga para determinar su resistencia a la compresión; en la siguiente tabla y gráfica se muestran los resultados de resistencia obtenidos después de haber realizado el ensayo y haber afectado la resistencia obtenida por un factor de corrección que depende de la relación Longitud/Diámetro del núcleo (Ver Tabla 4, Gráfica 2).

Tabla 4. Resultados ensayo de resistencia a compresión de núcleos en vigas.

VIGAS				
Prueba	Piso	Sector	Nombre elemento según ejes	Resistencia (kgf/cm ²)
1	1	8	16 AA-AC	168.77
2	2	19	8 G-H	218.57
3	2	9	4 D-E	120.23
4	1	7	19 AF-AG	109.42
5	2	13	4 V-X	159.18
Promedio				155.23
Desviación estándar (σ)				38,8

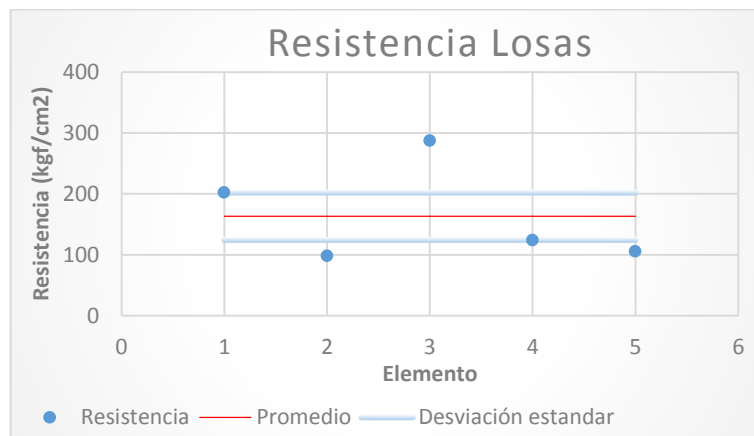


Gráfica 2. Resistencia promedio a la compresión en vigas

Losas. Se tomaron 5 núcleos de 2 pulgadas de diámetro de elementos estructurales tipo Losa para determinar su resistencia a la compresión; en la siguiente tabla y gráfica se muestran los resultados de resistencia obtenidos después de haber realizado el ensayo y haber afectado la resistencia obtenida por un factor de corrección que depende de la relación Longitud/Diámetro del núcleo (Ver Tabla 5, Gráfica 3).

Tabla 5. Resultados ensayo de resistencia a compresión de núcleos en losas.

LOSAS		
Núcleo	Sector	Resistencia (kgf/cm ²)
1	6 - Entrepiso Archivo	202.06
2	8 - Entrepiso Oficinas de Profesores	98.07
3	4 - Pasillos Laboratorios Física	287.10
4	15 - Cubierta Pasillos	123.83
5	7 - Entrepiso Bienestar Universitario	105.41
Promedio		163.29
Desviación estándar (σ)		72,1



Gráfica 3. Resistencia promedio a la compresión en losas

De acuerdo a estos resultados se puede observar que ninguno de los valores obtenidos cumplen con lo establecido por la NSR10 parágrafo C.5.6.5.4¹⁴, en donde se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos es el 85% de f'_c , y ningún núcleo debe tener una resistencia menor a 75% de f'_c . Teniendo en cuenta que en el modelo estructural se consideró una resistencia de 210 kg/cm², la menor resistencia obtenida corresponde a 98.07 kg/cm² lo cual es el 46.70% de f'_c , y los promedios encontrados son de 160.66 kg/cm² para columnas, de 155.23 kg/cm² para vigas y de 163.29 kg/cm² para losas, lo que corresponde a 76.50%, 73.92% y 77.76% de 210 kg/cm², respectivamente, valores que no cumplen con lo establecido por el reglamento.

¹⁴ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – C.5.6.5 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia. Pág. C-79

1.2.2 Ensayo de esclerómetro¹⁵ Este ensayo permite medir la resistencia del concreto in-situ, además es un método no destructivo que permite la valoración de la estructura sin necesidad de afectarla, de rápida ejecución.

A pesar de ser un método utilizado para determinar la resistencia, en la actualidad este ensayo se puede utilizar para:

- Evaluar la uniformidad del concreto en una obra.
- Delimitar zonas de baja resistencia en las estructuras.
- Informar sobre la oportunidad para desencofrar elementos de concreto.
- Aprender, cuando se cuenta con antecedentes, la evolución de la resistencia de estructuras.
- Determinar niveles de calidad resistentes, cuando no se cuenta con información al respecto.

Para la evaluación de la resistencia del concreto de la edificación in situ, se utilizó el esclerómetro PINZUAR M.PC-137.02, siguiendo la norma NTC - 3692, para lo cual se eligió de forma distribuida los elementos de análisis, midiendo aproximadamente un total de 520 rebotes (Ver Figura 9).

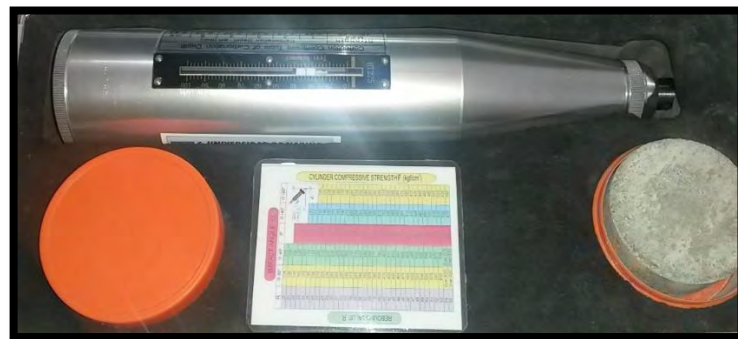


Figura 9. Esclerómetro PINZUAR M.PC-137.02

El esclerómetro cuenta con una tabla de calibración dada por el fabricante que permite determinar la resistencia del concreto según el rebote marcado y el ángulo de impacto (α), utilizando esta tabla se realizó una gráfica de calibración del esclerómetro y se establecieron las resistencias encontradas, también se hace una calibración con la resistencia encontrada en la falla de núcleos (Ver Figura 10).

¹⁵ Norma técnica colombiana NTC 3692 – Método de ensayo para medir el número de rebote del concreto endurecido.

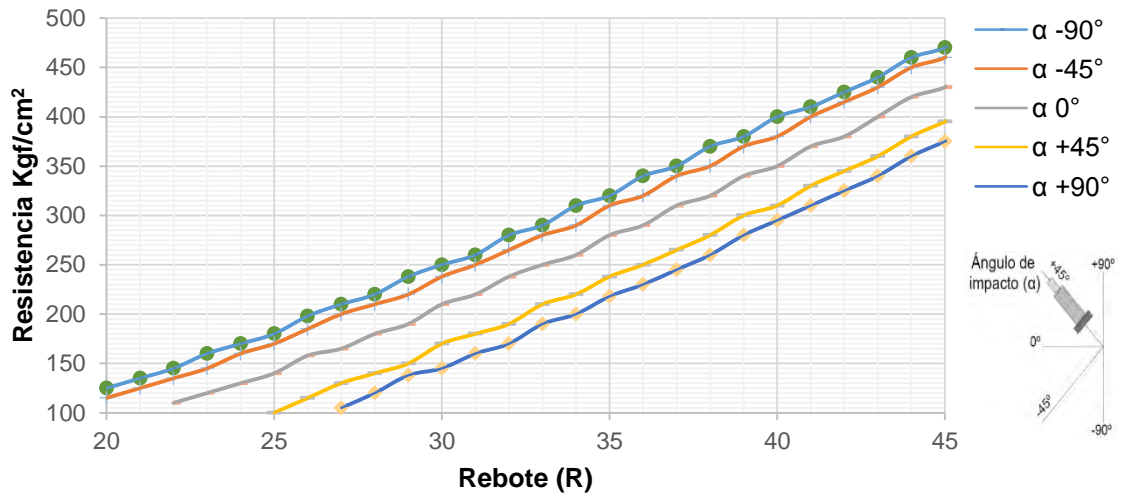


Figura 10. Curva de calibración del esclerómetro dada por el fabricante

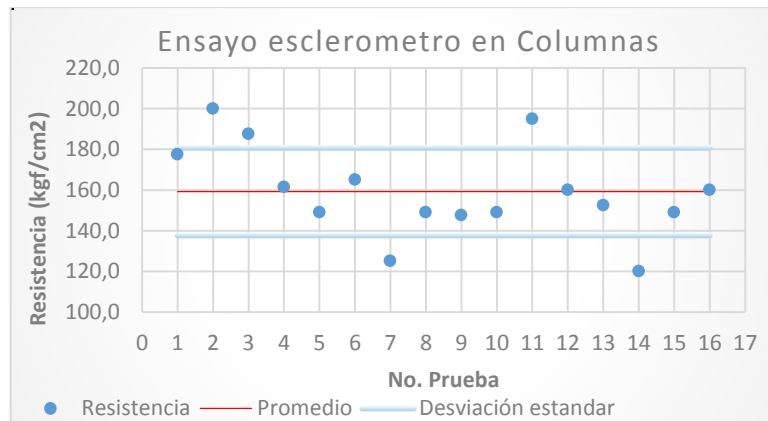
Columnas				Esclerómetro										Nucleos	
Nombre	Localización	Textura		Medidas										Promedio Kgf/cm ²	Resistencia Área 1 Kgf/cm ²
				Área 1					Área 2						
				R	R	R des..	R Prome	Kgf/cm ²	R	R	R des..	R Prome	Kgf/cm ²		
COLUMNA A1	Bloque 1			28	28	36	29	190	26	25	34	27	165	177,5	174,75
	U. Nariño			32	36				29	34					
	Planta 2			30	28				28	25					
	Sector 9			31	30				28	28					
				28	30				26	27					
COLUMNA A4	Bloque 1			27	24	21	26	158	25	28	18	27	165	161,5	142,29
	U. Nariño			24	25				26	25					
	Planta 2			25	26				26	25					
	Sector 13			26	21				27	18					
				26	27				29	28					
COLUMNA F11	Bloque 1			23	21		22	110	21	25		24	130	120	98,16
	U. Nariño			20	23				24	27					
	Piso 1			20	23				23	22					
	Sector 1			21	23				23	22					
				20	22				25	27					
COLUMNA I9'	Bloque 1			28	27	16	27	165	21	28	16	25	140	152,5	153,22
	U. Nariño			28	29	19			25	24	19				
	Piso 1			27	26				28	23					
	Sector 4			16	26				16	27					
				19	27				19	20					

Figura 11. Formato de anotación y resultados del ensayo de esclerómetro en hoja de cálculo de excel.

Columnas. Se tomaron 16 elementos estructurales tipo columna para determinar su resistencia por índice de rebote, en la siguiente tabla y gráfica se muestran los resultados de rebote promedio y resistencia correspondiente obtenidos después de haber realizado el ensayo y procesar los datos de acuerdo a la norma ASTM C-80, (Ver Tabla 6, Gráfica 4).

Tabla 6. Resultados ensayo de esclerómetro en columnas.

COLUMNAS						
Prueba	Piso	Sector	Nombre elemento según ejes	Rebote Promedio Áreas 1,2 R	Resistencia promedio kgf/cm ²	Resistencia de Núcleos kgf/cm ²
1	2	9	A-1	29, 27	177,5	174,75
2	2	13	X-1	30, 29	200,0	191,72
3	2	14	AA-1	30, 27	187,5	---
4	2	9	A-4	26, 27	161,5	142,29
5	2	17	P-4	26, 25	149,0	149,48
6	2	14	AA-4	27, 27	165,0	158,72
7	1	6	U-6	25, 22	125,0	---
8	1	7	AD-19	25, 26	149,0	---
9	1	4	I-8	27, 24	147,5	---
10	1	6	U-8	26, 25	149,0	142,6
11	1	7	AI-21	30, 28	195,0	200,46
12	1	5	C-9	29, 24	160,0	---
13	1	4	I-9'	27, 25	152,5	153,22
14	1	1	F-11	22, 24	120,0	98,16
15	2	14	AA-15	25, 26	149,0	---
16	1	8	AC-16	29, 24	160,0	---
Promedio					159,2	
Desviación estándar (σ)					21,5	

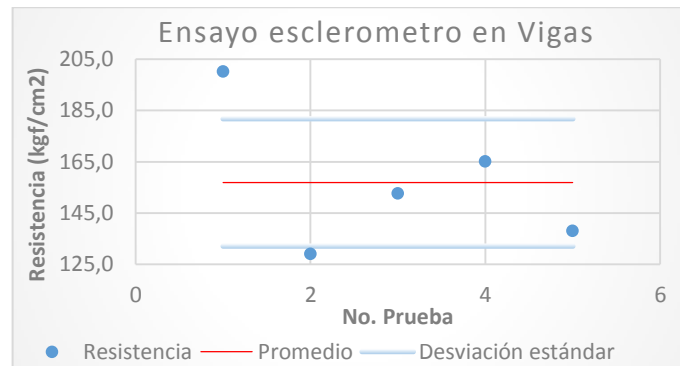


Gráfica 4. Resistencia promedio ensayo esclerómetro en columnas

Vigas. Se tomaron 5 elementos estructurales tipo viga para determinar su resistencia por índice de rebote, en la siguiente tabla y gráfica se muestran los resultados de rebote promedio y resistencia correspondiente obtenidos después de haber realizado el ensayo y procesar los datos de acuerdo a la norma ASTM C-80 (Ver Tabla 7, Gráfica 5).

