



Estudios de vulnerabilidad requeridos en la planta física de la Contraloría General De La República, Gerencia Departamental Regional Nariño En La Ciudad De Pasto

John Edwin Zapata Pérez

Informe de práctica para optar al título de Ingeniero Civil

Asesores

Álvaro José Mattos Olivella, Ingeniero Civil

Gustavo A. Yepes Yepes, Ingeniero Civil

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil
Medellín, Antioquia, Colombia
2021

Cita	(Zapata Pérez, 2021)
Referencia	Zapata Pérez, J.E. <i>Estudios de vulnerabilidad requeridos en la planta física de la Contraloría General de La República, Gerencia Departamental Regional Nariño En La Ciudad De Pasto</i> [Trabajo de grado profesional].
Estilo APA 7 (2020)	Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

Rector: John Jairo Arboleda Céspedes

Decano: Jesús Francisco Vargas Bonilla

Jefe departamento: Diana Catalina Rodríguez

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

Dedicatoria

Dedicado a mis padres pues ellos dedican cada uno de sus esfuerzos en materializar mis sueños.

John Edwin Zapata Pérez

Tabla de contenido

Introducción	9
1 Objetivos	10
1.1 Objetivo General	10
1.2 Objetivos Específicos	10
2 Marco Teórico	11
2.1 Reparaciones Y Cambios Menores	11
2.2 Cambio De Uso	11
2.2.1 Cargas Verticales.	11
2.2.2 Cargas horizontales	12
2.3 Vulnerabilidad Sísmica	12
2.4 Ensayos Destructivos	13
2.4.1 Extracción de núcleos de concreto	13
2.4.2 Ensayo de Regata	13
2.5 Ensayos No Destructivos	13
2.5.1 Esclerometría.....	13
2.5.2 Ultrasonido.....	13
2.5.3 Ferrosan.....	14
3 Metodología.....	15
4 Procedimiento, Análisis Y Resultados	16
4.1 Procedimiento Y Análisis.....	16
4.1.1 Generalidades del proyecto	16
4.1.2 Análisis de antecedentes e información recopilada	18
4.1.3 Estado de la estructura.....	20
4.1.4 Coordinación con otros profesionales.	25
4.1.5 Movimientos sísmicos de diseño.....	32
4.1.6 Características de la estructura y del material estructural empleado	37
4.1.7 Solicitaciones equivalentes	38
4.1.8 Trayectoria de carga y dimensiones mínimas de los elementos estructurales	41
4.1.9 Modelado Estructural	43
4.2 Resultados	44
4.2.1 Periodo y participación modal de masa.....	44

4.2.2	Ajuste de resultados para garantizar el cortante basal	45
4.2.3	Desplazamientos máximos en la estructura.....	45
4.2.4	Verificación de derivas máximas de piso	46
4.2.5	Grado de irregularidad de la estructura	47
4.2.6	Combinaciones de las diferentes solicitaciones.....	52
4.2.7	Coeficientes de resistencia.	53
4.2.8	Análisis de vulnerabilidad.....	53
5	Conclusiones	55
6	Referencias Bibliográficas	57
7	Anexos	58
7.1	Anexo 1	58
7.2	Anexo 2.....	59
7.3	Anexo 3.....	60
7.4	Anexo 4 – Anexo 9	61

Lista de tablas

Tabla 1 Resultados y promedio de ensayos de extracción	24
Tabla 2 Resumen de exploración en campo.....	26
Tabla 3 Resumen parámetros cimentación.....	31
Tabla 4 Coeficientes para la construcción del espectro.....	36
Tabla 5 Participación modal de masa.....	45
Tabla 6 Cortante Basal estático, dinámico y factor de ajuste.....	45
Tabla 7 Deriva de la estructura	47
Tabla 8 Irregularidad torsional.....	48
Tabla 9 Retroceso en las esquinas.....	49
Tabla 10 Irregularidad Geométrica	52
Tabla 11. Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación.....	53

Lista de figuras

Figura 1 Localización General del proyecto	17
Figura 2 Planta general	17
Figura 3 Perforación en losa de contrapiso	18
Figura 4 Acceso para personas con movilidad reducida	19
Figura 5 Demolición parcial de losas	19
Figura 6 Humedades debido a filtración	20
Figura 7 Ensayo de esclerómetro	22
Figura 8 Ensayo ultrasonido.....	23
Figura 9 Lesiones causadas por tensiones mecánicas sobre los elementos.....	25
Figura 10 Lesiones causadas por tensiones mecánicas debido a sobreesfuerzos.....	25
Figura 11 Localización general puntos de exploración	26
Figura 12 Representación Zapata 3D.....	27
Figura 13 Representación de Zapata 2C	27
Figura 14 Estratigrafía y auscultación de zapata.....	28
Figura 15 Tipología de cimentación y modelo geotécnico	28
Figura 16 Esfuerzo admisible y carga máxima en suelo homogéneo para zapatas cuadradas	29
Figura 17 Carga máxima en suelo homogéneo para zapatas rectangulares.....	29
Figura 18 Esfuerzo admisible en suelo homogéneo para zapatas	30
Figura 19 Coeficientes de balasto para diseño de fundación cimentaciones convencionales.....	30
Figura 20 Fachada edificación	32
Figura 21 Zona de amenaza sísmica para edificaciones según NSR – 10.....	33
Figura 22 Mapa de valores de Aa	34
Figura 23 Mapa de valores Av	35
Figura 24 Valores del coeficiente Fa.....	35
Figura 25 Valores del coeficiente Fv	36
Figura 26 Espectro de diseño	37
Figura 27 Esquema de configuración, losa entrepiso.....	39
Figura 28 Geometría general del modelado estructural	44
Figura 29 Desplazamientos máximos de la estructura (mm)	46
Figura 30 Irregularidad torsional	47
Figura 31 Numeración de nodos en columnas analizadas.....	48
Figura 32 Irregularidad tipo 2P	49
Figura 33 Desplazamiento de los planos de acción.....	49
Figura 34 Desplazamiento en planos de acción	50
Figura 35 Irregularidades en Altura	51
Figura 36 Irregularidad geométrica.....	51

Resumen

FIDUCIARIA COLPATRIA S.A como vocero y administrador del PATRIMONIO AUTONOMO FC PAD CONTRALORIA CONVENIO 33, encomienda a SODINSA S.A el estudio de vulnerabilidad y habitabilidad para las instalaciones de la Contraloría General de la República Regional Nariño.

Por tanto, se realizan un análisis de la información existente de la edificación y la firma procede a realizar una inspección visual, ensayos de campo, estudio de suelos y concepto arquitectónico con la única finalidad de recopilar la información requerida para aplicar todos los lineamientos exigidos por el título A.10 de la norma NSR – 10. Una vez analizada toda la información se brinda un concepto de vulnerabilidad en términos de sobreesfuerzo y flexibilidad de la estructura objeto de estudio.

Finalmente se logra determinar la vulnerabilidad estructural dado que el índice de flexibilidad y sobreesfuerzo superan los máximos establecidos por el título A.10 de la norma NSR – 10, mostrando que la rigidez y capacidad de la estructura son insuficientes para atender las fuerzas contempladas en la normativa vigente, lo que implica que, ante la ocurrencia de un evento sísmico con fuerzas similares a las contenidas en el NSR-10, la edificación puede tener daños graves e incluso posibles colapsos.

Palabras clave: Vulnerabilidad, ensayos de campo, concepto arquitectónico, sobreesfuerzo

Introducción

El primer código de construcción colombiano se decretó en 1984, incidido en buena parte por el sismo de Popayán, Cauca – Colombia ocurrido en marzo 31 de 1983; éste es el primer acercamiento a los requerimientos mínimos de sismo resistencia. Estos parámetros de diseño estructural se hacen más rigurosos en 1997 mediante la ley 400 que decreta el código de construcción NSR – 98. Posteriormente la promulgación del decreto 926 de 2010 se estableció la nueva versión del Reglamento Colombiano de Sismo Resistencia, con la norma NSR – 10 que rige actualmente. (GARCÍA, 2014)

Los antecedentes presentados, dejan clara la existencia de obras civiles diseñadas y ejecutadas fuera de la versión vigente del reglamento de construcción sismo resistente, por esta razón, se hace necesario contar con las metodologías adecuadas para llevar a cabo su evaluación técnica. Por tanto, se especifica en el capítulo A.10 del código NSR – 10 titulado: Evaluación e Interpretación de Edificaciones Construidas Antes de la Vigencia de la Presente Versión del Reglamento. El título A.10, evalúa también el comportamiento de la estructura ante los cambios de actividad, cambios en el sistema estructural, además, verifica el estado de una edificación después de presentarse un evento sísmico.

SOLUCIONES INTEGRALES DE INGENIERIA – SODNSA S.A, es una firma colombiana dedicada al diseño e interventoría de obras civiles, en esta se han desarrollado y ejecutado no solo proyectos de diseño estructural para entidades estatales y privadas si no también, estudios de patología estructural e interventoría y seguimiento de obra.

FIDUCIARIA COLPATRIA S.A, como vocero y administrador del PATRIMONIO AUTOMOFIC PAD CONTRALORIA, CONVERNIO 33; encomendó a SODNISA S.A, el estudio de vulnerabilidad y concepto de habitabilidad para las instalaciones de la Contraloría General de la República Regional Nariño, en la ciudad de Pasto, bajo la supervisión de la AGENCIA NACIONAL INMOBILIARIA VIRGILIO BARCO VARGAS.

1 Objetivos

1.1 Objetivo General

- Realizar los estudios y determinar los diseños estructurales requeridos en la planta física de la Contraloría de la República, Gerencia Departamental Regional Nariño en la ciudad de Pasto, Nariño – Colombia.

1.2 Objetivos Específicos

- Recopilar y examinar la información existente acerca del diseño geotécnico, estructural y arquitectónico de la edificación, así como también el proceso constructivo y sus posteriores modificaciones.
- Verificar en campo la configuración arquitectónica y estructural consignada en los planos y memorias de cálculo existentes sobre la edificación.
- Realizar una exploración visual y determinar mediante ensayos no destructivos y de destrucción moderada el estado actual de los materiales presentes en la estructura objeto de estudio, de acuerdo con el numeral A.10.2 de la NSR – 10.
- Calificar el sistema estructural existente, con base a los criterios establecidos en el capítulo A.10 de la norma NSR – 10.
- Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura a través del índice de sobre esfuerzo y de flexibilidad
- Llevar a cabo un análisis de la planimetría, disposición de espacios, registro fotográfico, esto de la edificación respecto a su localización, arquitectura, estructura, accesibilidad e instalaciones técnicas, conforme a la normativa aplicable y vigente para brindar un concepto de habitabilidad del sitio.
- Realizar un diagnóstico de ocupación del inmueble objeto de análisis que relaciona cada área del inmueble con el número de ocupantes y usuarios conforma la normativa aplicable y vigente.
- Ejecutar un diagnóstico y estudio de seguridad humana que permita determinar las estrategias a seguir para preservar la integridad física de los ocupantes del inmueble, en caso de posibles riesgos como incendios o desastres naturales, conforme a la normativa aplicable y vigente.
- Realizar y analizar un estudio de suelos que permita determinar las características y condiciones actuales tanto del sitio de cimentación como del sistema de fundación implementado, acorde con lo establecido en el capítulo H.10 de la norma NSR – 10.

2 Marco Teórico

El análisis de vulnerabilidad (A.10.1.3.3 NSR-10) se efectúa según el procedimiento de evaluación de la intervención contenido en el numeral A.10.1.4 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR-10. Dentro del análisis se incluye el registro de las patologías que presenta la estructura, un estudio de suelos que permita caracterizar la sollicitación equivalente de un movimiento sísmico para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, y, adicionalmente, se presenta un concepto de habitabilidad de la edificación para sus condiciones actuales. No obstante, para comprender el procedimiento será importante definir algunos conceptos claves en el tema de estudio.

2.1 Reparaciones Y Cambios Menores

Se consideran cambios menores a las actividades que no afectan el sistema de resistencia sísmica ni la integridad estructural de la edificación.

2.2 Cambio De Uso

Se entiende el cambio de uso como la modificación de acuerdo a las normas urbanísticas del grupo de uso descrito en el numeral A.2.5.2 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR – 10. El cambio de uso tiene implicaciones causadas por la modificación en cargas verticales, fuerzas horizontales y efectos sísmicos.

2.2.1 Cargas Verticales.

Cargas en dirección vertical que llegan a través de fuerzas axiales en columnas. Según su naturaleza pueden ser: estáticas, de repetición o cíclicas y de impacto; según su Disposición pueden ser distribuidas y concentradas.

2.2.1.1 Cargas axiales

Carga que actúa a lo largo del eje longitudinal de una pieza estructural aplicada al centroide de la sección transversal de la misma produciendo un esfuerzo uniforme.

2.2.1.2 Cargas Estáticas

Son las cargas que se aplican gradualmente y se consideran constantes después de aplicadas, se dividen en cargas vivas o accidentales y en cargas muertas o permanentes.

2.2.1.2.1 Cargas vivas

Son aquellas que algunas veces pueden estar aplicadas a en los elementos estructurales y otras veces no. Comúnmente son definidas por el uso de la estructura.

2.2.1.2.2 Cargas muertas

Son las que tienen carácter permanente sobre el elemento estructural sobre el que actúan. Un ejemplo de ellas, es el peso de la losa que soporta el piso.

2.2.1.3 Cargas de dinámicas

Son cargas aplicadas relativamente corto tiempo, es decir, son cargas generalmente aplicadas por un cuerpo en movimiento al ponerse en contacto con un cuerpo resistente. Ejemplos sería, efectos de un terremoto, fuerza del viento, etc.

2.2.1.4 Cargas distribuidas

Son aquellas que se encuentran repartidas en un área determinada. Pueden ser distribuidas de manera uniforme, uniformemente variable o variable.

2.2.1.5 Cargas concentradas

Son las cargas que se aplican en un área pequeña, en comparación con el área total del elemento resistente.

2.2.2 Cargas horizontales

Cargas en dirección horizontal, debido a la tracción y frenado, comprenden carga de viento y carga sísmica.