Tabla 7. Resultados ensayo de esclerómetro en vigas

VIGAS						
Prueba	Piso	Sector	Nombre elemento según ejes	Rebote Promedio Áreas 1,2 R	Resistencia promedio Kgf/cm ²	Resistencia de Núcleos Kgf/cm ²
1	2	19	8 G-H	36, 33	200,0	218,5
2	1	7	19 AF-AG	28, 30	129,0	109,4
3	2	13	4 V-X	31, 31	152,5	159,2
4	1	8	16 AA-AC	32, 32	165,0	167,8
5	2	9	4 D-E	29, 30	138,0	120,2
Promedio					156,9	
Desviación estándar (σ)					24,8	

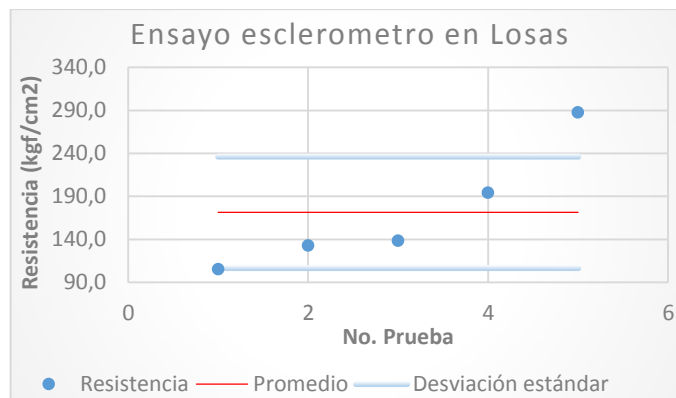


Gráfica 5. Resistencia promedio ensayo esclerómetro en vigas

Losas. Se tomaron 5 elementos estructurales tipo Losa para determinar su resistencia por índice de rebote, en la siguiente tabla y gráfica se muestran los resultados de rebote promedio y resistencia correspondiente obtenidos después de haber realizado el ensayo y procesar los datos de acuerdo a la norma ASTM C-80 (Ver Tabla 8, Gráfica 6).

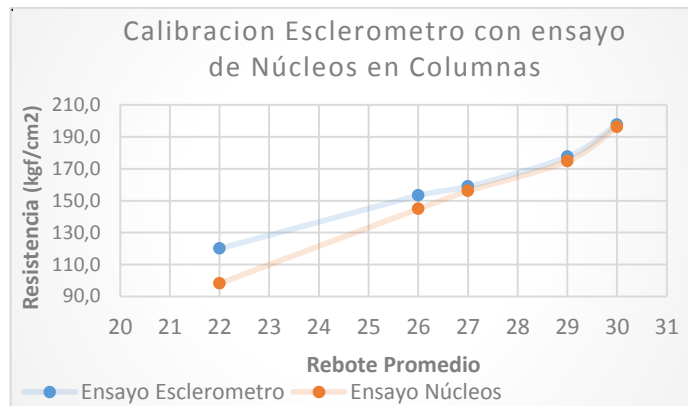
Tabla 8. Resultados ensayo de esclerómetro en losas.

LOSAS				
Prueba	Sector	Rebote Promedio Áreas 1,2 R	Resistencia promedio Kg/cm ²	Resistencia de Núcleos Kg/cm ²
1	8 - Entrepiso Profesores	27, 27	105,0	98,1
2	15 - Pasillos Cubierta	28, 30	132,5	123,8
3	13 - Entrepiso Bienestar	29, 29	138,0	105,4
4	6 - Entrepiso Archivo	35, 32	194,0	202,6
5	4 - Pasillos física	40, 39	287,5	287,1
Promedio			171,4	
Desviación estándar (σ)			61,4	



Gráfica 6. Resistencia promedio ensayo esclerómetro en Losas

Se realiza una calibración del esclerómetro con los resultados del ensayo de resistencia a la compresión realizada en los núcleos, y se obtienen gráficas para columnas, vigas y losas que permiten establecer una correlación entre ambos ensayos y concluir que los resultados de resistencia por esclerómetro también son válidos debido a que se acercan a la resistencia real encontrada en el ensayo de núcleos. (Ver apéndice A – Propiedades y características de los materiales).



Gráfica 7. Calibración esclerómetro con ensayo de núcleos en columnas

1.2.3 Ensayo de carbonatación¹⁶. Para investigar el estado actual del concreto se realizaron ensayos de carbonatación. La carbonatación es el fenómeno que se genera cuando hay presencia de dióxido de carbono, cloruros o sulfatos en el concreto, favoreciendo su porosidad, exponiendo el acero de refuerzo a agentes que contribuyen a su corrosión.

La carbonatación es la reducción de la alcalinidad normal del concreto por efecto del CO₂ que se transmite por el ambiente que lo rodea. En presencia de humedad el CO₂ reacciona con los álcalis, neutralizándolos para formar carbonatos disminuyendo el pH por debajo de 10.

Para esta prueba la solución indicadora que se utiliza es una solución al 2% de fenolftaleína en alcohol, que debe aplicarse con un rociador a los núcleos extraídos y al orificio que se deja al extraerlos (Ver Figura 12).

¹⁶ Norma técnica colombiana NTC 5551 – Durabilidad de estructuras de concreto

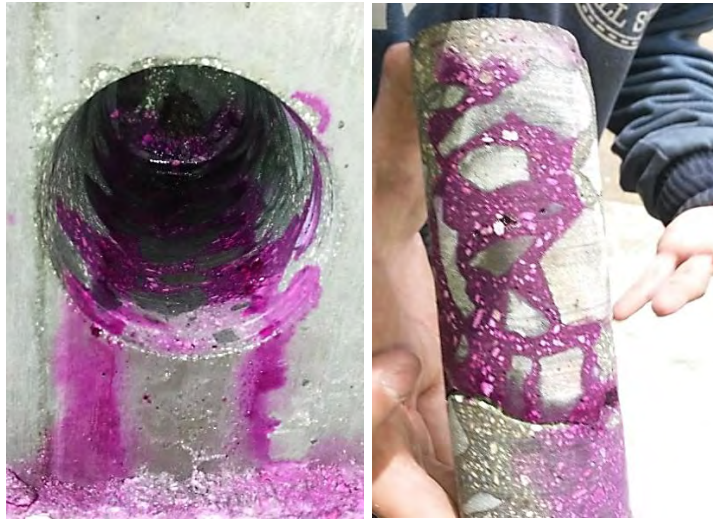


Figura 12. Ensayo de carbonatación columna de ejes A-1

Antes de rociar la solución de fenolftaleína sobre el elemento a ensayar se debe limpiar todo el polvo residual del espécimen. Las áreas carbonatadas del concreto no cambiarán de color, mientras que las áreas con un pH mayor a 9 tomarán un color rosado brillante. Este cambio apreciable de color muestra cuál es la profundidad de carbonatación dentro de la masa de concreto. Cuando las profundidades de carbonatación alcanzan las zonas donde se encuentra el acero de refuerzo del elemento estructural, se presenta riesgo de corrosión, afectando la capacidad estructural, deteriorándose de manera considerable con el paso del tiempo.

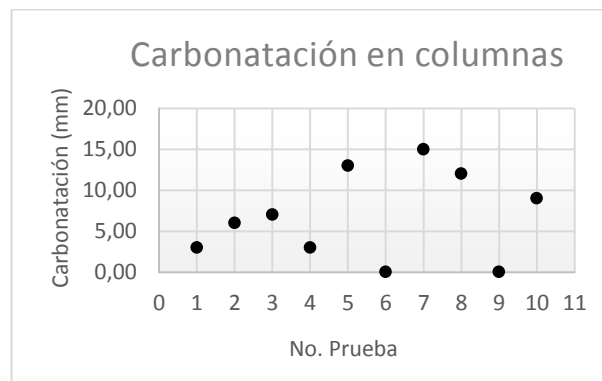
La prueba de carbonatación se realiza inmediatamente después de haber extraído un núcleo de concreto, por esta razón el número de ensayos de carbonatación es igual al número de núcleos extraídos y los elementos ensayados son los mismos a los que se les determinó la resistencia por extracción y falla de núcleos. La prueba se realizó en el núcleo extraído como en el orificio que queda en el elemento después de la extracción.

Columnas. Se realizó el ensayo en los 10 elementos estructurales tipo columna a los que se les extrajo núcleo para determinar su nivel de carbonatación (Ver Tabla 9, Gráfica 8).

Tabla 9. Resultados ensayo de carbonatación en columnas.

ENSAYO DE CARBONATACIÓN EN NÚCLEOS DE COLUMNAS INV-E418					
Prueba	Piso	Sector	Nombre elemento según ejes	Carbonatación (mm)	ESTADO
1	2	9	A-1	3	N.C
2	2	13	X-1	6	S.C
3	2	9	A-4	7	S.C
4	2	17	P-4	3	N.C
5	2	12	U-4	13	S.C
6	2	14	AA-4	0	N.C
7	1	6	U-8	15	S.C
8	1	7	AI-21	12	S.C
9	1	2	I-9'	0	N.C
10	1	1	F-11	9	S.C

N.C. – No carbonatado **S.C.** – Carbonatado



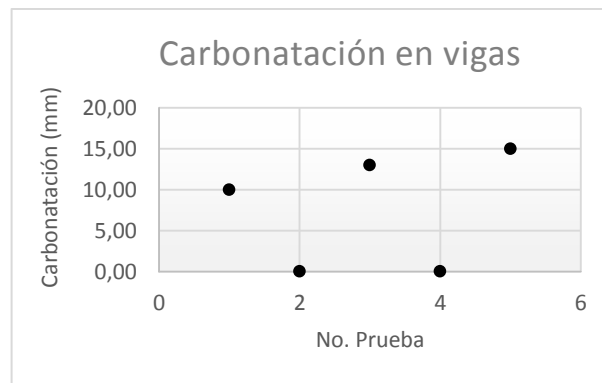
Gráfica 8. Prueba de carbonatación en columnas

Vigas. Se realizó el ensayo en los 5 elementos estructurales tipo viga a los que se les extrajo núcleo para determinar su nivel de carbonatación (Ver Tabla 10, Gráfica 9).

Tabla 10. Resultados ensayo de carbonatación en vigas.

NÚCLEOS DE VIGAS - INV-E418					
Prueba	Piso	Sector	Nombre elemento según ejes	Carbonatación (mm)	ESTADO
1	1	8	16 AA-AC	10,00	S.C
2	2	19	8 G-H	0,00	N.C
3	2	9	4 D-E	13,00	S.C
4	1	7	19 AF-AG	0,00	N.C
5	2	13	4 V-X	15,00	S.C

N.C. – No carbonatado **S.C.** – Carbonatado



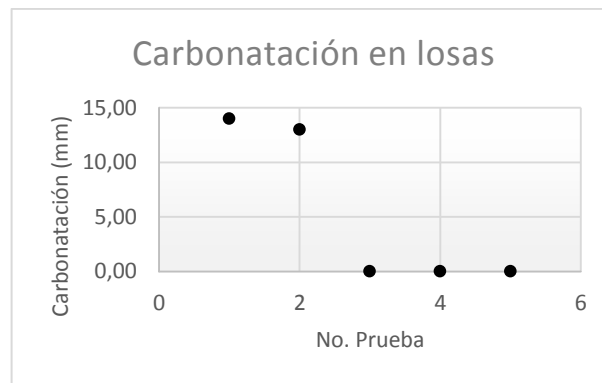
Gráfica 9. Prueba de carbonatación en vigas

Losas. Se realizó el ensayo en los 10 elementos estructurales tipo columna a los que se les extrajo núcleo para determinar su nivel de carbonatación (Ver Tabla 11, Gráfica 10).

Tabla 11. Resultados ensayo de carbonatación en losas.

NÚCLEOS DE LOSAS - INV-E418			
Prueba.	Sector	CARBONATACIÓN (mm)	ESTADO
1	6 - Entrepiso Archivo	14,00	S.C
2	8 - Entrepiso Oficinas de Profesores	13,00	S.C
3	4 - Pasillos Laboratorios Física	0,00	N.C
4	15 - Cubierta Pasillos	0,00	N.C
5	7 - Entrepiso Bienestar Universitario	0,00	N.C

N.C. – No carbonatado **S.C.** – Carbonatado



Gráfica 10. Prueba de carbonatación en losas

Teniendo en cuenta que los agentes agresivos pueden penetrar el concreto siguiendo generalmente tres mecanismos (difusión, absorción y permeabilidad), es necesario determinar las características del concreto que ha sido penetrado, mediante la función de la raíz cuadrada del tiempo, que es la función que mejor se ajusta a los fenómenos de difusión y absorción capilar y está dada por la siguiente ecuación:

$$X_c = K * \sqrt{t} \quad 17$$

Dónde:

- **K** : Coeficiente que determina la penetración de la carbonatación en un año, en milímetros por año (mm/año)
- **X_c** : Carbonatación promedio, en milímetros (mm).
- **t** : Edad de la estructura, igual a 51 años.

¹⁷ Norma técnica colombiana NTC 5551 – Durabilidad de estructuras de concreto

Para una edad de la estructura de 51 años y un promedio de carbonatación calculado con los resultados obtenidos de 10.2mm , se puede concluir que el valor de “K” es de 1.43mm/año , valor que depende de la calidad del concreto.

Para una edad de la estructura de 25 años y una carbonatación promedio de 8mm encontrada en el sector de Bienestar universitario, se puede concluir que el valor de “K” es de 1.6mm/año , valor que depende de la calidad del concreto.

Para deducir que la carbonatación no llegue en los 50 y 25 años de vida útil hasta los 50mm , punto donde los efectos de carbonatación afectan el acero de refuerzo, el K del concreto debería ser de 7.07mm/año y 10 mm/año respectivamente; esto quiere decir que la estructura tiene un periodo de vida útil superior a los 50 y 25 años, ya que la carbonatación encontrada no supera la máxima calculada.

1.2.4 Inspección de refuerzo

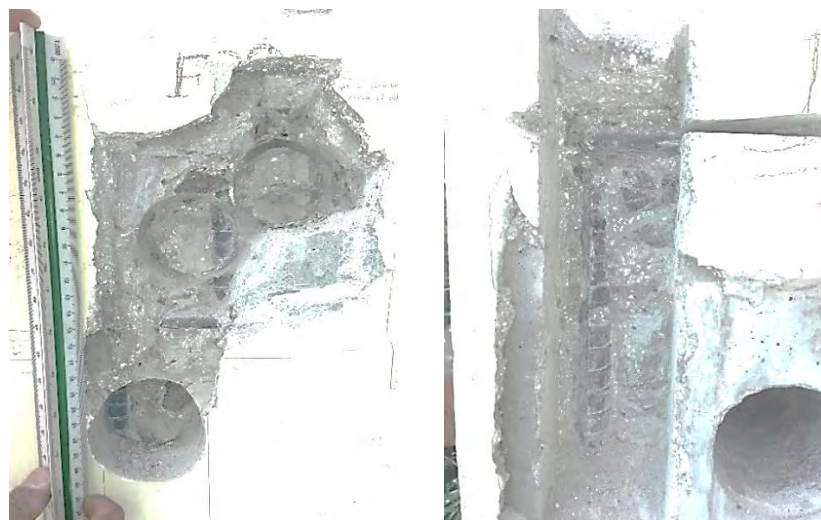


Figura 13. Inspección del refuerzo con regatas de columnas U6 y A4

Para determinar la ubicación y cantidad de refuerzo contenido en los elementos estructurales de la edificación, se realizó un barrido con el escáner Bosch – Wallscanner – D-tect 150 sobre dichos elementos a estudiar, pero al obtener malos resultados comprobados con la extracción de núcleos, se realizaron regatas que además permitieron identificar si el acero utilizado fue liso o corrugado.

Las regatas consisten en quitar el concreto de recubrimiento de una zona del elemento estructural, de tal manera que el refuerzo que contiene quede expuesto para su respectiva identificación.

De acuerdo a las exploraciones realizadas se estableció que los elementos estructurales de los sectores de Reactivos y Bienestar Universitario presentan refuerzo longitudinal corrugado y estribos lisos. Los demás elementos de la edificación presentan refuerzos lisos.

1.3 EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Aquí empiezan las 7 etapas de evaluación de la estructura existente especificadas en la NSR10 [Cap. A.10]¹⁸ para determinar las solicitaciones equivalentes de la estructura, hacer el análisis elástico de la edificación, obtener la resistencia efectiva de la estructura, obtener el índice de sobreesfuerzo, derivas, deflexiones e índices de flexibilidad por desplazamientos horizontales y verticales.

Para determinar la vulnerabilidad sísmica preliminar de la edificación, 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, de acuerdo a la NSR10.

Para ello es necesaria la aplicación de un método de análisis aceptado por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10¹⁹, que permita determinar el comportamiento dinámico que presenta la estructura, logrando de esta forma conocer los desplazamientos horizontales de la edificación en cada nivel y así encontrar los daños esperados en los elementos estructurales y no estructurales.

1.3.1 Solicitaciones equivalentes. Se sigue el procedimiento establecido en la norma en su capítulo A.10.4 – Criterios de evaluación de la estructura existente, párrafo A.10.4.2.

Parámetros sísmicos de diseño²⁰. La ciudad de San Juan de Pasto se encuentra en una zona de riesgo sísmico alta. En las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 de la NSR10, la ciudad se ubica en la región 5 de los mapas, en esta región los valores de los coeficientes A_a y A_v son de 0.25g y 0.25 s-g respectivamente.

¹⁸ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.10.1.4 Procedimiento de evaluación de la intervención. Pág. A-98

¹⁹ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Capítulo A.4 Método de la fuerza horizontal equivalente. Pág. A-63

²⁰ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Capítulo A.2 Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño. Pág. A-13

De acuerdo al estudio de suelos usado para la simulación de la edificación, se tiene que los valores de los coeficientes F_a y F_v son los siguientes²¹ $F_a = 1.3$ y $F_v = 1.9$

La edificación se encuentra en el grupo de uso número III – edificaciones de atención a la comunidad, sección (d) – universidades. El coeficiente de importancia para este grupo de uso es $I = 1.25$ ²² (Ver Tabla 12-13).

Tabla 12. Coeficientes espectrales para diseño.

Parámetro	Descripción	Valor
A_a	Aceleración horizontal pico efectiva de diseño	0.25 g
A_v	Aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva de diseño	0.25 s·g
F_a	Coficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos	1.3
F_v	Coficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios	1.9
I	Coficiente de importancia	1.25
T_c	Periodo corto	0.70 s
T_L	Periodo largo	4,56 s
S_a	Aceleración espectral (g)	0.81

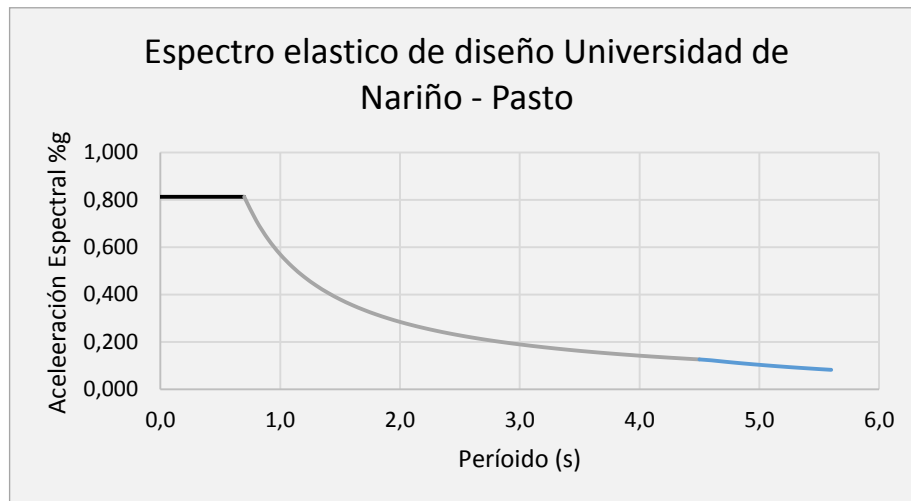
Tabla 13. Tabla espectro de diseño

Tabla valores de S_a									
T(s)	S_a	T(s)	S_a	T(s)	S_a	T(s)	S_a	T(s)	S_a
0,0	0,813	0,9	0,633	1,8	0,317	2,7	0,211	3,6	0,158
0,1	0,813	1,0	0,570	1,9	0,300	2,8	0,204	3,7	0,154
0,2	0,813	1,1	0,518	2,0	0,285	2,9	0,197	3,8	0,150
0,3	0,813	1,2	0,475	2,1	0,271	3,0	0,190	3,9	0,146
0,4	0,813	1,3	0,438	2,2	0,259	3,1	0,184	4,0	0,143
0,5	0,813	1,4	0,407	2,3	0,248	3,2	0,178	4,1	0,139
0,6	0,813	1,5	0,380	2,4	0,238	3,3	0,173	4,2	0,136
0,7	0,813	1,6	0,356	2,5	0,228	3,4	0,168	4,3	0,133
0,8	0,713	1,7	0,335	2,6	0,219	3,5	0,163	4,4	0,130

²¹ MAIGUAL Botina Hilda. Estudio de suelos construcción bloque de laboratorio de docencia, Universidad de Nariño Sede Torobajo. Pág. 6

²² Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.2.5 Coeficientes de Importancia. Pág. A-25

Con los datos de la Tabla 13 se grafica el espectro de diseño elástico de la Universidad de Nariño para un amortiguamiento del 5%, esta tabla se la guarda en un archivo de texto y se lo importa al modelo del ETABS 2015 para definir el espectro de respuesta en dicho programa (Ver Gráfica 11).



Gráfica 11. Espectro de diseño elástico Universidad de Nariño sede Torobajo – Pasto – Nariño, para amortiguamiento del 5%.²³

Clasificación del sistema estructural. Las edificaciones son sistemas estructurales compuestos por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales²⁴.

Coefficiente de capacidad de disipación de energía R' . Como el sistema estructural es de pórticos en concreto y debe tener una capacidad especial de disipación de energía (DES) por estar ubicada en una zona de amenaza sísmica alta, el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico es.

$$R_o = 7.0^{25}$$

²³ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.2.6 Espectro de diseño Pág. A-26

²⁴ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.3.2. Tipos de Sistemas estructurales Pág. A-41

²⁵ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Tabla A.3-3 Sistema estructural de pórticos resistentes a momentos. Pág. A-55

De acuerdo a los diferentes análisis hechos se establece que la edificación presenta irregularidad geométrica en planta tipo 2P, no hay irregularidades en altura y al ser un trabajo de análisis preliminar se asume que no hay redundancia, por tanto, los factores de reducción del coeficiente de disipación y los coeficientes de capacidad de disipación de energía son los siguientes (Ver tabla 14):

Tabla 14. Coeficientes de disipación de energía²⁶

Coeficiente	descripción	valor
R ₀	Coeficiente de disipación de energía básico	7.0
φ _p	Coeficiente de irregularidad en planta	0.9
φ _a	Coeficiente de irregularidad en altura	1.0
φ _r	Coeficiente por ausencia de redundancia	1.0

El coeficiente de capacidad de disipación de energía para emplear en el análisis de la vulnerabilidad sísmica de la edificación en estudio se calcula de la siguiente forma:

$$R' = \phi_a \times \phi_P \times \phi_r \times R_0^{27}$$

$$R' = 1.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 7.0$$

$$R' = 6,3$$

Fuerzas sísmicas:

a. Cálculo del periodo fundamental.

Teniendo en cuenta que el sistema estructural de resistencia sísmica según la tabla A.4.2.1 de la NSR10 corresponde a Pórticos Resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas; los parámetros **C_t** y **α** tienen los siguientes valores²⁸ C_t = 0.047 α = 0.9

²⁶ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Figuras A.3-1 Irregularidades en planta y Figura A.3-2. Irregularidades en altura. Pág. A-61,62

²⁷ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.3.3.3 Reducción del valor de R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia. Pág. A-43

²⁸ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente SR10 – Tabla A.4.2-1 Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a. Pág. A-64

Por lo tanto:

$$\begin{aligned}T_a &= C_t * h^\alpha \\T_a &= 0,047 * 6,1^{0,9} \\T_a &= 0,239 \text{ s}\end{aligned}$$

Razón por la cual

$$S_a = 0.81g$$

De acuerdo a la sección A.4.3.2 de la Norma y teniendo en cuenta que T es menor o igual a 0,5 segundos entonces el valor de $K = 1.0$

b. Cortante Sísmico en la Base²⁹

$$V_s = S_a \times \text{Peso Estructura}$$

El peso de la estructura se obtiene por el resultado obtenido en el programa especializado ETABS 2015 después de haber corrido la simulación. El valor obtenido es:

$$\text{Peso Estructura} = 3616,0 \text{ ton}$$

Entonces se calcula el valor del cortante sísmico en la base:

$$\begin{aligned}V_s &= 0,81 \times 3616,0 \\V_s &= 2938,0 \text{ ton}\end{aligned}$$

c. Definición de las fuerzas sísmicas.

Se definen en el software especializado ETABS 2015 en los casos de carga los sismos en X e Y al 100% por medio del espectro de respuesta previamente definido y con un factor de escala igual a la aceleración de la gravedad; se corre el modelo para determinar la masa de la edificación y el cortante en la base debido al sismo en ambas direcciones, este valor se lo compara con el cortante sísmico en la base calculado con anterioridad.

El cortante sísmico en la base calculado por el método estático es de 2938,0 ton y el cortante sísmico en la base calculado por el análisis dinámico con el software especializado ETABS es de 811,1 ton en la dirección X y 874,4 ton en la dirección Y. Se calcula un factor de corrección para este cortante sísmico de tal forma que en el análisis dinámico se obtenga un valor aproximado al obtenido en el estático:

$$F. \text{ Corrección } X = \frac{2938,0 \text{ ton}}{811,1 \text{ ton}} = 3,622 \quad F. \text{ Corrección } Y = \frac{2938,0 \text{ ton}}{874,4 \text{ ton}} = 3,360$$

²⁹ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.4.3 Fuerzas sísmicas horizontales equivalentes Pág. A-65

Se afecta los casos de carga de sismo en X e Y al 100% por este factor de corrección, es decir, en el factor de escala se multiplica el valor de la gravedad por este factor de corrección, de esta manera se obtiene después de corrido nuevamente el modelo un cortante en la base de igual magnitud que el obtenido por el análisis estático.

Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas (Ver apéndice B – Análisis de cargas)

a. Carga muerta³⁰

La carga muerta está representada por el peso propio de todos los elementos permanentes en la edificación como elementos estructurales y constructivos adicionales (muros, pisos, cielos rasos, cerchas, escaleras, mesones de laboratorio, etc.). Se tiene en cuenta el peso propio de cada uno de estos elementos, adoptando los valores que establece la NSR10, y colocándolos como cargas en el programa.

b. Carga viva³¹

La carga viva corresponde al valor que establece y proporciona la NSR10, teniendo en cuenta el uso que se le dará a la estructura, para este caso con uso Educativo la carga viva es de 200 kgf/m² en aulas, 500 kgf/m² en pasillos y 700 kgf/m² en estanterías distribuidas en todos los sectores de acuerdo a su tipo de uso, según el capítulo B.4 (Tabla B.4.2.1-1) de la NSR10.

Análisis estructural. Se realiza el modelo de la edificación utilizando el software especializado ETABS 2015, teniendo en cuenta los levantamientos estructurales realizados, las dimensiones encontradas en la estructura, las propiedades de los materiales obtenidas en las pruebas correspondientes y las cargas que soporta la edificación (Ver Figura 14).