2.3 Vulnerabilidad Sísmica

Magnitud que permite cuantificar el tipo de daño estructural, el método de falla y la capacidad resistente de una estructura bajo las condiciones probables de sismo

2.4 Ensayos Destructivos

Los ensayos destructivos proporcionan de manera certera propiedades mecánicas fundamentales de los materiales como lo son, su resistencia mecánica a la compresión, su calidad y su desempeño en el tiempo, se tienen como ensayos destructivos, extracción de núcleo y regata.

2.4.1 Extracción de núcleos de concreto

Tiene como función principal la determinación de la resistencia a la compresión del concreto. Para la obtener información lo más precisa posible de la obtención, preparación y ensayos de núcleos de concreto debe apoyarse de a la norma NTC 3658.

2.4.2 Ensayo de Regata

Este ensayo se efectúa con el fin de obtener información sobre el recubrimiento del acero dispuesto, así como su calibre, cantidad y separación. Consiste en remover secciones de concreto en los elementos estructurales toda vez que se deba verificar la información suministrada en los planos estructurales.

2.5 Ensayos No Destructivos

Los ensayos no destructivos son empleados para la investigación de condiciones del concreto, control de calidad en la construcción, calidad de materiales utilizados y patologías presentes. Proporcionan de manera indirecta las propiedades in-situ de los materiales, los ensayos no destructivos son, esclerometría, ultrasonido y ferrosacan.

2.5.1 Esclerometría

Consiste en golpear con un martillo mecánico de rebote una superficie de concreto, es necesario establecer una correlación entre el esfuerzo resistente del concreto y el número de rebote.

2.5.2 Ultrasonido

Verifica la homogeneidad del concreto, detecta fallas internas producto de errores constructivos e imperfecciones del material, además, monitorea las variaciones en las propiedades del concreto. Consiste en realizar la lectura del tiempo de tránsito de un pulso electro acústico

atreves de un elemento de concreto, se debe establecer una correlación entre la velocidad del pulso y la resistencia del concreto.

2.5.3 Ferrosan

Consiste en escanear mediante un campo magnético el refuerzo para determinar el recubrimiento del acero dispuesto, diámetro y separación del acero.

3 Metodología

Con único objeto de presentar el análisis de vulnerabilidad estructural mediante la determinación del índice de sobreesfuerzo y de flexibilidad, se lleva a cabo la siguiente metodología. Inicialmente se recopiló y estudió la información existente acerca del diseño geotécnico, estructural y arquitectónico, así como el proceso de construcción de la edificación original y sus posteriores modificaciones.

Esta información previa fue suministrada en mayor medida por el ente supervisor de la firma, La Agencia Nacional Inmobiliaria Virgilio Barco Vargas, además, fue remitido un Derecho de Petición a cada uno de los entes de planeación regional. Posteriormente se procedió a realizar una verificación en campo de la configuración arquitectónica y estructural de la edificación registrada en los planos y memorias de cálculo existentes.

Durante la inspección visual se realizaron ensayos destructivos y no destructivos sobre los elementos estructurales de acuerdo con el numeral A.10.2 de la NSR – 10, toda vez que, se pudiera acceder a ellos. Lo anterior en aras de obtener información sobre las propiedades, la calidad y el estado tanto del concreto como de los elementos estructurales, recorrer la edificación brindó además información sobre la manera en que se llevó el proceso constructivo original y sus posteriores modificaciones. Cabe mencionar que, fue necesario realizar un estudio Geotécnico acorde a lo establecido en el título H.10 de la norma NSR – 10

Una vez recopilada toda la información requerida se procede a realizar el levantamiento del modelado estructural con ayuda del software SAP2000 de la mano de los planos arquitectónicos generados con la información recolectada y verificada en campo.

Finalmente se emite un concepto de vulnerabilidad y habitabilidad acorde a los requisitos especificados en el código NSR – 10. y Normas Técnicas Colombianas complementarias.

4 Procedimiento, Análisis Y Resultados

4.1 Procedimiento Y Análisis

4.1.1 Generalidades del proyecto

4.1.1.1 Alcance

El análisis de vulnerabilidad (A.10.1.3.3 NSR – 10) se efectúa según el procedimiento de evaluación de intervención contenido en el numeral A.10.1.4. del Reglamento Colombiano de Construcción sismo resistente NSR – 10. Dentro del análisis se incluye el registro de las patologías que presenta la estructura para determinar el estado del sistema estructural de la misma, como lo establece el numeral A.10.2.2 de la NSR-10, un estudio de suelos que permita caracterizar la sollicitación equivalente de un movimiento sísmico para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, como se establece en el numeral A.10.4.2.1 y, adicionalmente, se presenta un concepto de habitabilidad de la edificación para sus condiciones actuales.

4.1.1.2 Localización

El edificio de la Contraloría General de la República – Gerencia Departamental Regional Nariño, se encuentra localizado en la calle 18ª N°25-64, Pasaje Corazón de Jesús. Es una estructura aporticada de concreto reforzado de siete (7) niveles que incluyen un (1) semisótano, construida, según información suministrada por la entidad contratante, hace más de 40 años, sobre un predio con fecha de apertura ante oficina de Registro de Instrumentos Públicos de Pasto del 30/12/1976. Con un área del terreno de 186 m² y un área construida de 1092 m².

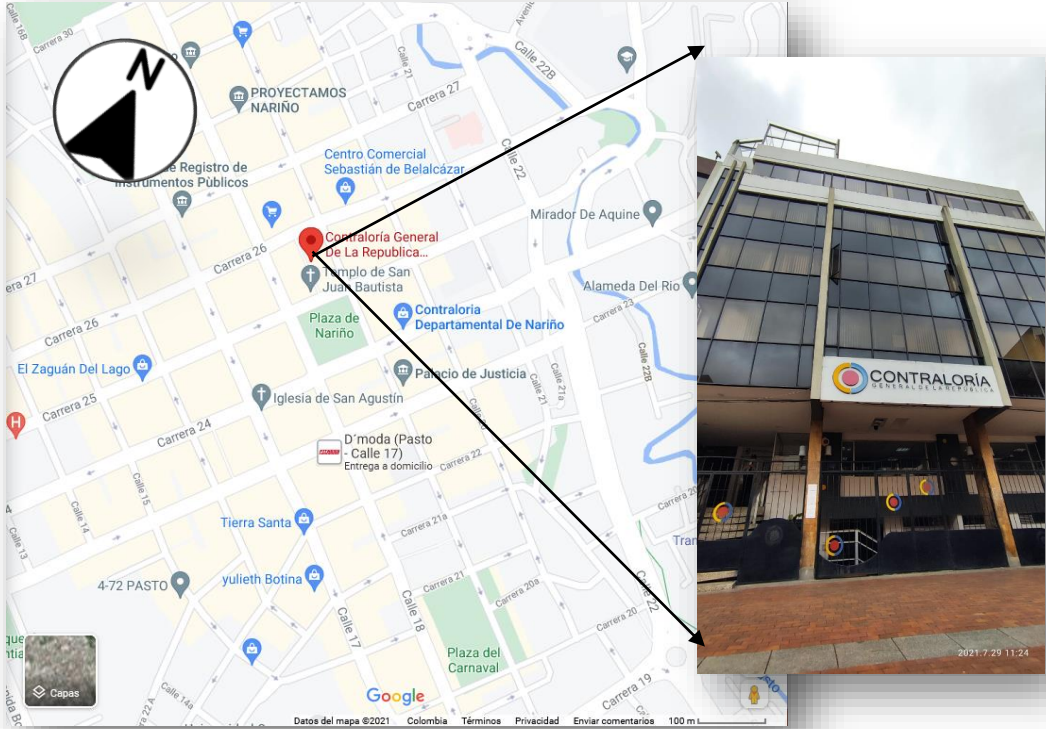


Figura 1 Localización General del proyecto
Tomado de: Google Earth – Elaboración propia

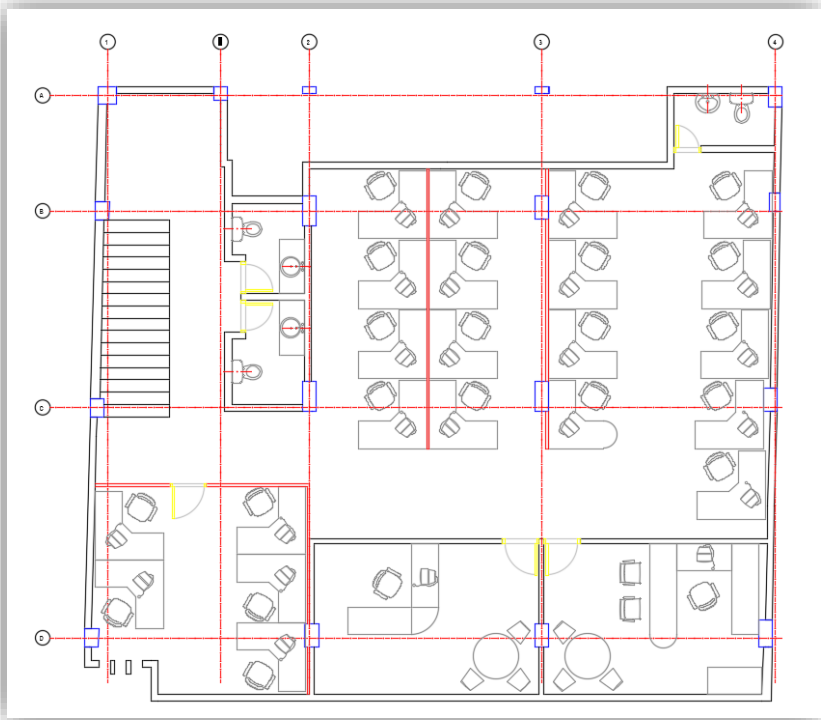


Figura 2 Planta general
Tomado de: Elaboración propia

4.1.1.3 Normas Aplicables

El diseño se rige por los requisitos mínimos establecidos en el Reglamento Colombiano de Diseño Sismo Resistente NSR-10.

Normas complementarias:

- NTC 3658-1994 - Método para la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto.
- NTC 4325-1997 – Método de ensayo para la determinación de la velocidad del pulso ultrasónico a través del concreto.
- NTC 3692-1995 - Método de ensayo para medir el número de rebote del concreto endurecido.

4.1.2 Análisis de antecedentes e información recopilada

4.1.2.1 Antecedentes

De acuerdo con el Estudio de Vulnerabilidad efectuado sobre la estructura en el año 2012 por la empresa FOCAR INGENIEROS S.A y la información suministrada por cada uno de los funcionarios de la contraloría, la estructura fue construida por CAJANAL (Caja Nacional de Previsión Social) e inaugurado en el año 1981 por el presidente Julio Cesar Turbay Ayala. Fue Adquirido por la contraloría en el año 2006.

A lo largo de los años, se han registrado varias modificaciones, una de ellas es la modificación del trazado de cableado y de redes Hidrosanitarias en el año 2013, proceso durante el cual se realizaron perforaciones en la losa de contrapiso para su disposición.



Figura 3 Perforación en losa de contrapiso

Tomado de: Elaboración propia.

En el año 2015, se adecuó un acceso para personas con movilidad reducida en la fachada frontal de la estructura, permitiendo el acceso directo al segundo nivel de la edificación.

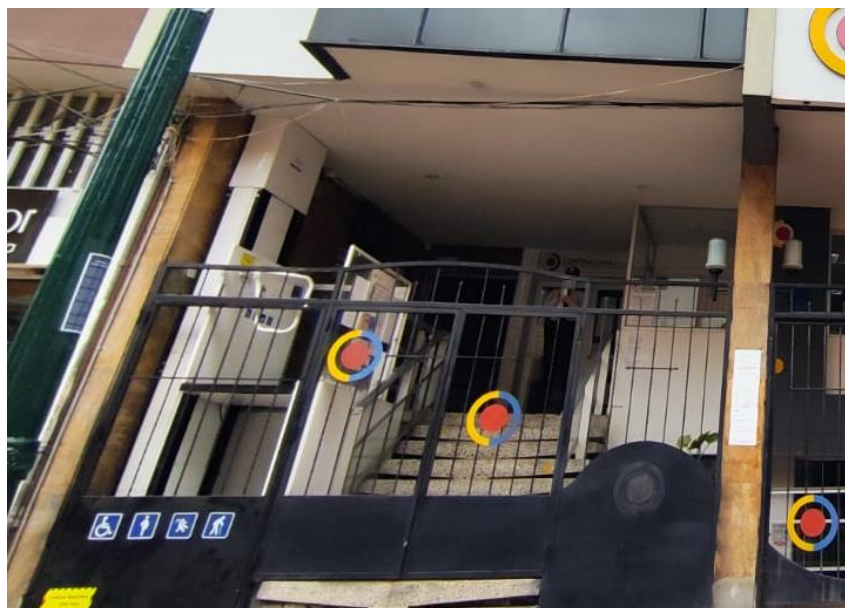


Figura 4 Acceso para personas con movilidad reducida
Tomado de: Elaboración propia

Adicionalmente en el año 2015 se realiza la demolición parcial de las losas del segundo y tercer nivel de la estructura en su parte posterior, en aras de proyectar un vacío para la construcción de un posible ascensor.



Figura 5 Demolición parcial de losas
Tomado de: Elaboración propia

Distribuidas en diferentes niveles de la edificación, se pueden encontrar humedades en elementos estructurales y no estructurales, canaletas dispuestas para el cableado, detalles de techo, entre otros elementos.



Figura 6 Humedades debido a filtración

Tomado de: Elaboración propia

Humedades generadas debido a filtración de agua, el personal presente en la edificación comunica que; en años anteriores se presentaron daños en la cubierta y como causa de estos, el agua penetró en la edificación y procedió a transportarse por medio de las canaletas dispuestas en los entresijos para distribuir la red eléctrica, abriéndose paso y generando deterioro en todos los niveles, finalmente se empezó en el primer nivel

4.1.2.2 Solicitud de Información

Se realizó por parte de la firma SODINSA S.A, la solicitud de información ante la Secretaria de Planeación, la Curaduría Urbana Primera de Pasto y la Curaduría Urbana Segunda de Pasto, mediante un derecho de petición en aras de obtener la información arquitectónica, geotécnica y/o estructural existente de la edificación sometida a estudios. Sólo la curaduría segunda dispone de información de la estructura, pero no diferente a la información analizada con anterioridad.

4.1.3 Estado de la estructura

En el numeral A.10.2.2 de la norma de referencia se establece la necesidad de evaluar la calidad del diseño y la construcción, así como el estado de la estructura, evaluaciones que se efectuaron durante el trabajo de campo realizado desde el día jueves 22 de julio y hasta el día 28 de agosto del año 2021.

4.1.3.1 Calidad de los materiales

Se efectúan ensayos no destructivos y de destrucción moderada sobre los elementos estructurales de la edificación con el fin de conocer la calidad de los materiales utilizados durante su construcción y el estado de preservación de los mismos.

Los diferentes ensayos se ubicaron principalmente en el primer nivel, ya que es piso donde los elementos se encuentran sometidos a una mayor sollicitación por cargas gravitacionales, en el caso de las columnas y una mayor demanda ante eventos sísmicos, en el caso de columnas y vigas, por lo cual son considerados elementos críticos dentro de la evaluación realizada. No obstante, se complementa la información con ensayos realizados en un nivel intermedio (Piso 4) y en un nivel superior (nivel 6).

4.1.3.1.1 Ensayos no destructivos

Con el fin de evaluar la calidad y el estado de los materiales que componen los elementos de la estructura, se planteó la realización de los siguientes ensayos

- **Esclerómetro**

Instrumento simple con forma cilíndrica, éste está provisto por un percutor metálico el cual es comprimido contra la superficie que se pretende ensayar, hasta que un martillo, accionado por un resorte se descarga sobre un percutor y rebota a cierta distancia. La magnitud del rebote constituye un parámetro indirecto para alcanzar una aproximación a la calidad del concreto en términos de dureza superficial.

Una vez identificados los elementos en el espacio físico se procede a localizar el sector donde se producirán los impactos del esclerómetro, se debe evitar realizar el ensayo sobre el agregado o acero de refuerzo, así como también evitar áreas que presenten fisuras, humedades discontinuidades o poros. En ninguno de los casos anteriores, los resultados corresponderán a la calidad global del concreto, razón por la cual se deben descartar las lecturas.



Figura 7 Ensayo de esclerómetro
Tomado de: Elaboración propia

Se efectuaron 26 ensayos, distribuidos en el séptimo (7), sexto (6), quinto (5), cuarto (4) y primer (1) nivel; los ensayos se llevaron a cabo con un equipo *Zc3-a Concreto Rebote Probador Schmidt Martillo Ndt Energía*.

Los resultados a detalle se encuentran presentes en el **Anexo 1**.

- **Ultrasonido**

El ensayo de ultrasonido, determina la velocidad de un pulso ultrasónico producido por un transductor electroacústico puesto en contacto con las superficies del elemento de concreto bajo estudio. Una vez que la onda transcurre la longitud total del elemento, se toma el dato del tiempo y se obtiene la velocidad de propagación, finalmente esta es relacionada a la resistencia de la materia, por medio de la densidad, teniendo en cuenta que a medida que el medio es más denso, más rápida es la velocidad de propagación de onda.

El ensayo de ultrasonido requiere, esencialmente, un generador electrónico de pulsos, un par de transductores, un amplificador y controlador electrónico de tiempo que permite medir el intervalo de tiempo entre la salida de un pulso del transductor emisor y la llegada al transductor receptor.



Figura 8 Ensayo ultrasonido
Tomado de: Elaboración propia

Se realizó 20 ensayos sobre elementos de varios niveles de la estructura con el fin de tener una muestra representativa del comportamiento y las propiedades generales de los materiales existentes, se concluyó una vez realizado el ensayo que en la estructura se encuentran elementos con vacíos, fisuras y/o discontinuidades.

Los resultados a detalle se encuentran presentes en **Anexo 2**

- **Escaneo de refuerzo**

Para realizar el escaneo del acero de refuerzo, se utiliza un equipo denominado FerroScan, ese instrumento genera un campo magnético para detectar las barras. Gracias a él es posible localizar de manera aproximada el acero dispuesto para el refuerzo, tanto longitudinal como transversal presente en un elemento de concreto armado; brinda, además, información tentativa acerca del diámetro de barra y el recubrimiento de concreto que posee.

Se realizaron 32 escaneos de refuerzo, distribuidos en 16 elementos entre el primer (1) y séptimo (7) nivel de la estructura con el fin de determinar el punto en los elementos estructurales donde se facilita realizar ensayos destructivos.

4.1.3.1.2 Ensayos de destrucción moderada

Los ensayos de destrucción moderada efectuados a los elementos estructurales fueron la Regata y la Extracción de Núcleos.

- **Regatas**

El ensayo se efectúa para obtener información sobre el recubrimiento del acero dispuesto, así como su calibre, cantidad, separación y estado de preservación; además de verificar la conformación de pórticos y la adecuada conexión de los mismos, toda vez que no se cuenta con planos estructurales que suministren dicha información.

La descripción detallada de los resultados obtenidos se muestra en el **Anexo 3**

- **Extracción de núcleos**

El ensayo se efectúa para verificar la resistencia a la compresión de los elementos de concreto, a través de un ensayo de compresión simple.

La ejecución del ensayo se lleva a cabo siguiendo los lineamientos de la norma INV E 418 – 13, NTC 3658 y ASTM C42-90.

Se realizaron siete (7) extracciones de núcleo para los elementos de la superestructura, distribuidas en el primer (1), segundo (2) y cuarto (4) nivel de la edificación y una (1) extracción de núcleos sobre la cimentación.

La descripción detallada de los resultados obtenidos se muestra en el **Anexo 3**

ELEMENTO	RESIST (PSI)	RESIST (MPa)
C A-1	2946	20,62
C C-2	2900	20,30
C C-3	2186	15,30
C D-3	2934	20,54
V-B	3979	27,85
V-A	2383	16,68
V-2	2085	14,60
Z C-2	2946	20,62

Columnas	19,19 MPa
Vigas	19,71 MPa
Zapata	20,62 MPa

Tabla 1 Resultados y promedio de ensayos de extracción

Tomado de: Sodi-045-21-MC-01-Vulnerabilidad Contraloría Pasto – Volumen I tomo II

De acuerdo con el artículo C.1.1.1 de la NSR-10 para que un concreto se considere como estructural, su resistencia a la compresión debe ser mayor a 17 MPa, por lo cual, las resistencias de las vigas y columnas resaltadas en la Tabla 1 no están cumpliendo este requerimiento.

4.1.3.1.3 Patologías

Se definen patologías como el daño que pueden sufrir los elementos de la edificación, sus causas, consecuencias y soluciones. Estos daños o defectos alteran la estructura interna de los elementos y por tanto su comportamiento.

- **Lesiones causadas por tensiones mecánicas debido a sobre esfuerzos**

Durante la inspección en campo, se logró observar lesiones en algunos elementos estructurales y no estructurales, estas son síntoma de agotamiento del material, causado por la aplicación de solicitaciones directas o indirectas que este elemento no puede soportar y que pueden llevarlo hasta la rotura. En términos de fisuras, ellas suceden cuando la deformación causada por la solicitación supera la capacidad de deformación elástica del material.



Figura 9 Lesiones causadas por tensiones mecánicas sobre los elementos.
Tomado de: Elaboración propia

- **Lesiones causadas por tensiones mecánicas debido a sobreesfuerzos**

Este tipo de lesión se presenta en el séptimo (7) nivel donde, se presume que el diseño original contemplaba el remate de las columnas en un único nivel de cubierta, amarradas entre si en ambas direcciones por vigas de concreto reforzado, condición que difiere de la configuración observada durante la inspección de la estructura

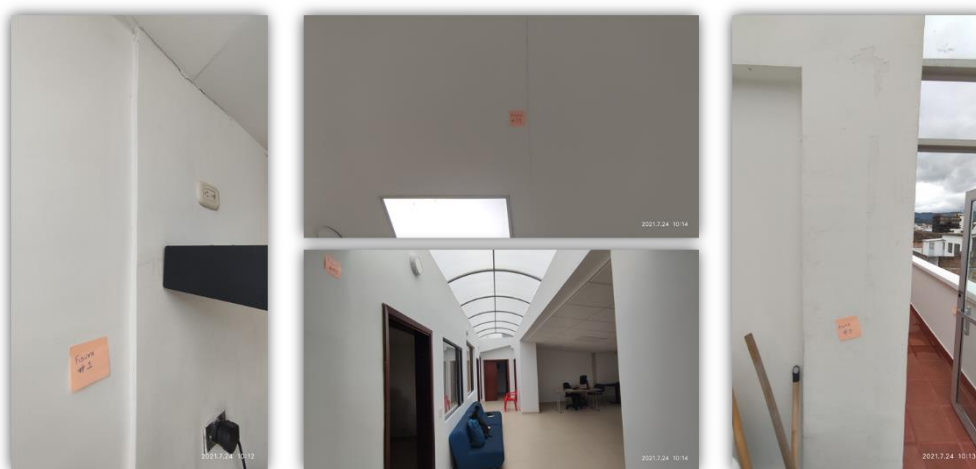


Figura 10 Lesiones causadas por tensiones mecánicas debido a sobreesfuerzos.
Tomado de: Elaboración propia

4.1.4 Coordinación con otros profesionales.

4.1.4.1 Informe geotécnico.

Dando cumplimiento a los estatutos dispuestos en la norma NSR – 10 – Título H, para el desarrollo del proyecto se realizaron dos (2) perforaciones a una profundidad de 17.00 m y

15.00 m, además de, dos (2) apiques a una profundidad máxima de 3.00 m. La información a detalle de cada uno de los puntos de exploración se muestra a continuación.

<i>EXPLORACIÓN</i>	<i>PROF. MÁX</i>	<i>LATITUD</i>	<i>LONGITUD</i>
<i>PERFORACIÓN</i>	<i>15.00</i>	<i>1°12'56.13"N</i>	<i>77°16'43.14"O</i>
<i>PERFORACIÓN</i>	<i>17.00</i>	<i>1°12'56.43"N</i>	<i>77°16'43.08"O</i>
<i>APIQUE A-1</i>	<i>3.00</i>	<i>1°12'56.22"N</i>	<i>77°16'43.28"O</i>
<i>APIQUE A-2</i>	<i>3.00</i>	<i>1°12'56.36"N</i>	<i>77°16'43.22"O</i>

Tabla 2 Resumen de exploración en campo.

Tomado de: Elaboración propia

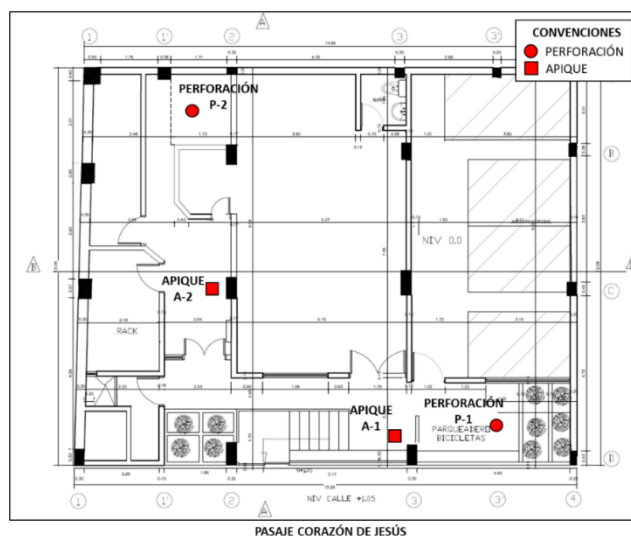


Figura 11 Localización general puntos de exploración

Tomado de: Elaboración propia

Con el fin de realizar los ensayos necesarios para la determinación de las propiedades físicas y geomecánicas del subsuelo investigado, de las exploraciones realizadas se tomaron muestras a medida que la estratigrafía cambiaba, para realizarles las pruebas de laboratorio como humedad natural, límites de Atterberg, granulometría por tamizado, corte directo (CD), compresión simple en núcleos de roca y carga puntual a muestras de roca, cumpliendo con lo descrito en el Literal H.3.3.3.1 – Propiedades Básicas de los Suelos (NSR-10).

Teniendo en cuenta la estratigrafía observada, ensayos de laboratorio y de campo; ésta se presenta con homogeneidad en el sector, constituida esencialmente por un depósito aluvial-coluvial clasto soportado conformado por bolos de diferentes diámetros, gravas uniformes, gravas limosas uniformes y una matriz areno limosa color café y gris de diferentes tonalidades. El tipo de perfil puede clasificarse como (D) de acuerdo con las especificaciones de las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE. N.S.R.-10. además de las exploraciones se, se tiene:

Apique A – 1 (Auscultación de Zapata eje 3D)

Se encuentra inicialmente con un espesor de 0.10 m el detalle de losa en concreto con cerámica, seguido por la viga de fundación en concreto con un espesor de 0.50 m, posteriormente y con un espesor de 0.60 m se observa la zapata utilizada como cimentación de la columna. La profundidad de desplante general se encuentra en 1.20 m

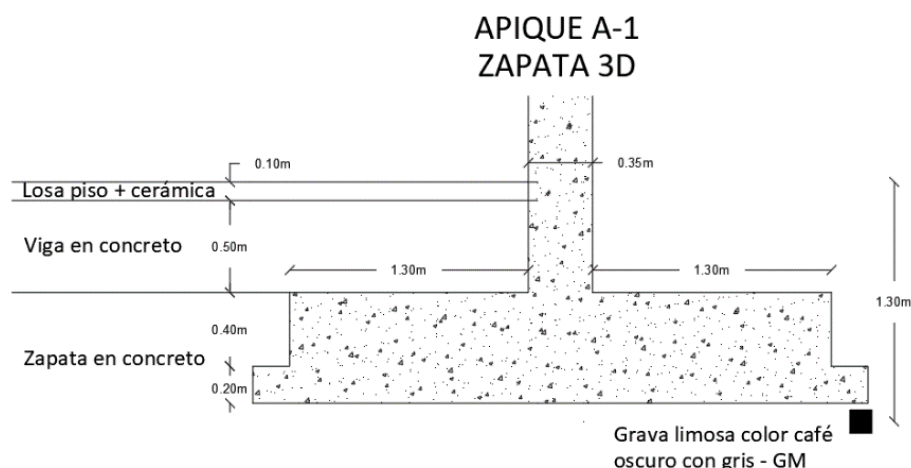


Figura 12 Representación Zapata 3D

Tomado de: Elaboración propia

Apique A – 2 (Auscultación de Zapata eje 2C)