³⁰ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Capítulo B.3 Cargas Muertas. Pág. B-9

³¹ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Capítulo B.4 Cargas Vivas. Pág. B-15

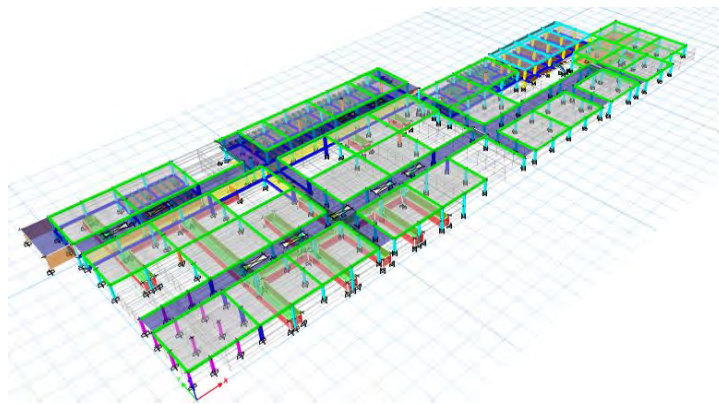


Figura 14. Modelo tridimensional de la estructura en ETABS 2015.

Combinaciones de carga. Las combinaciones de carga utilizadas para el análisis del modelo estructural tomadas de la NSR-10 en sus Títulos B³² y C³³ y comprobados en el texto de Fe de Ratas³⁴ de la norma son las siguientes:

Tipos de carga (Nomenclatura usada en la tabla):

- **D:** Carga Muerta
- **S_x:** Carga de sismo en la dirección X
- **S_y:** Carga de sismo en la dirección Y
- **L :** Carga viva
- **Lr:** Carga viva en Cubierta

En las combinaciones de carga que incluyen la carga por sismo en una dirección determinada, se debe adicionar un porcentaje del sismo en la otra dirección (30%) y se debe definir combinaciones con sismos positivos y negativos (Ver Tabla 15).

³² Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – B.2 Combinaciones de Carga – B.2.3. Pág. B-3

³³ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – C.9.2 Resistencia Requerida – C.9.2.1 Combinaciones. Pág. C-122

³⁴ Fe de ratas del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – B.2.4.2 Combinaciones básicas. Pág. 8/97

Tabla 15. Combinaciones de carga para el análisis de derivas

Norma	Tipo de Carga				
	D	L	Lr	S _x	S _y
C.9-1	1,4				
C.9-2	1,2	1,6	0,5		
C.9-3	1,2	1	1,6		
C.9-4	1,2	1	0,5		
C.9-5	1,2	1		1	0,3
	1,2	1		1	-0,3
	1,2	1		-1	0,3
	1,2	1		-1	-0,3
	1,2	1		0,3	1
	1,2	1		-0,3	-1
C.9-7	0,9			1	0,3
	0,9			1	-0,3
	0,9			-1	0,3
	0,9			-1	-0,3
	0,9			0,3	1
	0,9			-0,3	-1

1.3.1.7 Solicitaciones equivalentes condiciones actuales. Después de cargar y modelar la estructura en el software ETABS 2015, se obtienen los resultados para determinar las sollicitaciones exigidas por la norma, del mismo modo se encuentran las fuerzas internas de los elementos que conforman la edificación; estos datos permiten obtener una conclusión de la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

Para el análisis de zapatas y vigas de cimentación se usa el software especializado SAFE 2012³⁵, teniendo en cuenta las fuerzas resultantes arrojadas por el ETABS en la base de la edificación y las dimensiones tomadas de los planos estructurales.

1.3.2 Relación entre demanda y capacidad. Se sigue el procedimiento establecido en la norma en su capítulo A.10.4 – Criterios de evaluación de la estructura existente, párrafo A.10.4.3.

³⁵ CSI SAFE 2012. Computers and Structures, Inc.

Índices de sobreesfuerzo. El índice de sobreesfuerzo se ha determinado como el cociente entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva del elemento, esta última se obtiene al multiplicar la resistencia existente de los elementos por los coeficientes de reducción de resistencia tomados de la tabla A.10.4-1 de la NSR-10 que dependen de la calificación que se dió a la estructura en cuanto a su calidad y estado. (Ver tabla 16)

Tabla 16. Coeficientes de reducción de resistencia

Coeficiente	Descripción	Valor
ϕ_c	Calidad de la construcción	0,8
ϕ_e	Estado de la edificación	0,8

Estos factores de reducción son los que permiten calcular la resistencia efectiva (N_{ef}), a partir de la existente (N_{ex}), utilizando la siguiente ecuación:

$$N_{ef} = \phi_c * \phi_e * N_{ex}^{36}$$

Se calculan índices para flexo-compresión y cortante en columnas, flexión y cortante en vigas, flexión en losas, esfuerzo admisible del suelo y flexión en vigas y zapatas de la cimentación. De acuerdo a recomendaciones del Ing. Carlos Bucheli no se toma en cuenta la torsión en los elementos estructurales. (Ver *apéndice D - Cálculo de sobre-esfuerzos en elementos*).

Se realiza el cálculo para todos los elementos de la estructura y se presentan los resultados de los 10 elementos con mayor índice de sobreesfuerzo encontrado, 5 del primer piso y 5 del segundo piso (Ver Tabla 17-21).

En las tablas se puede identificar la coordenada del elemento, el sector en el que se encuentra dicho elemento, el índice de sobreesfuerzo de ese elemento, el promedio del índice de sobreesfuerzo en cada piso y el valor máximo de sobreesfuerzo por tipo de solicitación.

Para identificar los elementos analizados referirse a la división por sectores de la edificación, las coordenadas que se especifican en las tablas de resultados pueden verificarse con el *Anexo 3. Planos estructurales estado actual*.

³⁶ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.10.4.3.4. Resistencia efectiva. Pág. A-105

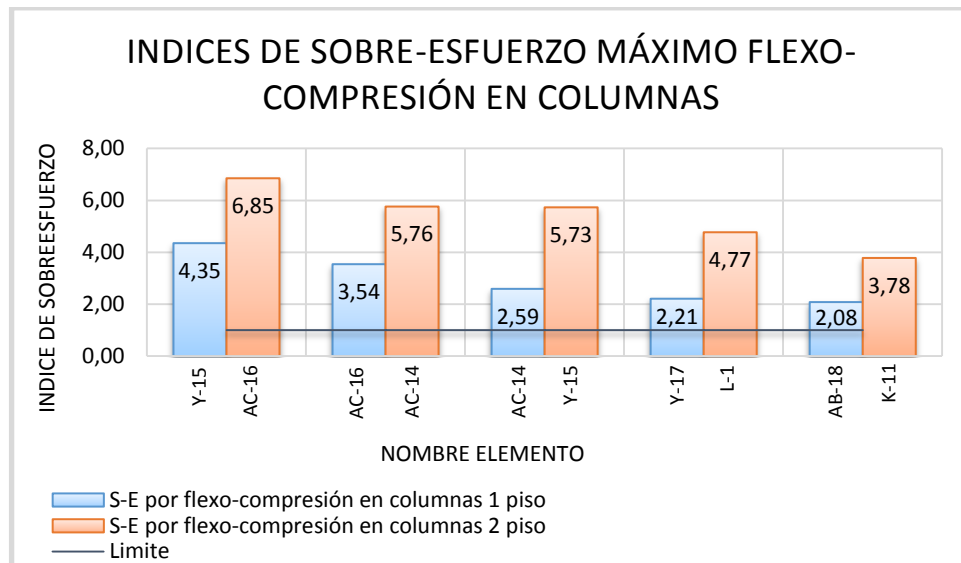
a. Columnas

Tabla 17. Índice de sobreesfuerzo por flexo-compresión y cortante – columnas.

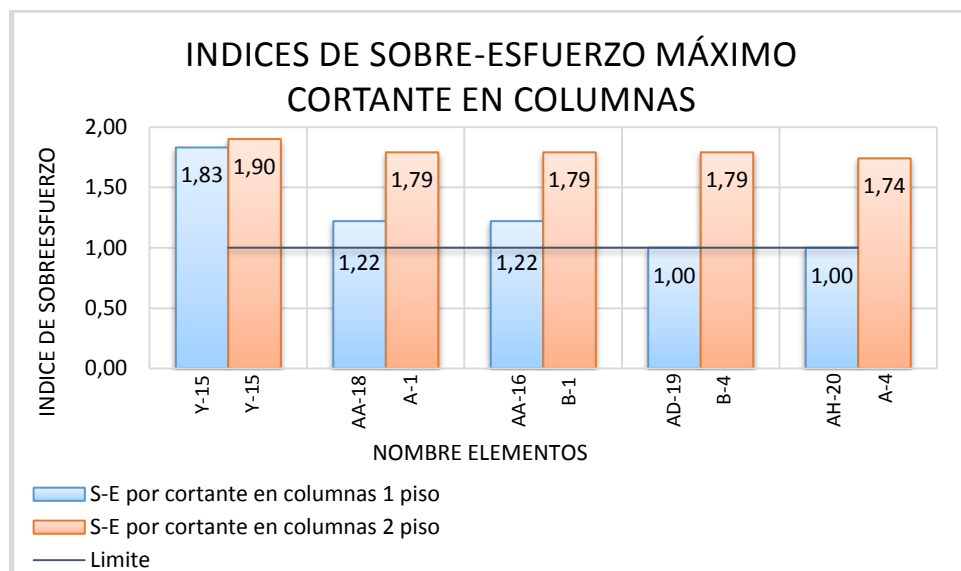
Piso	FLEXOCOMPRESIÓN COLUMNAS				CORTANTE COLUMNAS			
	Nombre elemento	Sector	Índice	Promedio Piso	Nombre elemento	Sector	Índice	Promedio Piso
1	Y-15	8	4,35	0,88	Y-15	8	1,83	0,75
	AC-16	8	3,54		AA-18	8	1,22	
	AC-14	8	2,59		AA-16	8	1,22	
	Y-17	8	2,21		AD-19	7	1,00	
	AB-18	8	2,08		AH-20	7	1,00	
2	AC-16	14	6,85	1,5	Y-15	14	1,90	0,87
	AC-14	14	5,76		A-1	9	1,79	
	Y-15	14	5,73		B-1	9	1,79	
	L-1	11	4,77		B-4	9	1,79	
	K-11	25	3,78		A-4	9	1,74	
MÁX	Máximo Índice por Flexo-compresión en Columnas		6,85		Máximo Índice por Cortante en Columnas		1,90	

El promedio de piso mostrado en las tablas (Tablas 17-21) es el de todos los elementos analizados, esto indica que no todos tienen índices elevados y que la estructura en general no se encuentra en mal estado, excepto por algunos elementos con índices altos.

Se corrobora la resistencia del concreto con el esclerómetro de las columnas a las que se tiene fácil acceso en la edificación, y se encuentra que sus resistencias se acercan al promedio usado en el modelo, razón por la cual se dejan los resultados encontrados (Ver Gráfica 12-13).



Gráfica 12. Índice máximo de sobreesfuerzo por flexo-compresión en columnas según su resistencia.



Gráfica 13. Índice máximo de sobreesfuerzo por cortante en columnas según su resistencia.

b. Vigas

Tabla 18. Índice de Sobre esfuerzo por flexión y cortante – vigas.

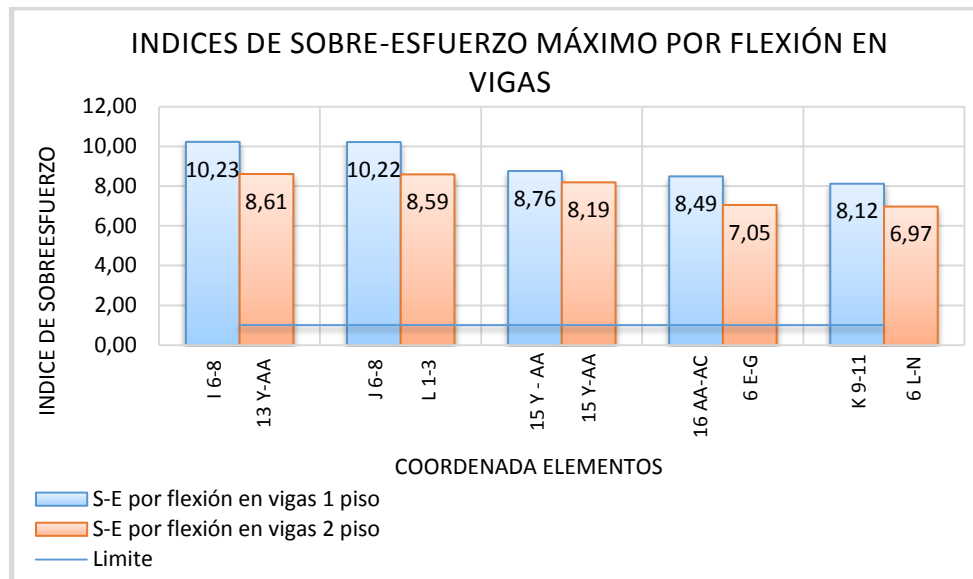
Piso	FLEXIÓN VIGAS				CORTANTE VIGAS			
	Coordenada elemento	Sector	Índice	Promedio Piso	Coordenada elemento	Sector	Índice	Promedio Piso
1	I 6-8	4	10,23	2,01	15 Y-AA	8	2,09	0,71
	J 6-8	4	10,22		16 AA-AC	8	2,01	
	15 Y-AA	8	8,76		9 J-K	2	1,92	
	16 AA-AC	8	8,49		9 K-L	2	1,86	
	K 9-11	2	8,12		9 O-P	3	1,73	
2	13 Y-AA	14	8,61	1,43	6 E-G	15	2,15	0,71
	L 1-3	11	8,59		6 L-N	16	2,12	
	15 Y-AA	14	8,19		L 4-6	16	1,87	
	6 E-G	15	7,05		L 1-3	11	1,79	
	6 L-N	16	6,97		O 9-11	26	1,76	
MÁX	Máximo Índice por flexión en vigas		10,23		Máximo Índice de Cortante en vigas		2,15	

Se puede observar que los valores de sobre esfuerzo por flexión en las vigas del primer piso están muy elevados, por recomendaciones del Ingeniero Carlos Bucheli, Asesor del trabajo, se buscan errores en el modelo hecho en el ETABS; después de esta revisión no se encontraron errores en el dibujo o la asignación de las cargas.

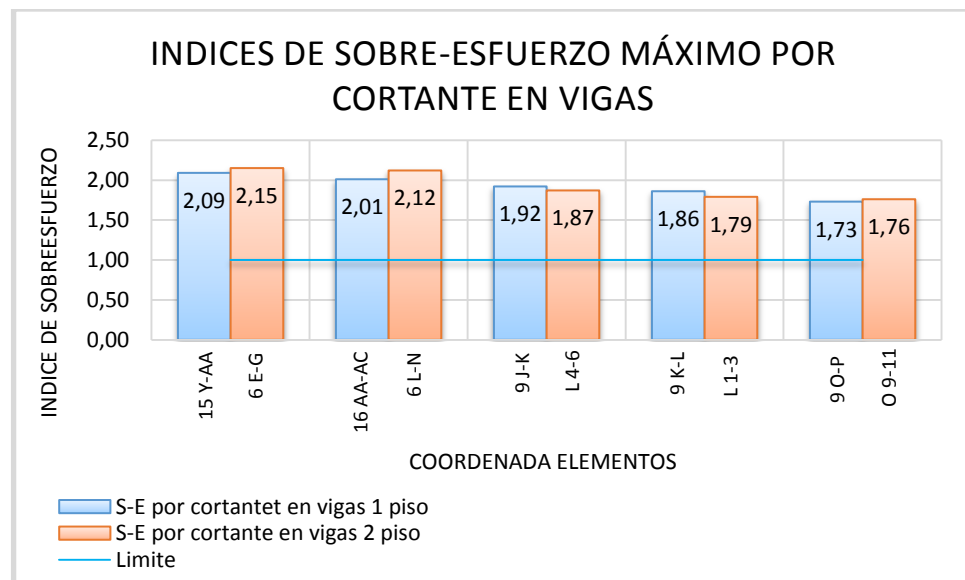
También se realizó el ensayo con el esclerómetro para determinar la resistencia de estos elementos y compararla con la resistencia promedio usada en la simulación, los resultados obtenidos están por encima de este valor pero están dentro del campo de incertidumbre dado por la desviación estándar (Ver tabla 19).

Tabla 19. Resultados ensayo con esclerómetro en Vigas de alto sobre esfuerzo

Coordenada Viga	Sector	Promedio Rebote R	Resistencia (kgf/cm ²)
I 6-8	19	33	170
J 6-8	16	35	195
15 Y-AA	15	32	165
16 AA-AC	16	34	175
K 9-11	21	33	180



Gráfica 14. Índice máximo de sobreesfuerzo por flexión en vigas según su resistencia.

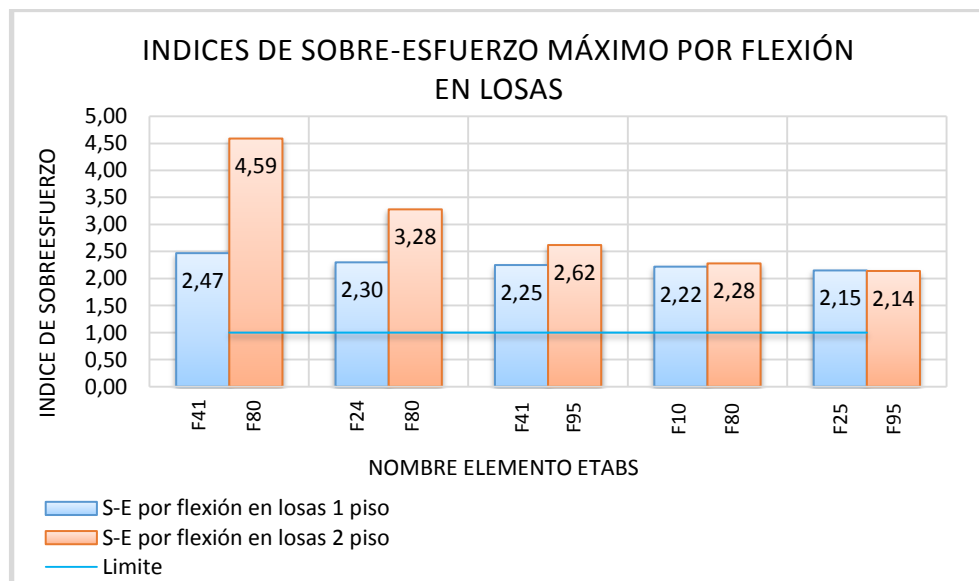


Gráfica 15. Índice máximo de sobreesfuerzo por cortante en vigas según su resistencia.

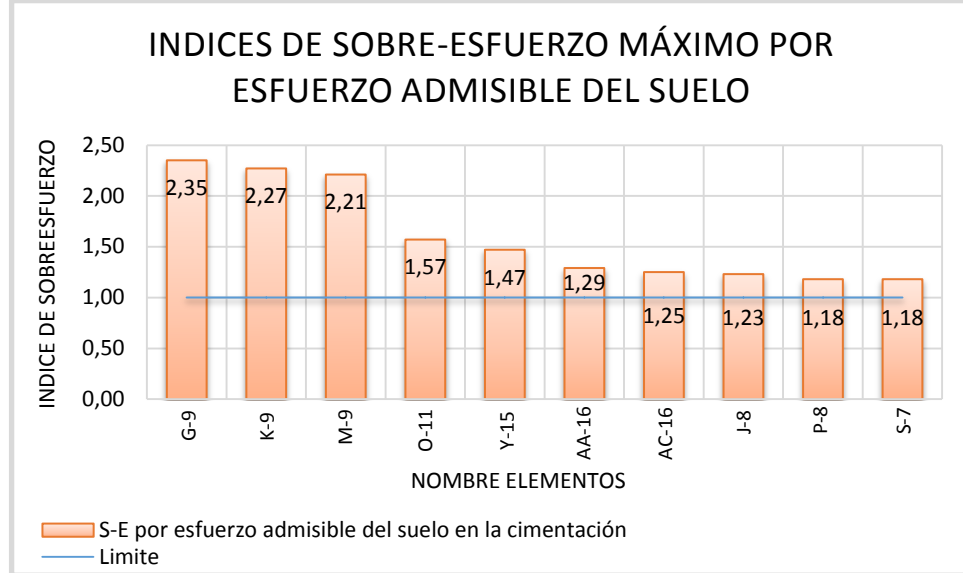
c. Losas – Esfuerzo admisible del suelo

Tabla 20. Índice de sobreesfuerzo por flexión en losas y por esfuerzo del suelo.

Piso	FLEXIÓN EN LOSAS				ESFUERZO ADMISIBLE SUELO CIMENTACIÓN			
	Nombre ETABS	Sector	Índice	Promedio Piso	Nombre elemento	Sector	Índice	Promedio
1	F41	2	2,47	1,16	G-9	1	2,35	0,59
	F24	8	2,30		K-9	2	2,27	
	F41	2	2,25		M-9	2	2,21	
	F10	8	2,22		O-11	2	1,57	
	F25	8	2,15		Y-15	8	1,47	
2	F80	25	4,59	1,95	AA-16	8	1,29	
	F80	26	3,28		AC-16	8	1,25	
	F95	13	2,62		J-8	4	1,23	
	F80	19	2,28		P-8	4	1,18	
	F95	13	2,14		S-7	6	1,18	
MÁX	Máximo Índice por flexión en losas		4,59		Máximo Índice por esfuerzo admisible en cimentación		2,35	



Gráfica 16. Índice máximo de sobreesfuerzo por flexión en losas.



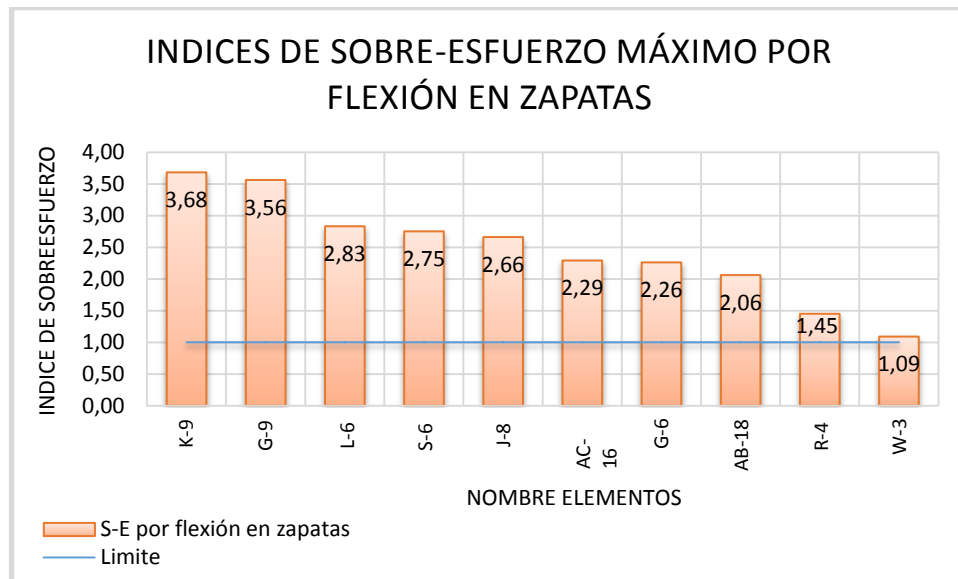
Gráfica 17. Índice máximo de sobreesfuerzo por esfuerzo admisible del suelo.

d. Zapatas y vigas de cimentación

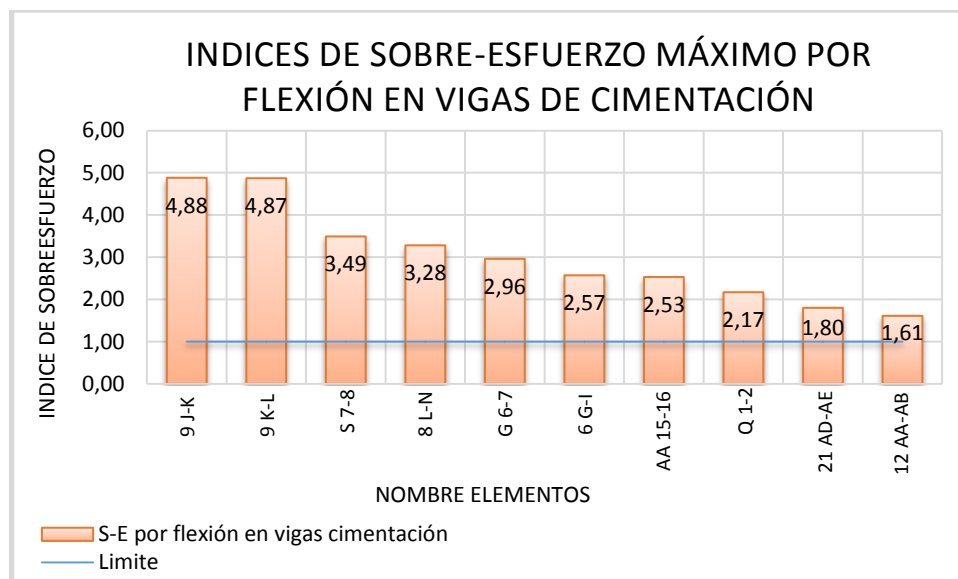
Se manejan los sectores de primera y segunda planta solo que esta vez se los ve como la cimentación de esa zona (Ver tabla 21).

Tabla 21. Índice de sobreesfuerzo por flexión en zapatas y vigas de cimentación.

Piso	FLEXIÓN EN ZAPATAS				FLEXIÓN EN VIGAS CIMENTACIÓN			
	Nombre elemento	Sector	Índice	Promedio	Nombre elemento	Sector	Índice	Promedio
CIMENTACIÓN	K-9	2	3,68	1,07	9 J-K	2	4,88	1,75
	G-9	1	3,56		9 K-L	2	4,87	
	L-6	20	2,83		S 7-8	6	3,49	
	S-6	6	2,75		8 L-N	4	3,28	
	J-8	4	2,66		G 6-7	19	2,96	
	AC-16	8	2,29		6 G-I	15	2,57	
	G-6	15	2,26		AA 15-16	8	2,53	
	AB-18	8	2,06		Q 1-2	12	2,17	
	R-4	12	1,45		21 AD-AE	7	1,80	
	W-3	13	1,09		12 AA-AB	14	1,61	
MÁX	Máximo Índice por Flexión en Zapatas		3,68	Máximo Índice por Flexión en Vigas		4,88		



Gráfica 18. Índice máximo de sobreesfuerzo por flexión en zapatas.



Gráfica 19. Índice máximo de sobreesfuerzo por flexión en vigas de cimentación.

Índices de flexibilidad³⁷. Para el análisis de derivas y desplazamientos de la estructura se toma como dato el máximo obtenido en el modelo de ETABS 2015, en cada una de las direcciones, es decir, de las combinaciones con las cuales fue modelado se extrae el valor máximo, (Ver apéndice C - Cálculo de derivas, deflexiones e índices de flexibilidad).

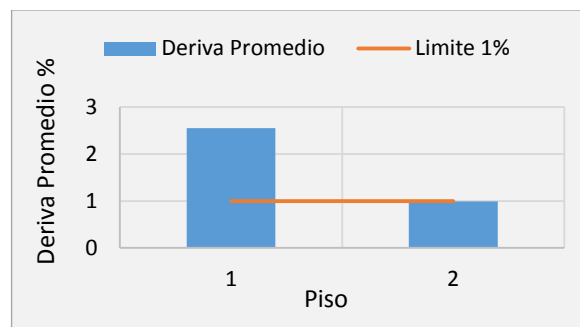
a. Índices de Flexibilidad para efectos horizontales.