Inicialmente con un espesor de 0.12 m se encuentra la losa en concreto con cerámica utilizada como acabado de piso, a continuación, con un espesor de 0.40 m se encuentra un suelo color café oscuro. Finalmente, y con un espesor de 0.50 m se presenta la zapata de cimentación para una profundidad de desplante general de 1.12 m

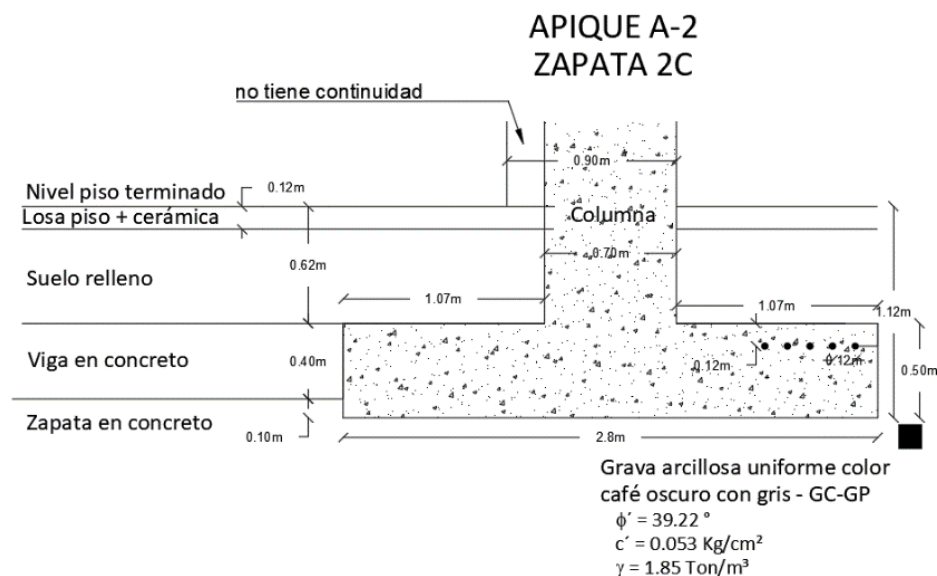


Figura 13 Representación de Zapata 2C

Tomado de: Elaboración propia

Perforaciones P – 1 y P – 2

Inicialmente y con una profundidad promedio de 1.50 metros, se encuentran bolos en una matriz color café oscuro con presencia de retal de construcción. Seguido hasta la máxima profundidad de cada ensayo por un depósito aluvial – coluvial clasto soportado con presencia de bolos en una matriz areno limoso color café oscuro. A una muestra inalterada de este estrato, se le realizó un ensayo de corte directo consolidado drenado (CD), obteniendo los siguientes parámetros físico-mecánicos efectivos:

Peso unitario (Ton/m³) = 1.85
Cohesión (Kg/cm²) = 0.053
Ángulo de fricción interna (°) = 39.22



Figura 14 Estratigrafía y auscultación de zapata
 Tomado de: elaboración propia

Los parámetros y modelo geotécnico definido a partir de los resultados de auscultación de zapatas, exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, para cálculo del esfuerzo admisible, se muestra en la Figura 15

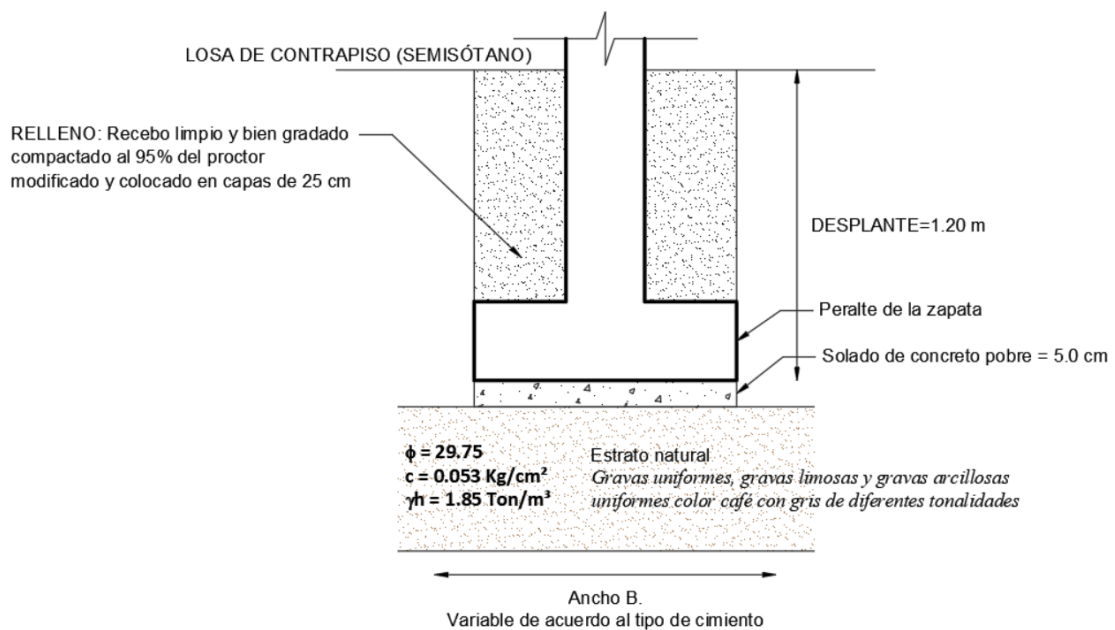


Figura 15 Tipología de cimentación y modelo geotécnico
 Tomado de: Elaboración propia

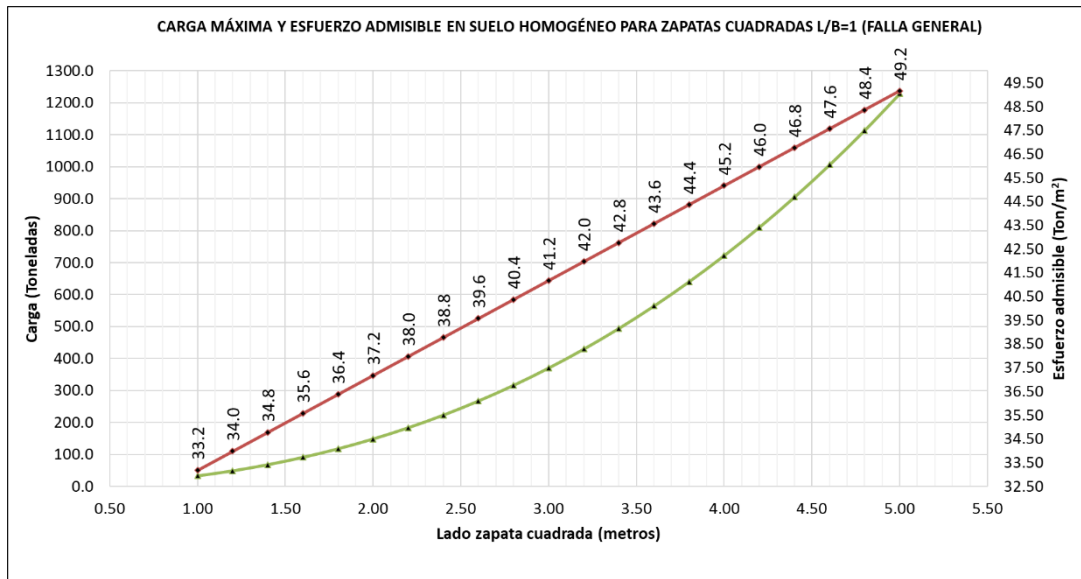


Figura 16 Esfuerzo admisible y carga máxima en suelo homogéneo para zapatas cuadradas

Tomado de: Elaboración propia

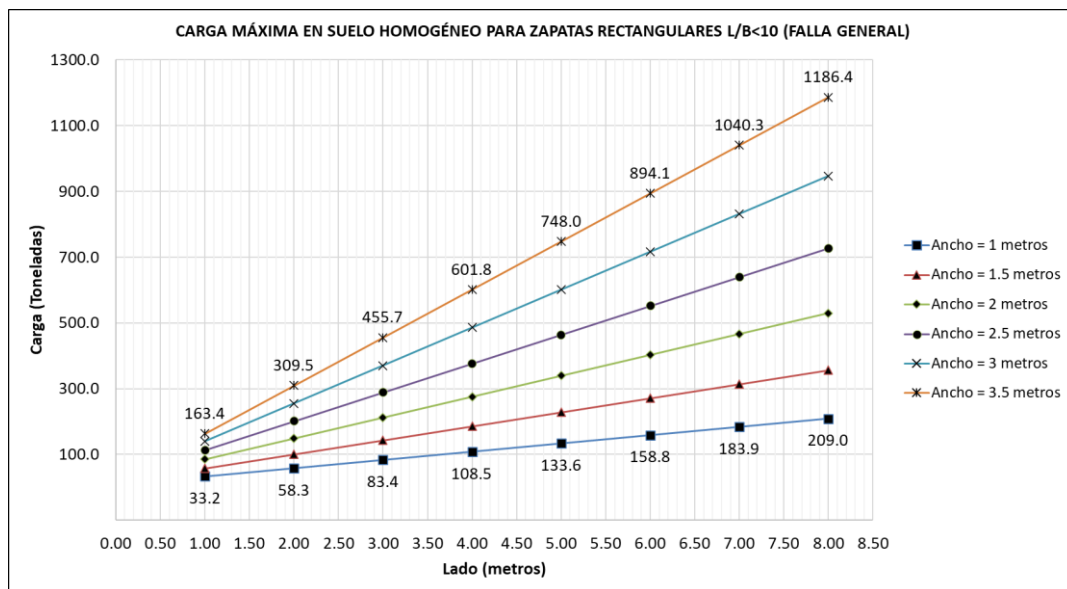


Figura 17 Carga máxima en suelo homogéneo para zapatas rectangulares

Tomado de: Elaboración propia

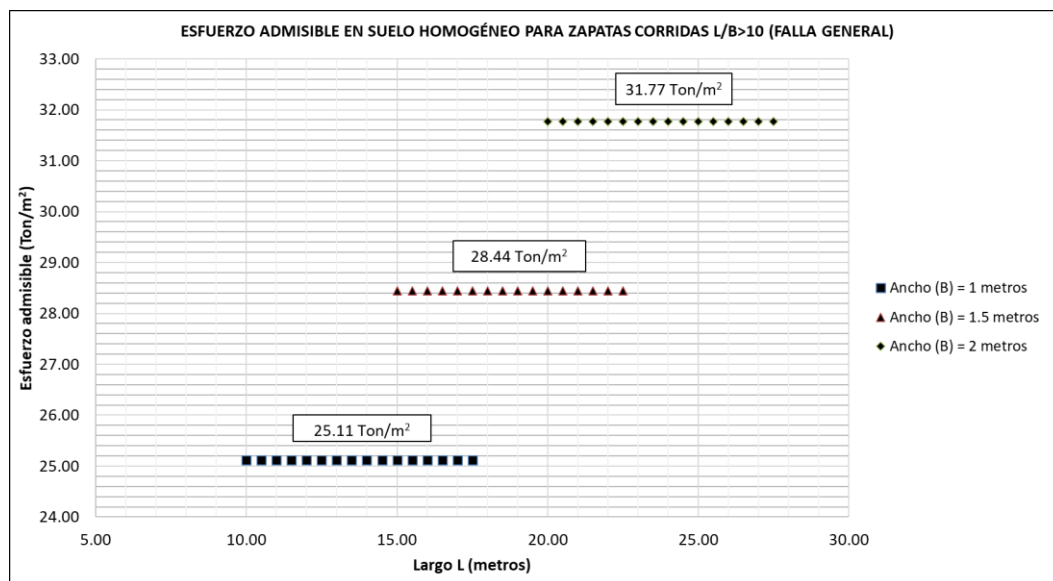


Figura 18 Esfuerzo admisible en suelo homogéneo para zapatas
Tomado de: Elaboración propia

El cálculo de las presiones máximas de contacto para cimentaciones convencionales mostrado de la Figura 16 a Figura 18 se realizó con base en las teorías de capacidad de carga considerando falla general y la formulación propuesta por Vesic, afectados por un factor de seguridad indirecto de 3.0 para obtener la permisible. De acuerdo con lo anotado anteriormente, para cálculo de la capacidad última dichos valores deberán ser multiplicados por 3.0 (Factor de seguridad considerado); Para obtención de la capacidad admisible para las diferentes condiciones de diseño y realizar el chequeo de la cimentación proyectada usando los factores de seguridad de acuerdo con la NSR-10 Título H tabla H.4.7-1 NSR-10.

Los coeficientes de balasto horizontal y vertical para chequeo del diseño estructural de las zapatas y vigas de cimentación de acuerdo a la tipología recomendada se muestran en la tabla 11. Para obtención de valores intermedios se deberá interpolar los valores respecto al esfuerzo admisible.

COEFICIENTES DE BALASTO CIMENTACIONES CUADRADAS (L/B=1.0)					COEFICIENTES DE BALASTO CIMENTACIONES RECTANGULARES (L/B<10)					COEFICIENTES DE BALASTO CIMENTACIONES CORRIDAS (L/B>10)				
B (m)	L (m)	q adm (Ton/m²)	VERTICAL (Kg/cm³)	HORIZONTAL (Kg/cm³)	B (m)	L (m)	q adm (Ton/m²)	VERTICAL (Kg/cm³)	HORIZONTAL (Kg/cm³)	B (m)	L (m)	q adm (Ton/m²)	VERTICAL (Kg/cm³)	HORIZONTAL (Kg/cm³)
1.00	1.00	33.18	3.983	1.912	1.00	1.00	33.18	3.983	1.912	1.00	10.00	25.11	3.014	1.447
5.00	5.00	49.16	5.901	2.833	3.50	8.00	42.37	5.086	2.441	2.00	27.50	31.77	3.814	1.831

Figura 19 Coeficientes de balasto para diseño de fundación cimentaciones convencionales.

Tomado de: BOWLES, JOSEPH E. - "Foundation Analysis and Design". Mc Graw-Hill, 1997

En la Tabla 3 se presenta un resumen de los principales parámetros del suelo para el nivel de desplante de las zapatas

CRITERIO	OBSERVACIÓN
Tipo de Cimentación	Zapata
Profundidad de desplante	1,20 m
Esfuerzo Admisible	37,50 Ton/m ²
Asentamiento	< 0,02 m
Módulo de reacción vertical	3,01 kg/cm ³
Módulo de reacción horizontal	1,45 kg/cm ³

Tabla 3 Resumen parámetros cimentación

Tomado de: Elaboración propia

4.1.4.2 Concepto arquitectónico de habitabilidad

La condición de habitabilidad hace referencia a las características técnicas y espaciales mínimas que debe cumplir un inmueble para garantizar la buena calidad de vida de los usuarios, durante el tiempo de ocupación de este.

Para el caso, el presente estudio se centra en el análisis de tres factores fundamentales: la seguridad humana, la accesibilidad y el confort (visual y térmico), estableciendo una lista de chequeo que permite medir el nivel de cumplimiento de cada uno de estos factores, a la luz de las normas vigentes.



Figura 20 Fachada edificación
Tomado de: Elaboración propia

CONCEPTO DE HABITABILIDAD: de acuerdo con la información analizada y con los resultados arrojados se concluye que la edificación requiere de adecuaciones locativas fundamentales para ser habitada de manera segura y confortable.

4.1.5 Movimientos sísmicos de diseño

Con base en lo establecido en el numeral A.10.4.2.1 del NSR – 10, el movimiento sísmico de diseño con el cual se efectúa el análisis de vulnerabilidad, corresponde a un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva.

4.1.5.1 Nivel de Amenaza sísmica

Conforme al numeral A.2.3 y al apéndice A-4 del NSR – 10, la ubicación de la estructura sometida a estudio se sitúa en una zona de amenaza sísmica **ALTA**,

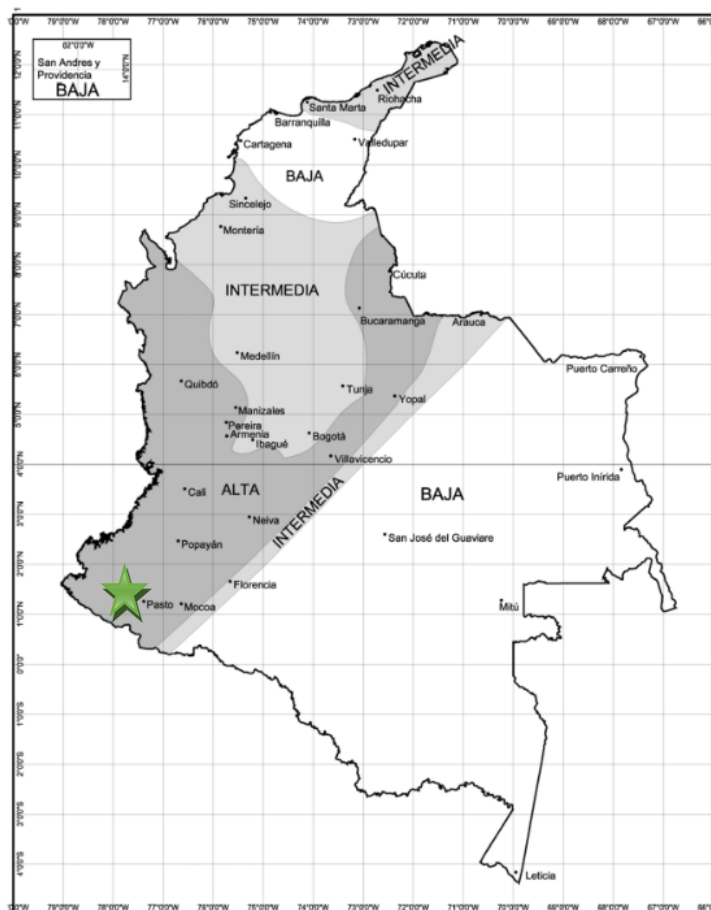


Figura 21 Zona de amenaza sísmica para edificaciones según NSR – 10.
Tomado de: Título A, NSR – 10; figura A.2.3-1

4.1.5.2 Coeficiente de importancia

Según el numeral A.2.5.1 del NSR – 10, la estructura se encuentra clasificada dentro del grupo de uso II – Edificios de ocupación especial, de acuerdo al literal (f) Edificios gubernamentales, para el cual la tabla A.2.5-1 del NSR – 10 se le asigna un coeficiente de importancia de **I = 1.10**.

4.1.5.3 Coeficientes A_a y A_v

El coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva A_a y el coeficiente de velocidad pico efectiva A_v se obtiene de las figuras contenidas en el numeral A.2.3 y la tabla para el departamento de Nariño consignada en el apéndice A-4 del NSR – 10.

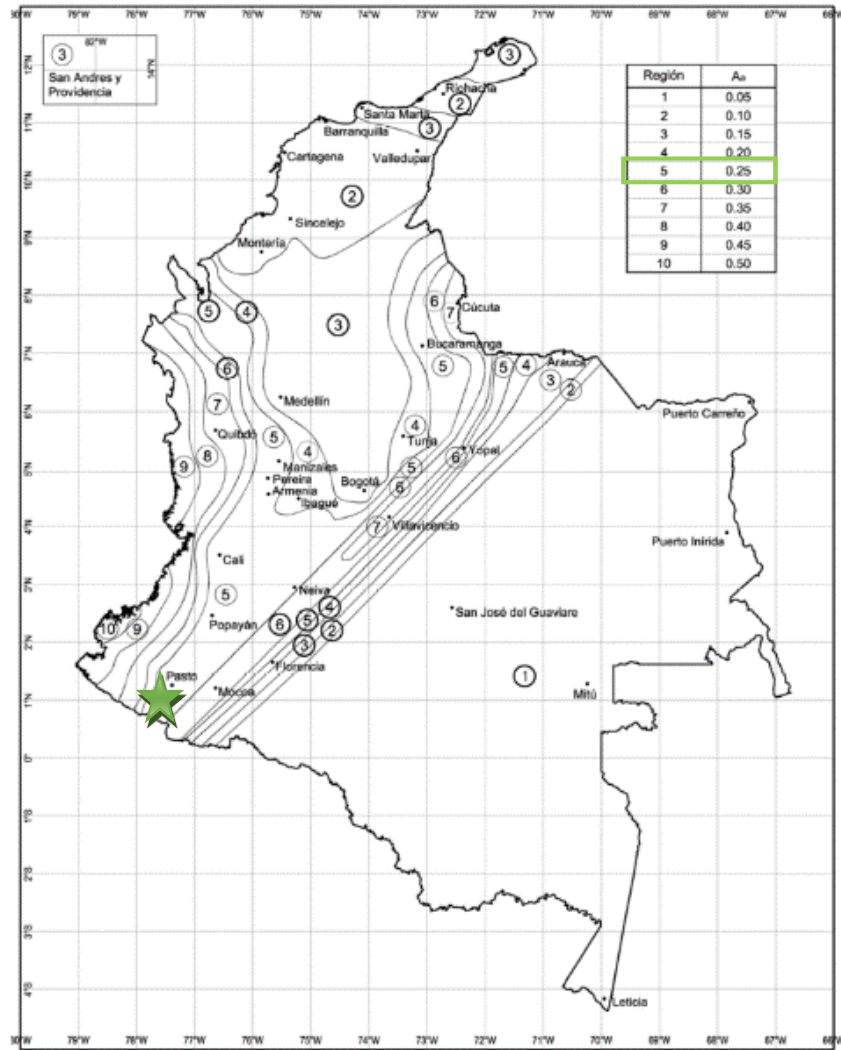


Figura 22 Mapa de valores de A_a
 Tomado de: Título A, NSR – 10, figura A.2.3-2

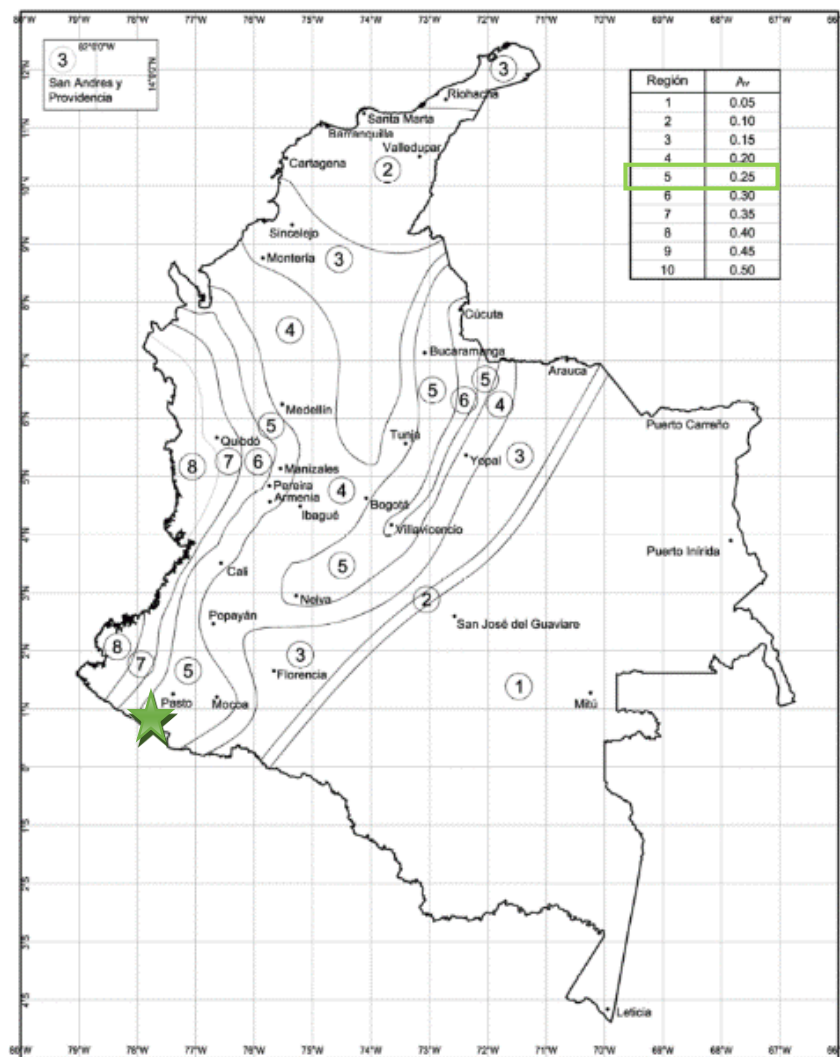


Figura 23 Mapa de valores Av
Tomado de: Título A, NSR – 10; figura A.2.3-3

4.1.5.4 Coeficientes de amplificación Fa y Fv

Por otra parte, los coeficientes de sitio se determinan utilizando los gráficos del coeficiente de amplificación del suelo Fa y Fv dependiendo del tipo de suelo y como se indica en las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 del NSR – 10, respectivamente.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	As ≤ 0.1	As = 0.2	As = 0.3	As = 0.4	As ≥ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Figura 24 Valores del coeficiente Fa
Tomado de: Título A NSR – 10, tabla A.2.4-3

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Figura 25 Valores del coeficiente F_v
Tomado de: Título A, NSR – 10; figura A.2.4-4

Interpolando, se obtienen los siguientes valores:

- $F_a = 1.30$
- $F_v = 1.90$

4.1.5.5 Espectro elástico de aceleraciones

El espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad para la verificación de derivas, es presentado en la Figura 26 y es construido con base a lo establecido en la figura A.2.6.-1 del NSR – 10 y la información presentada en la Tabla 4

TIPO DE PERFIL	D
I	1,1
Aa	0,25
Av	0,25
Fa	1,30
Fv	1,90
To (s)	0,146
Tc (s)	0,702
TL (s)	4,56

Tabla 4 Coeficientes para la construcción del espectro
Tomado de: Sodi-045-21-MC-01-Vulnerabilidad Contraloría Pasto – Volumen I tomo II

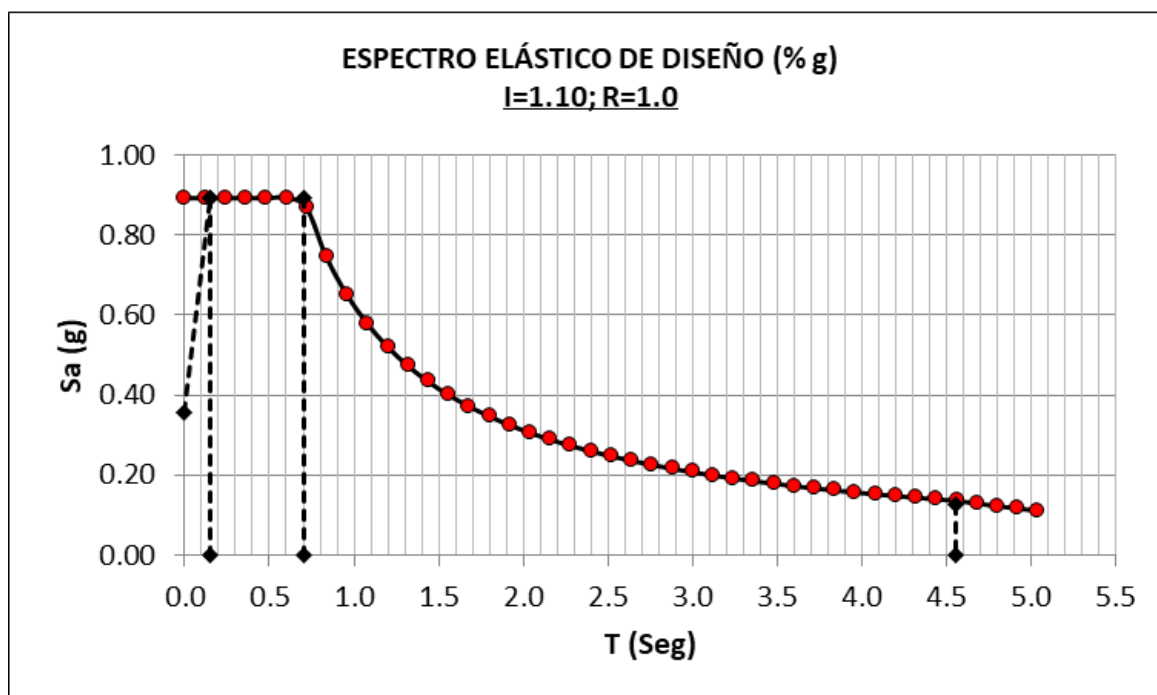


Figura 26 Espectro de diseño
Tomado de: Elaboración propia

4.1.6 Características de la estructura y del material estructural empleado

4.1.6.1 Clasificación del sistema estructural

En cumplimiento a lo establecido en el literal A.10.4.2.3, con la información suministrada por parte de la entidad y la recopilada durante la exploración de campo, la estructura presenta un sistema de pórticos en concreto (Ver A.3.2.1.3).