Los índices de flexibilidad se determinan para los efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas y las permitidas por el reglamento NSR10 (Ver Tabla 22).

Tabla 22. Índice de flexibilidad horizontal de la estructura

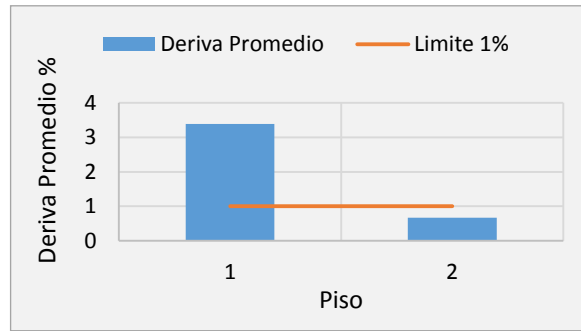
Índice de Flexibilidad horizontal			
Sentido	Piso	Eje	Deriva máxima – I. Flexibilidad
X	1	21	5,10
Y	1	A	4,67

En la dirección X el Índice de Flexibilidad máximo encontrado es de 5.10% y en la dirección Y es de 4.67%, lo cual indica valores superiores a los permitidos y aceptados por la norma, ya que no deben exceder el 1%. Desde este punto de vista es posible definir el nivel de vulnerabilidad en que se encuentra cada uno de los pisos; de acuerdo a esto, el piso 1 se encuentra más afectado en ambos sentidos siendo de mayor valor en sentido Y, mientras que el piso 2 cumple al estar por debajo del límite (Ver Gráfica 20-21).



Gráfica 20. Índice de flexibilidad promedio sentido X

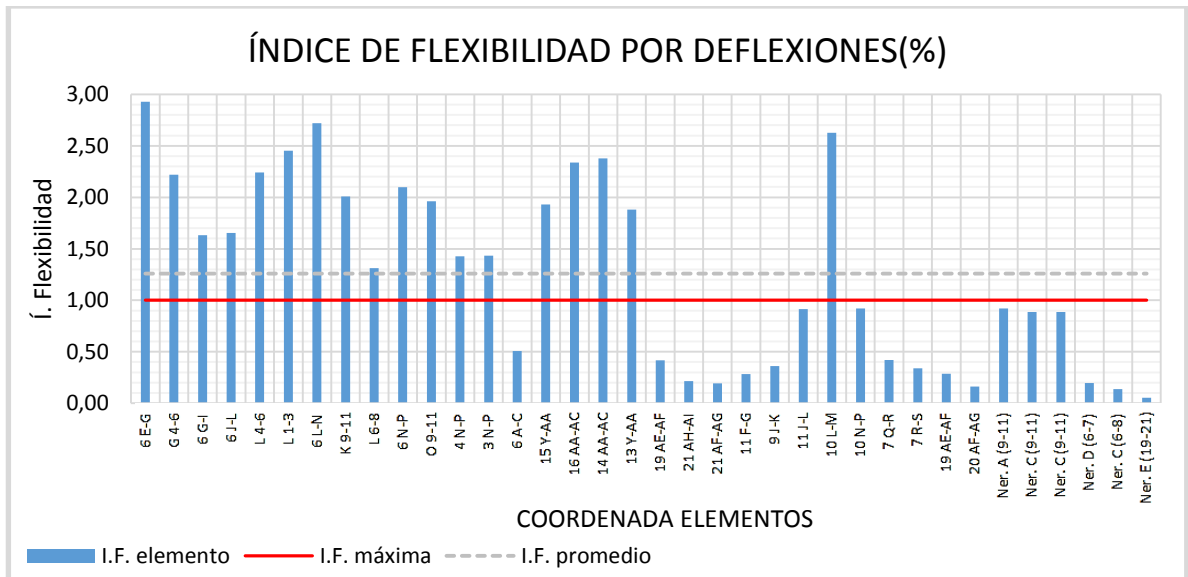
³⁷ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.10.4.3.5. Definición del índice de Flexibilidad. Pág. A-105



Gráfica 21. Índice de flexibilidad promedio sentido Y

b. Índices de flexibilidad para efectos verticales.

Los índices de flexibilidad se determinan para los efectos verticales como el máximo cociente entre las deflexiones obtenidas y las permitidas por el reglamento NSR10. Se toman las deflexiones arrojadas por el ETABS 2015 después de corrido el modelo, se calcula la deflexión máxima permitida por la NSR10³⁸ que depende de la longitud libre de los elementos, se calcula el índice de flexibilidad a 36 vigas críticas de la estructura repartidas en los diferentes sectores de la edificación (Ver apéndice C - Cálculo de derivas, deflexiones e índices de flexibilidad). (Ver Gráfica 22, Tabla 23)



Gráfica 22. Índice de flexibilidad promedio por deflexiones

³⁸ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Tabla C.9.5 (b) Deflexión máxima admisible calculada. Pág. C-132

Tabla 23. Índice de flexibilidad vertical de la estructura

Índice de Flexibilidad Vertical				
Tipo de elemento	Coordenada Elemento	Deflexión mm	Deflexión máxima según NSR10	Índice de Flexibilidad
Viga Fachada	6 E-G	79,3	27,08	2,93
Viga B. universitario	19 AE- AF	5,65	13,54	0,42
Viga Entrepiso	10 L-M	35,56	13,54	2,63
Vigueta Entrepiso	Nervio A (9-11)	20,87	22,71	0,92

Las vigas tipo fachada son las de mayor problema en cuanto a este parámetro debido a que se encuentran los mayores índices de flexibilidad vertical, le siguen las vigas de entrepiso con índices significativamente elevados. En el sector de Bienestar Universitario y las viguetas de las losas nervadas las deflexiones no son perjudiciales al tener índices por debajo de la unidad.

1.4 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD

Siguiendo el procedimiento descrito en la NSR10 – sección A.10.5.1³⁹, se procede a formular una hipótesis de secuencia de falla de la edificación, los Índices de sobreesfuerzo y flexibilidad general, y la vulnerabilidad expresada como fracción de resistencia y rigidez.

Hipótesis de secuencia de falla. De acuerdo a la hipótesis de falla que debe plantearse según el reglamento para el estudio de vulnerabilidad sísmica, puede decirse que tendría su inicio en una viga de entrepiso del sector 4 – Aulas debajo de pasillos de física, en la falla seguiría una viga del mismo sector, 2 vigas de entrepiso del sector 8 – oficinas de profesores primer piso, 1 viga de entrepiso del sector 2 – Laboratorios de biología primer piso, continuando con vigas de cubierta en los sectores 11, 14, 15 y 16, todos estos elementos por flexión, la falla continuaría en columnas de cubierta de los sectores 11 – Laboratorios de química y 14 – Oficinas de profesores segundo piso, por falla a flexo-compresión, continuando con fallas en vigas de la cimentación del sector 2 – Laboratorios de biología primera planta, consecuentemente la falla continua en todo tipo de elementos de estos sectores mencionados. Entre los ejes más afectados se encuentran el eje Y, eje AC y el eje 6; los sectores más afectados son las oficinas de profesores de la segunda planta y los laboratorios de Biología y Física en entrepiso y cubierta.

³⁹ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.10.5. Análisis de Vulnerabilidad Pág. A-105

Índice de sobreesfuerzo general de la edificación. El Índice de sobreesfuerzo general de la edificación corresponde al valor máximo encontrado en uno de los elementos de la edificación; para este caso el mayor índice de sobreesfuerzo lo tiene la viga del sector 4 de ejes I, 6-8 con un valor de 10.23.

Índice de flexibilidad general de la edificación. El Índice de Flexibilidad general de la edificación corresponde al valor máximo encontrado en uno de los elementos o ejes de la edificación; para este caso el mayor índice de flexibilidad es por desplazamientos horizontales y lo tienen los elementos del eje 21 en el sector de Bienestar Universitario con un valor de 5.1.

Vulnerabilidad sísmica de la edificación expresada como un porcentaje de la resistencia y rigidez. El cálculo de la vulnerabilidad sísmica de la edificación se presenta en la siguiente tabla, correspondiente al inverso del índice de sobreesfuerzo y de flexibilidad, los cuales representan una fracción de la rigidez y de la resistencia que tendría la nueva edificación adecuada a los actuales requerimientos de la NSR10 (Ver Tabla 24).

Tabla 24. Vulnerabilidad SÍSMICA DE LA EDIFICACIÓN.

INDICE DE SOBRE-ESFUERZO	INDICE DE FLEXIBILIDAD	% DE RESISTENCIA	% DE RIGIDEZ
10,23	5,1	9,8%	19,6%

2. FASE II: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Con los resultados obtenidos en el estudio de vulnerabilidad realizado en el capítulo anterior, se concluye que la estructura es vulnerable debido a la deficiencia de rigidez en ambos sentidos (x, y), especialmente en el sentido x, así como por la deficiencia en su resistencia.

El objetivo principal de la intervención de la estructura es el permitir un buen funcionamiento y adecuada respuesta ante un evento sísmico, razón por la cual se hace necesario encontrar una solución que permita rigidizar la estructura y mejorar la resistencia de la edificación, para ello se plantea como alternativa la rehabilitación sísmica propuesta en la NSR-10⁴⁰ porque está dentro de su alcance y no está dentro de los objetivos de este trabajo el proponer ampliaciones adosadas o en altura.

Se propone recalce de vigas de cubierta y entrepiso, recalce de zapatas, refuerzo de losas con Fibra de Carbono y la ubicación de muros pantalla que no afecten el modelo arquitectónico de la estructura.

La elección o intervención de la estructura no sólo depende de la reducción de los factores de análisis, también se deben tener en cuenta aspectos constructivos, estéticos y funcionales. Con base en esto se tuvieron en cuenta las sugerencias hechas por el ingeniero Carlos Armando Bucheli, Asesor del Proyecto, logrando que la intervención de la estructura no afecte ninguno de estos factores controlando los desplazamientos y aumentando la resistencia de la estructura.

Las modificaciones realizadas en la estructura pueden verse en (Ver Anexo 6. Planos Estructurales del Reforzamiento).

2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los materiales de los elementos estructurales existentes se plantean en el modelo con las mismas propiedades que fueron descubiertas en los ensayos, y se propone que los materiales de los nuevos elementos estructurales tengan las propiedades exigidas en la norma NSR-10.

⁴⁰ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Sección A.10.9. Rehabilitación sísmica. Pág. A-108

Materiales existentes. Se toman las resistencias de concreto y acero encontradas en la extracción y falla de núcleos y el ensayo de inspección del refuerzo.

Tabla 25. Propiedades del concreto.

ELEMENTO	MATERIALES	
	f'_c [kgf/cm ²]	f_y [kgf/cm ²]
Columnas	160,66	2400 – 4200
Vigas	155,23	2400
Losas	163,29	2400

Materiales de la estructura rehabilitada:

Tabla 26. Propiedades del concreto de los elementos nuevos.

ELEMENTO	MATERIALES	
	f'_c [kgf/cm ²]	f_y [kgf/cm ²]
Vigas	155,23	2400
Zapatas	210,00	4200
Pantallas	210,00	4200
Losas	Fibra de carbono	

2.2 EVALUACION DE ESTRUCTURA REFORZADA

Parámetros de calidad de diseño. De acuerdo a las propiedades mecánicas de los materiales estructurales, la forma en que será intervenida la edificación, y el control y mantenimiento que se le dé a la obra, los parámetros de calidad de diseño son diferentes a los iniciales, ya que la estructura contará con un buen diseño y un buen proceso constructivo. (Ver tabla 27)

Tabla 27. Coeficientes de reducción de resistencia

Coeficiente	Descripción	Valor
ϕ_c	Calidad de la construcción	1,0
ϕ_e	Estado de la edificación	1,0

Solicitaciones equivalentes. Se sigue el procedimiento establecido en la norma en su capítulo A.10.4 – Criterios de evaluación de la estructura existente, párrafo A.10.4.2.

Parámetros sísmicos de diseño. Para el análisis sísmico se tienen en cuenta los mismos parámetros y coeficientes espectrales de diseño con los cuales se realizó la evaluación de la estructura existente.

Clasificación del sistema estructural. La nueva edificación con la propuesta de reforzamiento se clasifica como un sistema estructural dual compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, combinado con muros estructurales, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales⁴¹.

Coefficientes de Irregularidad R. Como el sistema estructural a proponer es dual, de muros de concreto y pórticos de concreto que debe tener una capacidad especial de disipación de energía (DES)⁴² por estar ubicada en una zona de amenaza sísmica alta, el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico es:

$$R_o = 8.0$$

Los factores de reducción del coeficiente de disipación y los coeficientes de capacidad de disipación de energía son los siguientes:

Tabla 28. Coeficientes de disipación de energía

Coeficiente	descripción	valor
R_o	Coeficiente de disipación de energía básico	8.0
Φ_p	Coeficiente de irregularidad en planta	0.9
Φ_a	Coeficiente de irregularidad en altura	1.0
Φ_r	Coeficiente por ausencia de redundancia	1.0

El coeficiente de capacidad de disipación de energía para emplear en el análisis de la vulnerabilidad sísmica de la edificación en estudio se calculó como sigue:

$$R = \phi_a \times \phi_P \times \phi_r \times R_o$$

$$R = 1.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 8.0$$

$$R = 7,2$$

⁴¹ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – A.3.2. Tipos de Sistemas estructurales Pág. A-41

⁴² Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR10 – Tabla A.3-4 Sistema estructural dual Pág. A-56

Fuerzas sísmicas:

a. Cálculo del periodo fundamental.

Teniendo en cuenta que el sistema estructural de resistencia sísmica se propone como un sistema de pórticos con muros estructurales, de la tabla A.4.2.1 de la norma se tiene que para el nuevo sistema basado en muros de rigidez; los parámetros C_t y α tienen los siguientes valores:

$$C_t = 0.049 \quad \alpha = 0.75$$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} T_a &= C_t * h^\alpha \\ T_a &= 0,049 * 6,1^{0,75} \\ T_a &= 0,190 \text{ s} \end{aligned}$$

Razón por la cual

$$S_a = 0.81g$$

De acuerdo a la sección A.4.3.2 de la Norma y teniendo en cuenta que T es menor o igual a 0,5 segundos entonces el valor de $K = 1.0$

b. Cortante sísmico en la base

$$V_s = S_a \times \text{Peso Estructura}$$

El peso de la estructura se obtiene por el resultado obtenido en el programa especializado ETABS 2015 después de haber corrido la simulación. El valor obtenido es:

$$\text{Peso Estructura} = 4096,8 \text{ ton}$$

Entonces se calcula el valor del cortante sísmico en la base:

$$\begin{aligned} V_s &= 0,81 \times 4096,8 \text{ ton} \\ V_s &= 3328,7 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Definición de las fuerzas sísmicas

Se definen en el software especializado ETABS en los casos de carga los sismos en X e Y al 100% por medio del espectro de respuesta previamente definido y con un factor de escala igual a la aceleración de la gravedad, se corre el modelo para determinar la masa de la edificación y el cortante en la base debido al sismo en ambas direcciones, este valor se compara con el cortante sísmico en la base calculado con anterioridad.

El cortante sísmico en la base calculado por el método estático es de 3328,7 ton y el cortante sísmico en la base calculado por el análisis dinámico con el software especializado Etabs es de 621,72 ton en dirección X y 949,1 ton en dirección Y.

Se calcula un factor de corrección para este cortante sísmico de tal forma que en el análisis dinámico se obtenga un valor aproximado al obtenido en el estático:

$$F. \text{ Corrección } X = \frac{3328,7 \text{ ton}}{621,72 \text{ ton}} = 5,354 \quad F. \text{ Corrección } Y = \frac{3328,7 \text{ ton}}{949,1 \text{ ton}} = 3,507$$

Se afecta los casos de carga de sismo en X e Y al 100% por este factor de corrección, es decir en el factor de escala se multiplica el valor de la gravedad por este factor de corrección, de esta manera, se obtiene después de corrido nuevamente el modelo un cortante en la base de igual magnitud que el obtenido por el análisis estático.

Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas. La nueva evaluación de las cargas diferentes a las sísmicas se llevó a cabo teniendo en cuenta los elementos que la componen y el uso que se le da a la estructura y para lo cual se realiza este estudio y modificación estructural.

Análisis estructural. El modelo de esta edificación se realiza teniendo en cuenta el sistema estructural existente, con las modificaciones para el refuerzo estructural planteado, utilizando el software especializado ETABS 2015.

Se tienen en cuenta las características de los materiales, dimensiones de los elementos que componen la estructura y el modelo arquitectónico para el cual se realiza dicho modelamiento y rehabilitación estructural (Ver Figura 15).

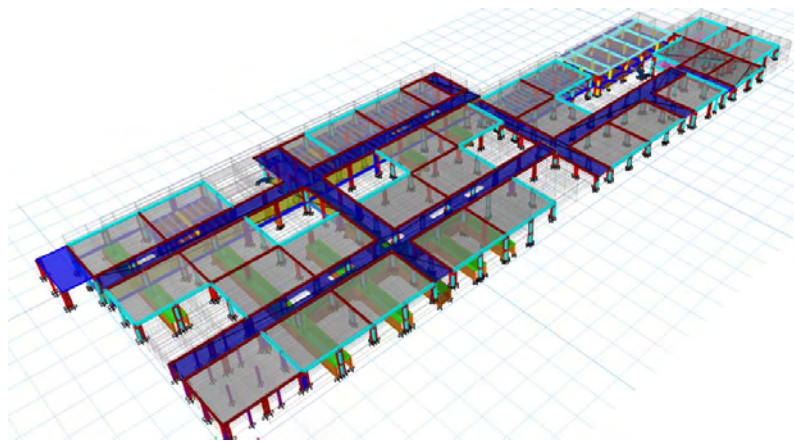


Figura 15. Modelo Tridimensional de la Estructura Reforzada.

Combinaciones de carga. Las combinaciones de carga utilizadas para el análisis del modelo estructural propuesto son las mismas usadas para el análisis de la edificación actual.

Solicitaciones sísmicas estructura reforzada. Las solicitaciones sísmicas se obtienen como resultado del análisis de fuerzas inerciales e internas de la estructura, arrojadas por el software ETABS 2015, después de haber sido cargado, modelado y analizado con las especificaciones necesarias.

Para el análisis de zapatas y vigas de cimentación se usa el software especializado SAFE 2012⁴³, teniendo en cuenta las fuerzas resultantes arrojadas por el ETABS en la base de la edificación y las dimensiones tomadas de los planos estructurales.

2.2.3 Relación entre demanda y capacidad:

Índices de sobre-esfuerzo. Para mejorar la resistencia de los elementos se hace el diseño de los recalces en vigas y zapatas y el diseño de muros estructurales.

Para el diseño de los nuevos elementos del reforzamiento estructural propuesto, se usaron los programas especializados ETABS 2015 y SAFE 2012, siguiendo las especificaciones de la NSR-10. Los resultados de estos diseños se encuentran detallados en los planos estructurales de la propuesta de reforzamiento de la edificación. (*Ver Anexo 6. Planos estructurales del reforzamiento*).

Diseño de vigas de cubierta y entrepiso, diseño de muros estructurales. Cumpliendo con los requisitos de deriva y deflexión máxima se procede a diseñar en el software especializado ETABS 2015 las vigas de cubierta y entrepiso y las pantallas propuestas. (*Ver apéndice F – Diseño elementos estructura reforzada*)

a. Vigas de cubierta y entrepiso

Después de correr el modelo en el software ETABS y diseñar para los parámetros establecidos, se encuentra que 81 vigas de cubierta y 2 vigas de entrepiso están fallando por cortante.

Se aumenta la sección de las vigas de forma iterativa, llegando a la conclusión que debe aumentarse sus dimensiones de tal forma que las vigas de la fachada tengan unas dimensiones de 40cm por 40 cm y las de entrepiso de 45cm por 45 cm, de esta manera las vigas mencionadas resisten el cortante adecuadamente.

⁴³ CSI SAFE 2012. Computers and Structures, Inc.

Se encontró que las vigas de cubierta no necesitan acero de refuerzo longitudinal ni transversal en el recalce, ya que con el actual el elemento resiste satisfactoriamente los esfuerzos resultantes, una de las vigas de entrepiso requiere acero adicional para resistir adecuadamente estos esfuerzos.

b. Muros estructurales

Después de correr el modelo en el software ETABS y diseñar los elementos PIER (Pantallas) para los parámetros establecidos, se realiza el diseño de los muros estructurales de acuerdo a las especificaciones de la norma, tomando el área de refuerzo arrojada por el diseño y distribuyéndola con diferentes diámetros en todo su perímetro, cuidándose de proporcionar el refuerzo mínimo y las debidas separaciones estipuladas en la norma.

Al final del procedimiento de diseño se encuentran 19 tipos de muros estructurales en línea nombrados de la letra A a la S, y 3 tipos en L nombrados AL, BL y CL clasificados de acuerdo a su longitud y a la distribución de refuerzo proporcionada en el diseño.

Diseño de vigas de cimentación, diseño de zapatas. Con el modelo corrido en el software ETABS se exportan las reacciones en la base de la estructura y se procede a diseñar en el software especializado SAFE 2012 las vigas y zapatas de la cimentación.

(Ver apéndice F – Diseño elementos estructura reforzada)

a. Vigas de cimentación

La mayor parte de las vigas de la cimentación necesitan un aumento en su sección para resistir el cortante que resulta de las reacciones y es necesario también en gran parte de estos elementos adicionar acero en el recalce para que resistan la flexión. Se proponen vigas nuevas que permitan distribuir de mejor forma los esfuerzos y que impidan desplazamientos elevados de zapatas que actualmente se encuentran aisladas.

Al final del procedimiento de diseño se encuentran tres tipos de vigas en la cimentación si se las clasifica por su sección: 40cm por 40cm , 45cm por 45cm y 50cm por 50cm .

b. Zapatas de cimentación

En el refuerzo de las zapatas se encuentra que la totalidad de ellas necesitan aumento de espesor, una gran parte necesita aumento de sección en sus

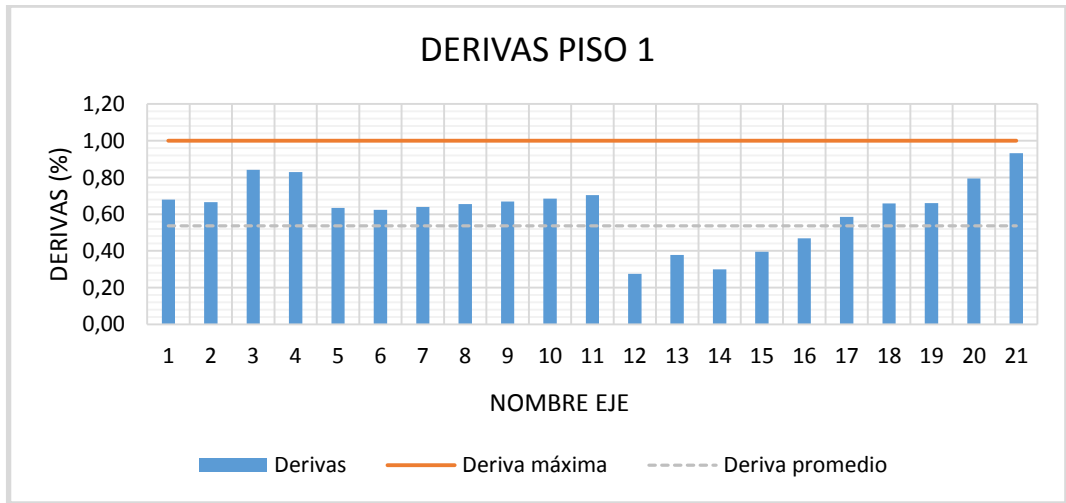
diferentes lados, ya sea porque no resiste o para servir de cimiento a pantallas cercanas, algunas zapatas deben unirse en la nueva estructura y otras deben ser desconectadas de sus vigas de amarre para que cumplan su función de una manera más eficiente.

Al final del procedimiento de diseño se encuentran tres tipos de zapatas en la cimentación si se las clasifica por su espesor: 40cm , 45cm y 50cm .
(Ver Anexo 6. Planos estructurales del reforzamiento).

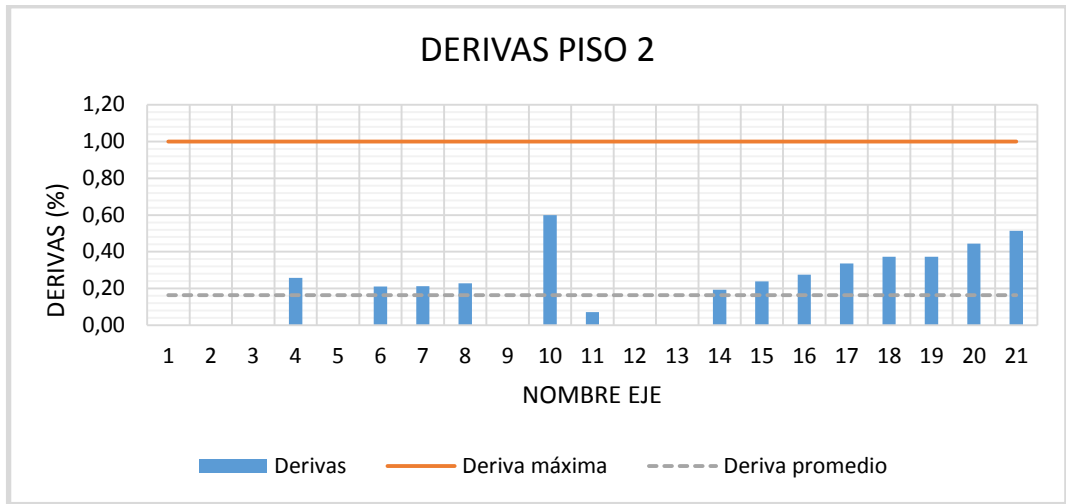
Índices de flexibilidad. Se hace el chequeo de derivas y deflexiones de los elementos para determinar si el reforzamiento propuesto cumple con los límites establecidos en la NSR10 (Ver apéndice E - Cálculo de derivas, deflexiones e índices de flexibilidad para estructura reforzada).

a. Chequeo de derivas

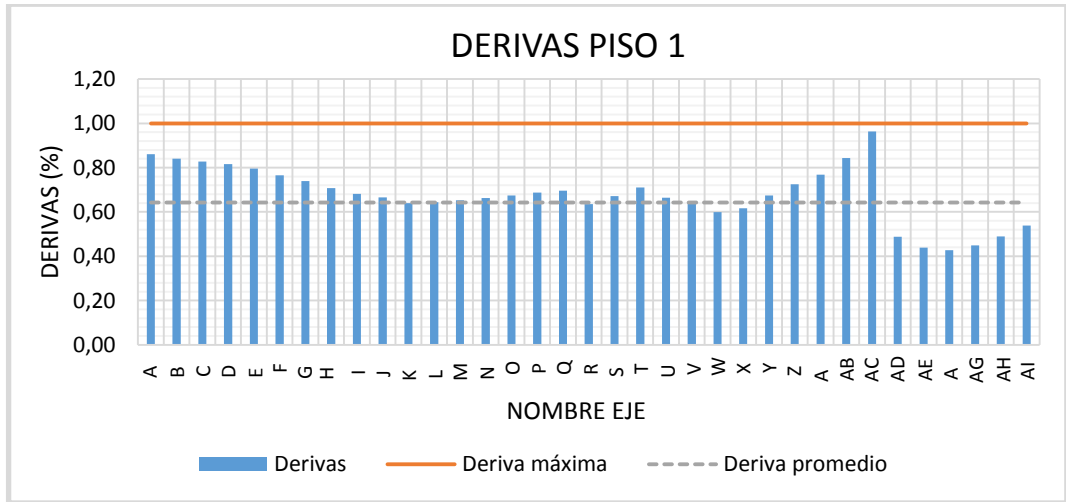
A continuación, se presenta las figuras con los resultados resumidos obtenidos de los cálculos realizados para determinar el índice de flexibilidad horizontal (derivadas) de la estructura, teniendo en cuenta el reforzamiento estructural planteado y el límite que da la NSR10 para estos parámetros; se presenta los índices de flexibilidad de mayor valor en cada eje (Ver Gráfica 23-26)