De acuerdo con la tabla A.3-3 del NSR – 10, para este tipo de sistema estructural y el nivel de amenaza sísmico, descrito en el numeral 4.1.5.1 de este documento, a la estructura se le asigna un coeficiente de capacidad de energía básico de $R_o = 7.0$ y un coeficiente de sobre resistencia de $\Omega_0 = 3.0$

4.1.6.2 Material estructural a emplear.

- **Concreto estructural**

Resistencia específica de vigas y losas:

$f'_c = 19.71 \text{ MPa}$ (200.98 kgf/cm^2)

Resistencia específica de columnas:

$f'_c = 19.19 \text{ MPa}$ (195.68 kgf/cm^2)

Según los resultados obtenidos en los ensayos de extracción de núcleos, presentados en el numeral 4.1.3.1.2 del presente informe, **la resistencia específica de algunos materiales es inferior a 17 MPa**, mínimo valor de resistencia para los elementos de concreto según el numeral C.5.1.1 No obstante, para el análisis se trabaja con el promedio de los resultados obtenidos.

Para el módulo de elasticidad se toma de manera conservativa el valor recomendado en el numeral C.8.5 de la NSR – 10 correspondiente a concreto sin distinguir el tipo de agregado

$$E_c = 3900 * \sqrt{f'_c}$$

- **Acero de refuerzo**

El acero de la estructura deberá cumplir con el ensayo de tracción conforme a la norma **NTC 161**

Resistencia a la fluencia del acero: $f_y = 235 \text{ MPa (2396.33 kgf/cm}^2\text{)}$
Módulo de elasticidad: $E_s = 200 \text{ GPa}$

4.1.6.3 Recubrimientos

Los recubrimientos de concreto comprenden la distancia desde la superficie del refuerzo principal al extremo del concreto, se tomarán los siguientes recubrimientos libres con base a los ensayos de regatas.

Rec. As Vigas	0.075 m	(75 mm)
Rec As Columnas	0.073 m	(73 mm)

4.1.7 Solicitaciones equivalentes

Durante la inspección de los espacios a los cuales se tuvo acceso en el edificio, no se detectó que la estructura se estuviera usando para un fin diferente al de una estructura gubernamental, tal y como se asume fue concebida en su diseño inicial. Se detectó la presencia de elementos que pudieran generar una sobrecarga sobre la estructura, estos elementos fueron tenidos en cuenta al momento de definir las solicitaciones.

4.1.7.1 Carga muerta (D)

4.1.7.1.1 Peso propio

El peso propio de cada elemento del sistema de resistencia sísmica (columnas y vigas) es calculado de forma automática por el programa de computo SAP2000, teniendo en cuenta las propiedades de los materiales utilizados y la geometría de los elementos, esta carga se configura como tipo DEAD

- **Sistema de entepiso**

Para las zonas de la edificación diferentes al vacío generado para la instalación del ascensor proyectado, las losas de entepiso no se pudieron inspeccionar debido a los acabados de piso que presenta la estructura, por lo cual se evalúa la carga de peso propio para la configuración de losa de concreto aligerada con ladrillo macizo, mostrada en la Figura 27

Pese a las irregularidades constructivas halladas, de manera conservadora se toma esta misma geometría para determinar el peso propio de la losa de entepiso

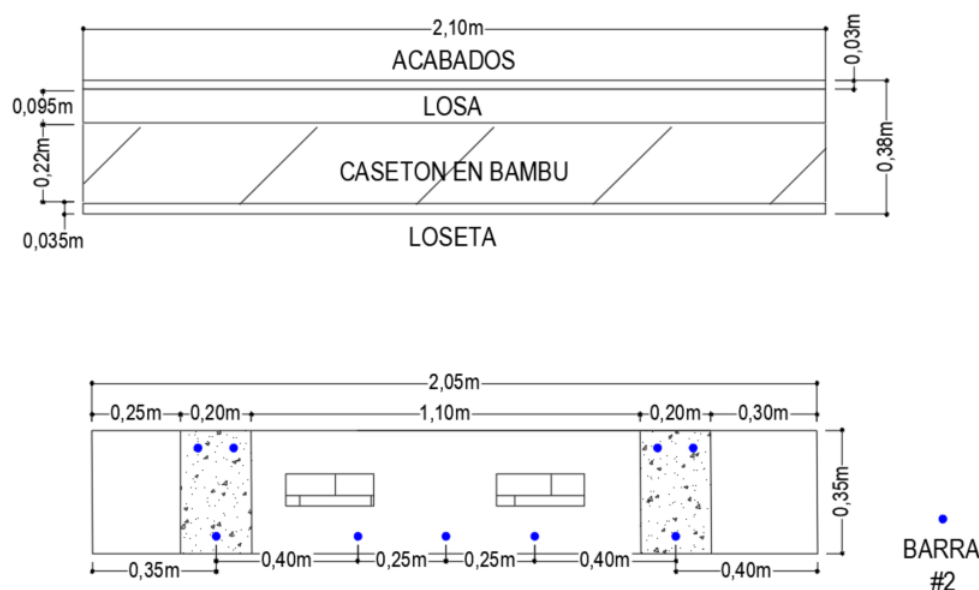


Figura 27 Esquema de configuración, losa entrepiso
Tomado de: Elaboración propia

En 1.00 m de losa:

Peso de ladrillos: 23 kg/m²

Peso de loseta de concreto: 500 kg/m²

Peso total de sistema entrepiso: 523 kg/m²

Incluyendo el peso aportado por los nervios se tiene entonces que el peso total del sistema entrepiso es de 778 kg/m²

- **Cubierta.**

Según la inspección visual, la cubierta de la estructura está compuesta mayormente en teja de arcilla, apoyada sobre un tablero de fibra con una membrana impermeabilizante que en conjunto suman una carga de 100 kg/m² (0.10 ton/m²)

4.1.7.1.2 Particiones

Las particiones que se encontraron dentro de los espacios de la edificación a los cuales se permitió el acceso fueron:

- Muros en mampostería de bloque de arcilla cuyo espesor en la mayoría de los casos es de 0.15m (Incluye revoque, estuco y pintura), por lo cual, según la tabla B.3.4.2-4 del NSR – 10 tiene una carga asignada de 470 kgf/m (0.47 ton/m)
- Ventanas, vidrios, entramado y marco que transmiten una carga de 45 kg/m², según la información contenida en la tabla B.3.4.2-5 del NSR – 10.
- Particiones móviles, según la tabla B.3.4.3-1 del NSR – 10 tienen una carga asignada de 100 kg/m²

4.1.7.1.3 Acabados

De forma general los acabos que se encontraron durante la inspección visual de la edificación son:

- Cielo raso con pañete en yeso, para lo cual se asigna una carga de 25 kg/m^2 , según la información consignada en la tabla B.3.4.1-1 del NSR -10.
- Ductos mecánicos, para lo cual se asigna una carga de 20 kg/m^2 , según la información consignada en la tabla B.3.4.1-1 del NSR – 10.
- Baldosa cerámica sobre mortero, para lo cual se asigna una carga de 110 kg/m^2 , según la información consignada en la tabla B.3.4.1-3 del NSR – 10.

La suma de los valores es inferior al mínimo establecido en la tabla B.3.4.3-1 del NSR – 10, por lo cual se toma el valor allí consignado de 180 kg/m^2

4.1.7.2 Carga viva (L)

La carga viva mínima que se puede asignar a la estructura es de 200 kg/m^2 para las áreas de oficina y de 300 kg/m^2 en corredores y escaleras, valores extraídos de la tabla B.4.2.1-1 del NSR – 10.

En las áreas dispuestas para almacenamiento el mínimo valor de carga según la tabla B.4.2.1-1 del NSR – 10 que puede aplicarse es 600 kg/m^2 para almacenamiento liviano.

En el sexto (6) y primer (1) nivel se dispone una zona para reuniones, a la cual se le asigna una carga mínima de 500 kg/m^2 para corredores y escaleras, silletería móvil y plataformas, según la información consignada en la tabla B.4.2.1-1

4.1.7.3 Carga viva de cubierta (Lr)

Para cubiertas inclinadas con pendientes inferiores a 15° , como en este caso, la carga viva de cubierta es de 50 kg/m^2 según la información contenida en la tabla B.4.2.1-2 del NSR-10.

4.1.7.4 Carga de empozamiento (Le)

La pendiente de cubierta es superior al 0.5° suficiente para permitir el escurrimiento adecuado del agua, por tanto, no aplican cargas de empozamiento.

4.1.7.5 Carga de viento (w)

Por la altura de la estructura, su ubicación respecto de otras edificaciones y el relieve de la zona, esta carga se considera despreciable para evaluar los efectos sobre el sistema estructural del edificio, por lo cual no será tenida en cuenta dentro del análisis.

4.1.8 Trayectoria de carga y dimensiones mínimas de los elementos estructurales

4.1.8.1 Trayectoria de cargas.

Dada la configuración de la estructura se espera que toda la carga aplicada sobre la losa, viaje hacia los nervios, estos distribuyan hacia las vigas, las vigas por último conduzcan la carga hacia las columnas para ser transmitidas directamente hacia la cimentación.

4.1.8.2 Dimensiones mínimas de los elementos estructurales

4.1.8.2.1 Vigas.

Para verificar la altura mínima de las vigas se toma como referencia la tabla C.9.5(a) del NSR-10, la cual establece la altura o los espesores mínimos recomendados para vigas no presforzadas o losas reforzadas en una dirección con el fin de obviar el cálculo de deflexiones.

$$\frac{l}{21} = \frac{5.3 \text{ m}}{21} = 0.25 \text{ m} < 0.35 \text{ m ok!}$$

La mayor luz a vencer por una viga de la estructura son 5.3 m, medidos entre ejes de vigas, para una viga que es continua por ambos extremos; condiciones geométricas para las cuales se requiere un espesor mínimo de 0.25 m y como la altura de los elementos es de 0.35 m se cumple con este chequeo.

4.1.8.2.2 Columnas

Las secciones transversales de las columnas se dimensionan para que la carga axial máxima debida a cargas gravitacionales, no supere el 40% del esfuerzo a compresión del concreto, es decir:

- **Para columnas de 0.3 m x 0.3 m:**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{46.3 \text{ t}}{0.40 \cdot 1040 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 0.1112 \text{ m}^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.09 m², por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.4 m x 0.3 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{95.77 \text{ t}}{0.40 \cdot 1040 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 0.23 \text{ m}^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.12 m^2 , por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.4 m x 0.4 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{27.52 \text{ t}}{0.40 \cdot 1040 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 0.066 \text{ m}^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.16 m^2 , por tanto, para las características de concreto, la sección se considera suficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.5 m x 0.3 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{140.3 \text{ t}}{0.40 \cdot 1040 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 0.337 \text{ m}^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.15 m^2 , por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.6 m x 0.3 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{140.9 \text{ t}}{0.40 \cdot 1040 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 0.336 \text{ m}^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.18 m^2 , por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.9 m x 0.3 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{236.6 \text{ t}}{0.40 \cdot 1040 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 0.56 \text{ m}^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.27 m^2 , por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.7 m x 0.3 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{148.38 \text{ t}}{0.40 \cdot 1040 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 0.42 \text{ m}^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.21 m², por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.45 m x 0.3 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{32.02 t}{0.40 \cdot 1040 \frac{t}{m^2}} = 0.07 m^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.13 m², por tanto, para las características de concreto, la sección se considera suficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.65 m x 0.3 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{114.64 t}{0.40 \cdot 1040 \frac{t}{m^2}} = 0.27 m^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.195 m², por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

- **Para columnas de 0.75 m x 0.3 m**

$$A \geq \frac{P_u}{0.40 f'_c} = \frac{265.52 t}{0.40 \cdot 1040 \frac{t}{m^2}} = 0.63 m^2$$

Las columnas tienen una mínima área transversal del 0.22 m², por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica

4.1.9 Modelado Estructural

4.1.9.1 Hipótesis de diseño

Hipótesis de diseño:

- Para completar la ejecución del análisis de vulnerabilidad, no se contó con insumos sobre la distribución de los elementos estructurales de la edificación sometida a estudio, por lo cual, en aras de cumplir con el objeto contractual y por solicitud de la entidad, de manera conservadora, se asumió la distribución de los elementos, la conformación de pórticos y el acero dispuesto con base a la información recopilada en campo y los ensayos de destrucción moderada ejecutada sobre los elementos estructurales identificados en la planta física.
- Se presume que el diseño original contemplaba el remate de las columnas en un único nivel de cubierta, amarradas en ambas direcciones por vigas de concreto reforzado,

condición que difiere de la configuración estructural observada durante la inspección de la estructura.

-

4.1.9.2 Modelo En Software Estructural

El modelado estructural del edificio fue realizado utilizando el software de diseño estructural SAP2000, donde se incluyen las diferentes secciones empleadas en el modelado, las propiedades mecánicas de los materiales, condiciones de contorno para su conexión con la cimentación y las diferentes cargas consideradas.