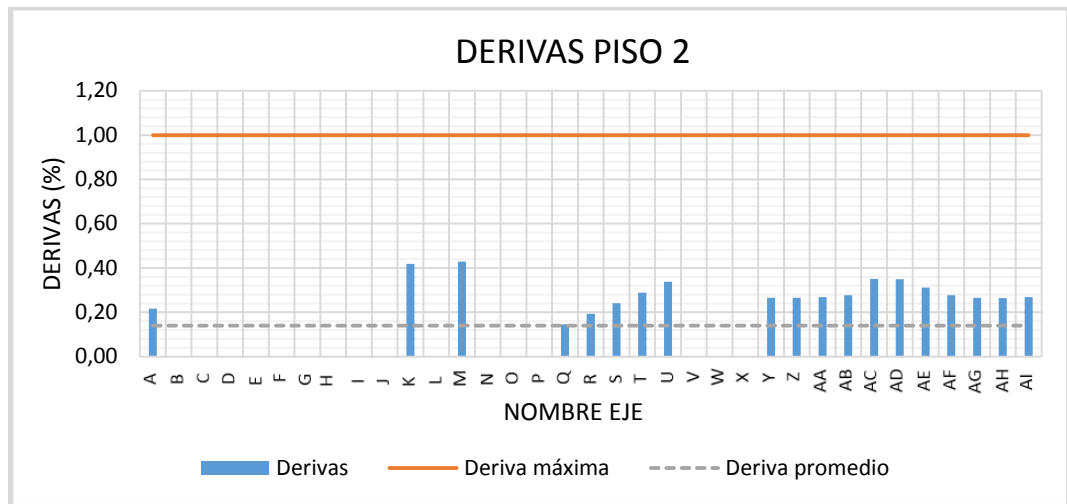
Gráfica 23. Deriva promedio de entrepiso sentido X piso 1



Gráfica 24. Deriva promedio de entrepiso sentido x piso 2



Gráfica 25. Deriva promedio de entrepiso sentido Y piso 1

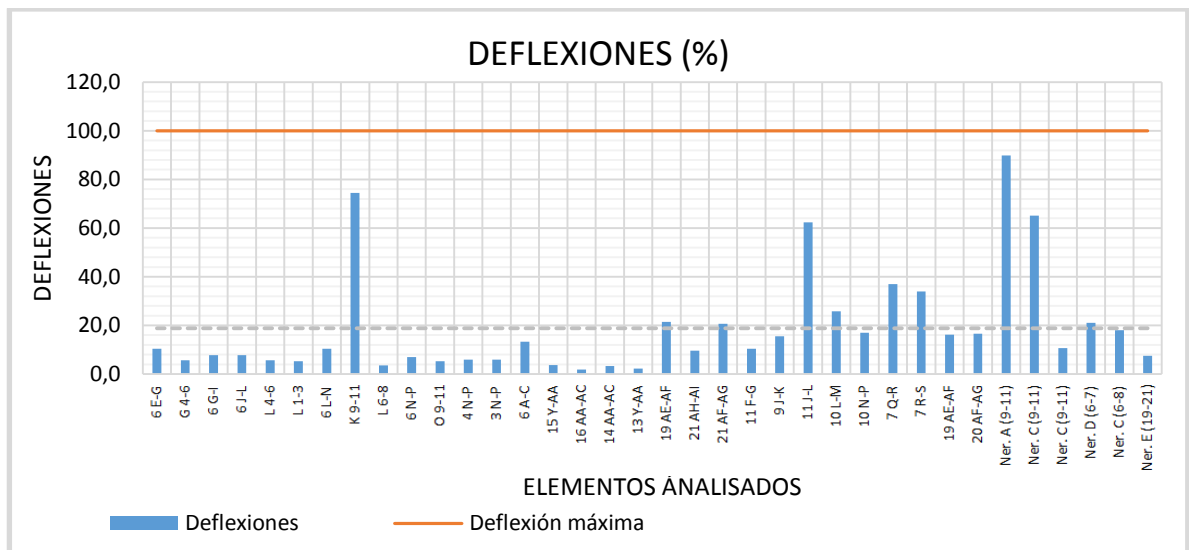


Gráfica 26. Deriva promedio de entrepiso sentido Y piso 2

Se puede observar que el promedio de las derivas en los elementos está por debajo de la deriva máxima permitida por la norma.

b. Chequeo de deflexiones

A continuación, se presenta las figuras en donde se ven resumidos los resultados obtenidos de los cálculos realizados para determinar el índice de flexibilidad vertical (deflexiones) de la estructura, teniendo en cuenta el reforzamiento estructural planteado y el límite que da la NSR-10 para estos parámetros. Se realizó el cálculo de las deflexiones a los elementos críticos del primer modelo.



Gráfica 27. Deflexiones promedio en vigas

Se puede observar que el promedio de las deflexiones en las vigas está por debajo de la deflexión máxima permitida por la Norma.

En la siguiente tabla, se presenta el aumento en la rigidez que se alcanza con la propuesta de reforzamiento correspondiente al inverso del mayor índice de flexibilidad encontrado ya sea horizontal o vertical, el cual representa una fracción de la rigidez que tendría la nueva edificación (Ver Tabla 29).

Tabla 29. Aumento de la rigidez en el modelo reforzado

INDICE DE FLEXIBILIDAD	% DE RIGIDEZ	% DE RIGIDEZ ANTERIOR	AUMENTO
0,96	100%	19,6%	80,4%

2.3 CANTIDADES DE OBRA DE LA ESTRUCTURA REFORZADA.

Se determina el volumen de concreto y los kilogramos de acero necesarios para el recalce en vigas de la cubierta, en vigas de entrepiso y en vigas de la cimentación, este mismo procedimiento es usado para el aumento de sección y espesor en las zapatas de la estructura y para los nuevos elementos estructurales entre los cuales se encuentran algunas zapatas y la totalidad de las pantallas propuestas. Por otra parte, en los sectores de las losas afectados por momentos elevados se propone reforzarlas con materiales FRP a base de fibra de carbono.

En las siguientes tablas, se muestra las cantidades aproximadas de los metros cúbicos de concreto y kilogramos de acero a utilizar en el reforzamiento estructural de la edificación en estudio, para tener un estimativo de gastos en materiales si se llevase a cabo dicho reforzamiento. (Ver apéndice G – Cálculo de cantidades de material a usar en el reforzamiento) (Ver Tabla 30-32)

Metros cúbicos de concreto

Tabla 30. Cantidad de concreto a usar para el reforzamiento

TIPO DE ELEMENTO	F'c	Total concreto
	kgf/cm ²	m ³
Muros estructurales	210	226,4
Recalce Vigas cubierta y entrepiso	210	37,6
Recalce Vigas cimentación	210	171,3
Recalce Zapatas	210	308,5
TOTAL		743,8

Kilogramos de acero

Tabla 31. Cantidad de kilogramos de acero a usar para el reforzamiento

Tipo de Refuerzo Tipo de elemento	Fy	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
	kgf/cm ²	Peso kg	Peso kg
Muros estructurales	420	15609	11718
Vigas cubierta y entrepiso		182	11
Vigas cimentación		19610	1458
Zapatas		13028	N.A.
TOTAL		32820	13187

Presupuesto

Tabla 32. Presupuesto propuesta de reforzamiento

Material	Total		Valor unitario	Total
Concreto	743,8	m ³	\$ 375.000	\$ 278'925.000
Acero	46007	kg	\$ 3.500	\$ 161'024.500
Total				\$ 439'949.500

3. CONCLUSIONES

De acuerdo al análisis estructural realizado, el estado actual de la estructura no es bueno en varios elementos, debido a que no cumple con los parámetros establecidos por la NSR-10 en cuanto a índices de flexibilidad y sobreesfuerzo, además, sus elementos presentan afectación por parte de agentes patógenos.

Con los estudios realizados a la edificación, en los cuales se encontraron agentes extraños en los concretos, resistencias bajas, acero liso y mal distribuido y agregados de mala calidad, como es el caso de la arena blanca; se puede concluir que la estructura no presentó buenos procesos constructivos y que es evidente que ha sido preservada y mantenida de una forma inadecuada para evitar el ataque de agentes patógenos durante su vida útil, por tanto es necesario realizar una intervención en esta edificación.

La elección o intervención de la estructura no sólo dependió de la reducción de los factores de análisis, también se tuvo en cuenta aspectos constructivos, estéticos, funcionales y arquitectónicos.

De acuerdo a la hipótesis de falla que debe plantearse según el reglamento para el estudio de vulnerabilidad sísmica, puede decirse que tendría su inicio en una viga de entrepiso del sector 4 – Aulas debajo de pasillos de física, en la falla seguirían una viga del mismo sector, 2 vigas de entrepiso del sector 8 – oficinas de profesores primer piso, 1 viga de entrepiso del sector 2 – Laboratorios de biología primer piso, continuando con vigas de cubierta en los sectores 11, 14, 15 y 16, todos estos elementos por flexión, la falla continuaría en columnas de cubierta de los sectores 11 – Laboratorios de química y 14 – Oficinas de profesores segundo piso, por falla a flexo-compresión, continuando con fallas en vigas de la cimentación del sector 2 – Laboratorios de biología primera planta, consecuentemente la falla continua en todo tipo de elementos de estos sectores mencionados.

Los resultados de reforzamiento estructural reflejan un mejor comportamiento de los elementos y de la estructura, teniendo en cuenta que gracias a las modificaciones realizadas en ésta se logró disminuir las solicitaciones sísmicas a un valor menor o igual a la unidad, que cumple con lo establecido y como requisito de aceptación de la estructura, representada en factores de resistencia y rigidez estructural.

4. RECOMENDACIONES

Intervenir a mediano plazo el Bloque I de la Universidad de Nariño, de acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos y el análisis preliminar de la vulnerabilidad sísmica, teniendo en cuenta que ya cumplió con la vida útil para la cual fue diseñado.

Seguir los planos estructurales de reforzamiento actualizados, y hacer un cálculo más preciso de las cantidades de materiales a utilizar-

Evaluar el sector de Bienestar Universitario como una estructura independiente, determinando un tipo de material único para este sector, además de hacer un análisis para la obtención de un factor de reducción por redundancia real.

Hacer un estudio completo de suelos del bloque, para determinar, con mayor precisión, los parámetros del espectro de diseño en la zona, y el valor real del esfuerzo admisible necesario para el diseño de la cimentación de la nueva estructura.

Tomar acciones correctivas contra los agentes patógenos encontrados en la estructura, entre ellos, la corrosión del acero, las eflorescencias, la humedad y la fisuración (En caso de no haber una demolición de la edificación y de no implementarse la propuesta de reforzamiento).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BUCHELI, Carlos, Informe del Estado Actual Bloque 1 Área De Laboratorios de Docencia Y Muros de Cubierta – Sede Torobajo, Pasto, 2014, p.3, p.6-11, p.19-22, p.24, Documento Plan de Contingencia de la Infraestructura del bloque 1 de la Universidad de Nariño. Universidad de Nariño. Fondo de Construcciones.

FIGUEROA, Mauricio, Determinación Preliminar de la Vulnerabilidad Sísmica del Bloque de la Biblioteca “Alberto Quijano Guerrero” de la Sede Torobajo de la Universidad de Nariño, Pasto, 2013, 103p. Trabajo de Grado (Ingeniero Civil). Universidad de Nariño. Facultad de Ingeniería.

I.N.V. E – 413 MÉTODO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE (ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO) EN EL CONCRETO ENDURECIDO.

I.N.V. E – 418 OBTENCIÓN Y ENSAYO DE NÚCLEOS DE CONCRETO ENDURECIDO.

MODIFICACIONES TÉCNICAS Y CIENTÍFICAS AL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE - NSR-10

NAVARRO, Luis, TRUJILLO, Gustavo, Evaluación Patológica y de Vulnerabilidad Sísmica del Fuerte San Fernando de Bocachica, Cartagena, 2014, 126p. Trabajo de Grado (Ingeniero Civil). Universidad de Cartagena. Facultad de Ingeniería.

NORMA TÉCNICA COLOMBIANA NTC-3658 MÉTODO PARA LA OBTENCIÓN Y ENSAYO DE NÚCLEOS EXTRAÍDOS Y VIGAS DE CONCRETO ASERRADAS.

NORMA TÉCNICA COLOMBIANA NTC - 673 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS NORMALES DE CONCRETO.

NORMA TÉCNICA COLOMBIANA NTC 3692 MÉTODO DE ENSAYO PARA MEDIR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO.

NORMA TÉCNICA COLOMBIANA NTC 5551 DURABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

OTÁLORA, Lizeth Viviana, Estudio de Vulnerabilidad y Reforzamiento de una Estructura de Tres Pisos y Cubierta en Placa, Bogotá D.C., 2012, 47p. Trabajo de Grado (Ingeniera Civil). Universidad Militar Nueva Granada. Facultad de Ingeniería.

PICÓN, Carlos, VARGAS, Diego, Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Sede Principal del Colegio de Santander en Bucaramanga, Bucaramanga, 2011, 78p. Trabajo de Grado (Ingeniero Civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas.

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE - NSR-10, Expedido por medio del Decreto 926 del 19 de marzo de 2010.