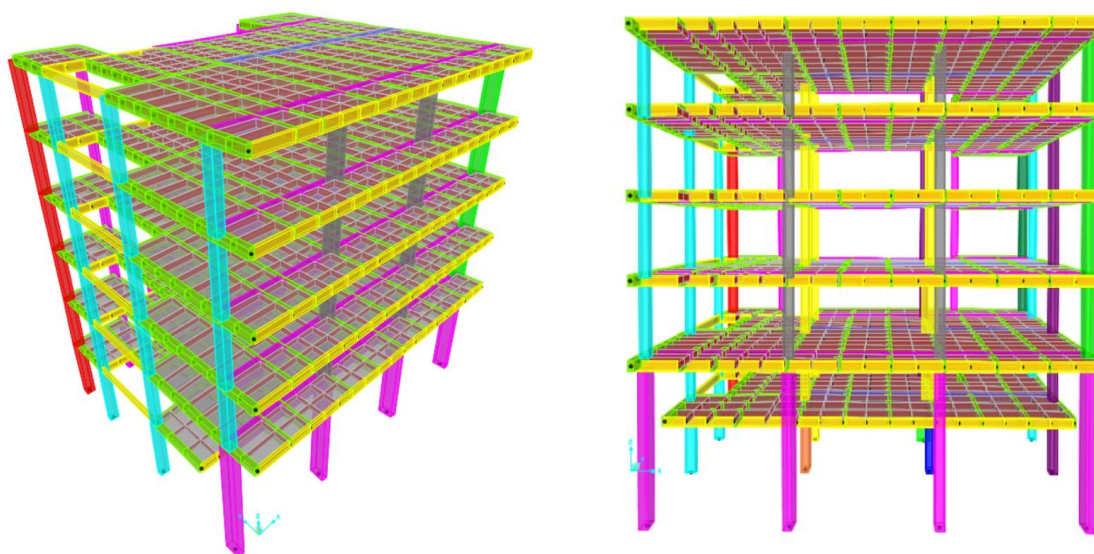


Figura 28 Geometría general del modelado estructural

Tomado de: Elaboración propia

Las solicitaciones máximas debido a flexión, carga axial y cortante para la combinación ENV R – envolvente de resistencia – se presentan de manera detallada desde el Anexo 4 hasta el Anexo 9

4.2 Resultados

4.2.1 Periodo y participación modal de masa

En la Tabla 5 se presenta los periodos de la estructura para los diferentes modos de vibrar y el porcentaje de masa que participa en cada uno de ellos, en cumplimiento del numeral A.5.4.2 del NSR-10.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1.000	1.224	0.734	0.000	0.000	0.734	0.000	0.000
MODAL	2.000	1.043	0.000	0.808	0.000	0.735	0.808	0.000
MODAL	3.000	0.859	0.114	0.002	0.000	0.849	0.810	0.000
MODAL	4.000	0.487	0.000	0.000	0.003	0.849	0.810	0.003
MODAL	5.000	0.464	0.000	0.000	0.014	0.849	0.810	0.017
MODAL	6.000	0.464	0.000	0.000	0.004	0.849	0.810	0.021
MODAL	7.000	0.464	0.000	0.000	0.001	0.849	0.810	0.022
MODAL	8.000	0.464	0.000	0.000	0.000	0.849	0.810	0.022
MODAL	9.000	0.464	0.000	0.000	0.002	0.849	0.810	0.024
MODAL	10.000	0.440	0.000	0.000	0.002	0.849	0.810	0.026
MODAL	11.000	0.407	0.000	0.000	0.000	0.849	0.810	0.026
MODAL	12.000	0.407	0.000	0.000	0.000	0.849	0.810	0.026

Tabla 5 Participación modal de masa

Tomado de: Elaboración propia

4.2.2 Ajuste de resultados para garantizar el cortante basal

De acuerdo con el numeral A.5.4.5 del NSR-10, para estructuras irregulares, se demuestra irregularidad de la estructura en el numeral 4.2.5 del presente documento, es necesario garantizar que la cortante basal dinámica sea al menos el 90 por ciento de la cortante basal estática.

En la Tabla 6 se presentan los datos de la cortante basal estática a los cuales se deben ajustar los factores dinámicos, se muestran también los resultados obtenidos de la modelación y el factor de ajuste requerido para cumplir lo establecido en el artículo A.5.4.5.

CORTANTE BASAL			
DERIVAS		DISEÑO	
Vs [Cu·Ta]	1241.38	Vsr [Cu·Ta]	328 kN
0.9 Vs [Cu·Ta]	1117.24	0.9 Vsr [Cu·Ta]	296 kN

FACTOR DE AJUSTE		
Vsx dinámico	427.46	2.61
Vsy dinámico	437.14	2.56

Tabla 6 Cortante Basal estático, dinámico y factor de ajuste

Tomado de: Elaboración propia

4.2.3 Desplazamientos máximos en la estructura

En la Figura 29 se presentan los desplazamientos máximos a los cuales está sometida la estructura para el caso de carga Sismo en dirección X.

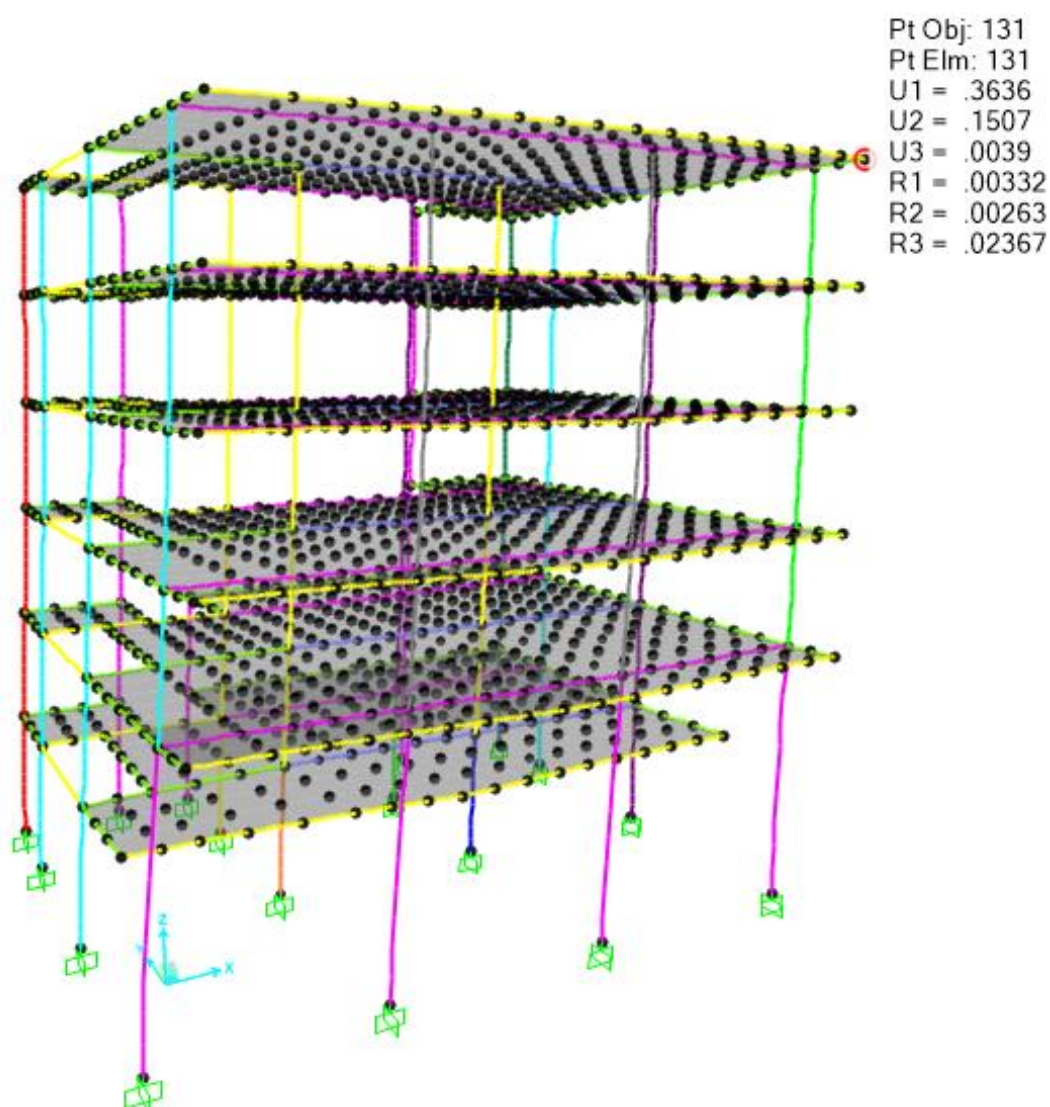


Figura 29 Desplazamientos máximos de la estructura (mm)
Tomado de: Elaboración propia

4.2.4 Verificación de derivas máximas de piso

Del modelo estructural se obtienen los desplazamientos de cada uno de los nodos de las columnas con el fin de calcular la deriva de cada elemento por piso, como se establece en el numeral A.6.3 del NSR – 10.

De acuerdo con la tabla A.6.4-1 del NSR – 10, el límite de deriva establecido para estructuras de concreto reforzado, es de 1.00 % de la altura de piso, que para la edificación de análisis la altura de piso es de 2.70 m.

En la Tabla 7 se presenta un resumen de los máximos valores de deriva obtenidos para los diferentes casos de carga contemplados en el análisis.

CASO CARGA	DE	DERIVA	STATUS
100x		3.25%	NO OK
100y		3.04%	NO OK
100x+30y		3.17%	NO OK
100y+30x		3.30%	NO OK

Tabla 7 Deriva de la estructura

Tomado de: Elaboración propia

4.2.5 Grado de irregularidad de la estructura

Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos que se presentan a continuación:

4.2.5.1 Irregularidad en planta

La edificación se considera irregular en planta cuando ocurre uno o varios casos de los descritos en la tabla A.3-6 y la figura A.3-1 del reglamento NSR-10 y es en este momento cuando se definen los valores de ϕ_p , tomando como más desfavorable el menor de estos valores.

Se evalúan las irregularidades que se consideran posibles debido a la geometría en planta de la estructura:

- **Irregularidad torsional**

Se estudia la irregularidad torsional en el remate de columnas, para los puntos entre columnas extremas que se encuentran en un mismo plano

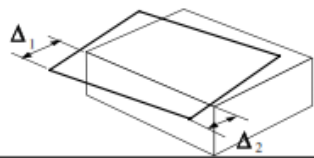
Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$	Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$
$1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
	

Figura 30 Irregularidad torsional

Tomado de: Tomado de: Título A NSR – 10, Figura A.3-1

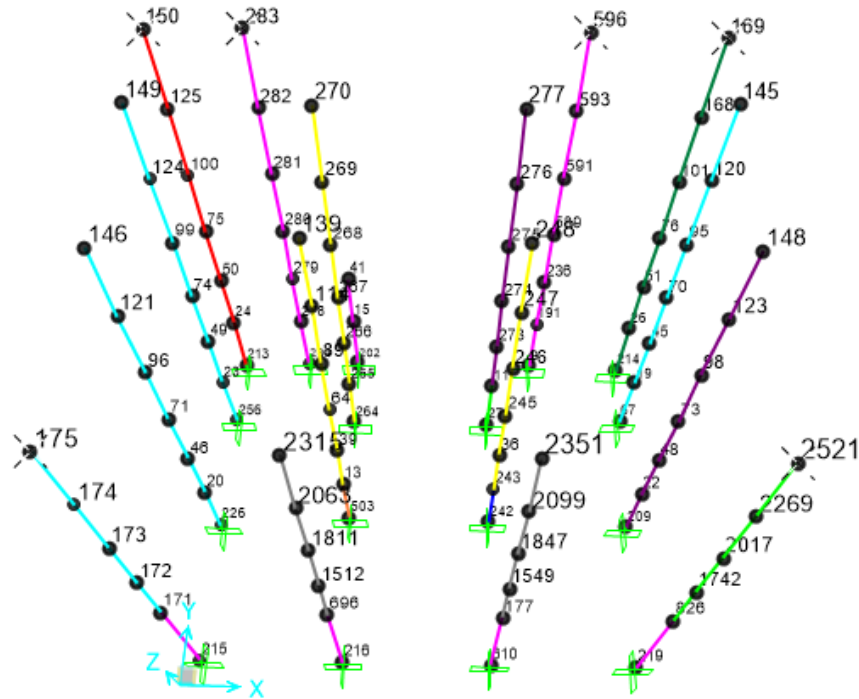


Figura 31 Numeración de nodos en columnas analizadas
Tomado de: elaboración propia

SISMO x

Nodo	Deriva	PROM	1.2 PROM	1.4 PROM	ϕ_p	
150	Δ_1	0.0158	0.0261	0.0313	0.0365	1
175	Δ_2	0.0364				

SISMO y

Nodo	Deriva	PROM	1.2 PROM	1.4 PROM	ϕ_p	
150	Δ_1	0.0306	0.0314	0.0376	0.0439	1
283	Δ_2	0.0321				

SISMO x + 0.30 SISMO y

Nodo	Deriva	PROM	1.2 PROM	1.4 PROM	ϕ_p	
169	Δ_1	0.0384	0.0374	0.0448	0.0523	1
596	Δ_2	0.0363				

SISMO y + 0.30 SISMO x

Nodo	Deriva	PROM	1.2 PROM	1.4 PROM	ϕ_p	
150	Δ_1	0.0178	0.0159	0.0191	0.0223	1
283	Δ_2	0.0140				

Tabla 8 Irregularidad torsional

Tomado de: Elaboración propia

- **Retroceso en esquinas**

Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

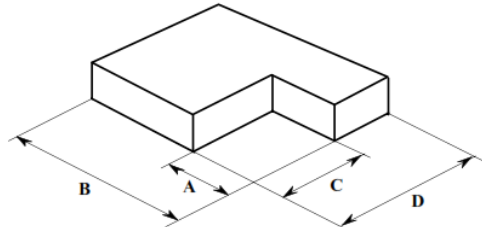


Figura 32 Irregularidad tipo 2P

Tomado de: Título A NSR – 10, Figura A.3-1

	A	B	C	D
	2.20	12.60	9.60	15.00
0.15B		1.89		
0.15D				2.25
	$A > 0.15B$	Si	$C > 0.15D$	Si

ϕ_p 0.9

Tabla 9 Retroceso en las esquinas

Tomado de: Elaboración propia

- **Desplazamiento en los planos de acción**

Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$

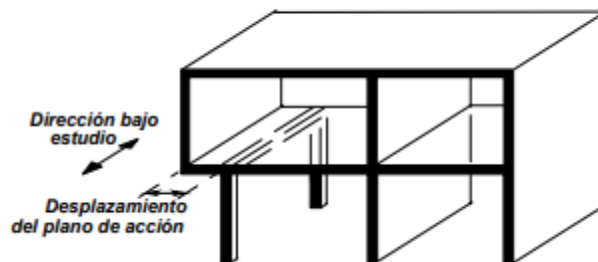


Figura 33 Desplazamiento de los planos de acción

Tomado de: NSR - 10

Se presenta desplazamiento en los planos de acción dadas las condiciones arquitectónicas presentes en los primeros tres (3) niveles de la edificación. $\phi_p = 0.8$



Figura 34 Desplazamiento en planos de acción
Tomado de: Elaboración propia

En conclusión, después de verificar las irregularidades en planta para la edificación en estudio, se ha determinado que la estructura tiene una irregularidad tipo 2P y 4P, por lo tanto:

$$\phi_p = 0.8$$

4.2.5.2 Irregularidad en Altura

La edificación se clasifica como irregular en altura cuando ocurre uno o varios casos de los descritos en la tabla A. 3- 7 y la figura A.3-2 del reglamento NSR – 10 y es en este momento cuando se definen los valores de α_a , tomando como más desfavorable el menor de estos valores.

Se evalúan las irregularidades que se consideran posibles debido a la configuración en altura de la estructura:

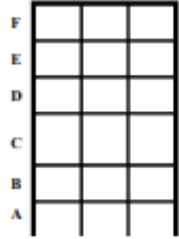
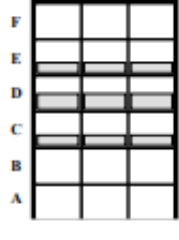
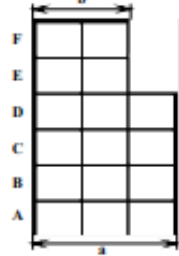
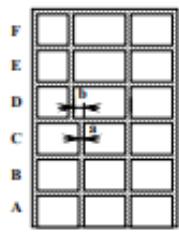
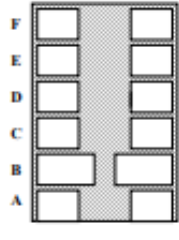
<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_n = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p> <p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_n = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p>	<p>NO</p> 
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_n = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$</p>	<p>NO</p> 
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_n = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_n = 0.8$ $b > a$</p>	<p>NO</p> 
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_n = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	<p>NO</p> 
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_n = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Figura 35 Irregularidades en Altura
 Tomado de: Titulo A, figura A.3-2, NSR - 10

- Irregularidad geométrica.

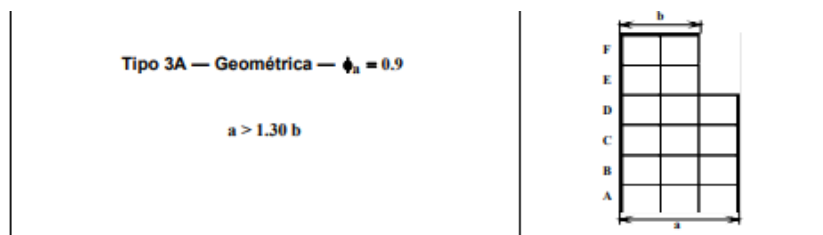


Figura 36 Irregularidad geométrica
 Tomado de: Titulo A, figura A.3-2, NSR - 10

GEOMETRÍA			
a	b	1.30b	ϕ_a
12.7	11.8	15.34	1

Tabla 10 Irregularidad Geométrica

Tomado de: Elaboración propia

En conclusión, después de verificar las irregularidades en altura para la edificación en estudio, se determina que la estructura no tiene irregularidades en altura, por tanto:

$$\phi_a = 1.0$$

4.2.5.3 Ausencia de redundancia.

Para la edificación el factor de reducción por ausencia de redundancia se le asigna un valor de 0.75 como se define en el numeral A.3.3.8 del NSR-10

4.2.5.4 Coeficiente de disipación de energía

De acuerdo con el numeral A.3.3.3 del NSR-10, el coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por ϕ_p , debido a irregularidades en planta, por ϕ_a , debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r , debido a ausencia de redundancia:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 = 1.0 \cdot 0.8 \cdot 0.75 \cdot 7.0 = 4.2$$

4.2.6 Combinaciones de las diferentes solicitaciones

Teniendo en cuenta las cargas evaluadas en el numeral 4.1.7 de este informe, se procede a realizar las combinaciones de carga que estipula el título B del NSR – 10 para el método de resistencia y el método de esfuerzos de trabajo

4.2.6.1 Combinaciones para E.L.R

se presentan las combinaciones de carga en resistencia que aplican para este proyecto según el numeral B.2.4 del NSR-10

1.4D	(B.2.4-1)
1.2D + 1.6L	(B.2.4-2)
1.2D + 1.0L	(B.2.4-3)
1.2D + 1.0E + 1.0L	(B.2.4-5)
0.9D	(B.2.4-6)
0.9D + 1.0E	(B.2.4-7)

4.2.6.2 Combinaciones de resistencia.

Se presentan las combinaciones de carga en servicio que aplican para este proyecto según el numeral B.2.3 de la NSR-10

D	(B.2.3-1)
D + L	(B.2.3-2)
D + 0.75L	(B.2.3-4)
D + 0.70E	(B.2.3-6)
D + 0.75(0.70E) + 0.75L	(B.2.3-7)
0.60D	(B.2.3-9)
0.60D + 0.70E	(B.2.3-10)

4.2.7 Coeficientes de resistencia.

De acuerdo con la información presentada en este documento, la calificación asignada al estado de la estructura y la información contenida en la tabla A.10.4-1 del NSR-10, los coeficientes de reducción de resistencia para el cálculo de la resistencia efectiva se presentan en la Tabla 11 dado que el estado actual de la estructura se clasifica como **MALA**

Calificación	Mala
ϕ_c o ϕ_e	0.6

Tabla 11. Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación

Tomado de: Elaboración propia.

De acuerdo con el numeral C.9.3 del NSR-10, los coeficientes de resistencia que aplican para los cálculos son los siguientes:

- | | |
|-------------|-----------------|
| 1. Flexión | $\phi_f = 0.90$ |
| 2. Cortante | $\phi_v = 0.75$ |

4.2.8 Análisis de vulnerabilidad

Con los resultados obtenidos de la modelación se procede a realizar una relación entre demanda y capacidad, como se establece en el numeral A.10.4.3 del NSR-10, dentro del cual se contempla la determinación del índice de flexibilidad, como lo especifica el numeral A.10.4.3.5 y la determinación del índice de sobreesfuerzo, como lo indica el numeral A.10.4.3.2.

4.2.8.1 Índice de Flexibilidad

Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el NSR – 10.

De acuerdo con el numeral A.10.4.3.5, el índice de flexibilidad se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura y el límite permitido por el reglamento para su sistema estructural. el índice de flexibilidad de la estructura es de **3.25**

4.2.8.2 Índice de sobreesfuerzo.

El índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes, calculadas de acuerdo con el numeral A.10.4.2 del NSR-10 y la resistencia efectiva.

Para el cálculo de la resistencia efectiva como se establece en el numeral A.10.4.3.4 del NSR-10, se multiplica la capacidad de la viga o columna por los factores contenidos en la Tabla 11 del presente documento.

Para el caso particular de las vigas se tiene que la resistencia efectiva se calcula como:

Capacidad a flexión

$$M_n = \phi_f \cdot \phi_c \cdot \phi_e \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

M_n = resistencia efectiva a flexión

ϕ_f = factor de resistencia a flexión

ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia, por calidad de diseño y construcción

ϕ_e = coeficiente de reducción de resistencia, por estado de la edificación

A_s = Acero de refuerzo

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

d = profundidad efectiva de la sección

a = profundidad del bloque de compresión

Capacidad a cortante

$$V_n = \phi_v \cdot \phi_c \cdot \phi_e \cdot (V_c + V_s)$$

Donde:

V_n = resistencia efectiva a cortante

ϕ_v = factor de resistencia a cortante

V_c = capacidad a cortante del concreto

V_s = capacidad a cortante del acero dispuesto

Según la información analizada, el índice de sobreesfuerzo para las columnas es de **3.74** y para las vigas es de **4.65**, por tanto, el índice de sobreesfuerzo de la estructura es de **4.65**, dado el contexto presentadp, la estructura es vulnerable.

5 Conclusiones

- Los resultados de los ensayos de extracción de núcleos arrojan que el concreto de las columnas tiene una resistencia promedio a la compresión de $f'_c = 19.19$ MPa y las vigas de $f'_c = 19.71$ MPa; sin embargo, algunos de los ensayos presentaron una resistencia límite inferior al $f'_c = 17$ MPa; establecido por el numeral C.5.1.1 del NSR – 10 como el menor límite de resistencia para un concreto estructural.

Si un material específico no cumple las características físicas, mecánicas y químicas necesarias para la misión constructiva que le corresponde, el proceso patológico surgirá más pronto o más tarde

- El primer intento de normalización del diseño y la construcción de estructuras sismo resistentes se dio por medio del Decreto 1400 de 1984; duró veinte 14 años hasta que llegó la Ley 400 de 1997 donde se expide en 1998 la norma sismo resistente NSR – 98 y luego en 2010, nace la NSR – 10 – vigente actualmente – Según información suministrada por la entidad contratante, la construcción de la edificación se llevó a cabo hace más de 40 años, sobre un predio con fecha de apertura ante oficina de Registro de Instrumentos Públicos de Pasto del 30/12/1976. Por consiguiente, se requiere de un programa de fortalecimiento estructural en aras de mejorar la respuesta de la estructura ante movimientos sísmicos tal que este fortalecimiento estructural cumpla los requisitos mínimos establecidos por el reglamento vigente.
- Tal como se demuestra en el numeral 4.1.8.2 del presente documento, algunas de las columnas tienen un área transversal inferior a la requerida según la carga axial máxima ejercida sobre los elementos, por tanto, para las características de concreto, la sección se considera insuficiente para atender las cargas gravitacionales y la acción sísmica
- De la exploración visual realizada para verificar en campo la información recopilada existente con anterioridad acerca del diseño geotécnico, estructural y arquitectónico, así como del proceso constructivo de la edificación original y sus posteriores modificaciones. De ello resulta necesario comentar que, la conformación de los pórticos existentes no es acorde con los requisitos mínimos establecidos por el Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10 de manera similar, el acero dispuesto como refuerzo para los elementos estructurales se halla liso, lo cual repercute en una falta de adherencia a los materiales aglomerantes, el escurrimiento o caída del cemento una vez adherido.
- Los resultados obtenidos para la verificación de deriva, según lo establecido en el numeral A.6.3, la estructura no cumple con los límites de deriva establecidos en la tabla A.6.4-1 del NSR-10, ya que la deriva máxima para la estructura es del **3.25%** y el límite establecido para el sistema estructural de la edificación es del **1.00%**.
- El análisis de vulnerabilidad arroja que, para las condiciones de suelo asumidas, la estructura tiene un índice de flexibilidad de **3.25**, valor superior a **1.00**, lo que indica que la edificación es vulnerable.

- Los resultados obtenidos para el índice de flexibilidad y sobre resistencia de la estructura muestran que la rigidez y capacidad de la estructura son insuficientes para atender las fuerzas contempladas en la normativa vigente, lo que implica que, ante la ocurrencia de un evento sísmico con fuerzas similares a las contenidas en el NSR-10, la edificación puede tener daños graves e incluso posibles colapsos.

6 Referencias Bibliográficas

FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. FOURTH EDITION 1988 Maidenhead, Berkshire SL6 2QL, England McGraw-Hill Book Company Limited, England

Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título A – Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente, Bogotá D.C., Colombia.

Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título B - Cargas, Bogotá D.C., Colombia.

Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título C – Concreto estructural, Bogotá D.C., Colombia.

Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título H – Estudios geotécnicos, Bogotá D.C., Colombia.

Broto, C. Enciclopedia Broto de Patologías de la Construcción. Links International.[Serida en línea] 2012

Nilson, Arthur H. (2001). Diseño de estructuras de concreto. Duodécima Edición. McGraw-Hill. Bogotá D.C. Colombia.

McCormac, Jack C. (2002). Diseño de concreto reforzado. Cuarta Edición. Alfaomega. México D.F. México.

Segura Franco, Jorge. (2011) Estructuras de Concreto 1. Bogotá D.C: Universidad Nacional de Colombia.

Jaramillo Jiménez, José Oscar. (2010) Ingeniería Estructural. Manizales: Universidad Nacional de Colombia.

Uribe Escamilla, Jairo. (1997). Análisis de Estructuras. Bogotá D.C: Universidad escuela colombiana de Ingeniería.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas. (2014). Guía para la presentación de trabajos escritos. Bogotá D.C.

Garza Vázquez, L. (2002). Diseño de Estructuras de Cimentación de acuerdo a NSR - 10. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín.

7 Anexos

7.1 Anexo 1

Elemento	Nivel	Posición		Lectura Promedio	Max. Permitido	Min. Permitido	Resist.	Estado
Columna 3C	Piso 6	A	Lateral	37	43	31	35 MPa	ACEPTADO
Columna 3B	Piso 6	A	Lateral	36	42	30	33 MPa	ACEPTADO
Columna 1B'	Piso 6	A	Lateral	39	45	33	37 MPa	ACEPTADO
Columna 4D	Piso 6	A	Lateral	41	47	35	42 MPa	ACEPTADO
Columna 1D	Piso 6	A	Lateral	36	42	30	33 MPa	ACEPTADO
Viga D1-2	Piso 7	B	Inferior	32	38	26	19 MPa	ACEPTADO
Viga 3B-C	Piso 7	B	Inferior	36	42	30	26 MPa	ACEPTADO
Viga B2-3	Piso 7	B	Inferior	38	44	32	29 MPa	ACEPTADO
Viga 3C-D	Piso 7	B	Inferior	36	42	30	26 MPa	ACEPTADO
Viga B1-2	Piso 7	B	Inferior	36	42	30	26 MPa	ACEPTADO
columna 1B'	Piso 4	A	Lateral	38	44	32	37 MPa	ACEPTADO
Columna 1D	Piso 4	A	Lateral	30	36	24	22 MPa	ACEPTADO
Columna 4D	Piso 4	A	Lateral	43	49	37	46 MPa	ACEPTADO
Columna 3B	Piso 4	A	Lateral	41	47	35	41 MPa	ACEPTADO
Columna 3C	Piso 4	A	Lateral	36	42	30	33 MPa	ACEPTADO
Columna 3D	Piso 1	A	Lateral	39	45	33	39 MPa	ACEPTADO
Columna 1D	Piso 1	A	Lateral	30	36	24	23 MPa	ACEPTADO
Columna 2C	Piso 1	A	Lateral	38	44	32	35 MPa	ACEPTADO
Viga C 3-4	Piso 4	C	Superior	35	41	29	35 MPa	ACEPTADO
Viga 3 C - B	Piso 4	C	Superior	23	29	17	18 MPa	ACEPTADO
Viga C 1-2	Piso 5	B	Inferior	46	52	40	44 MPa	ACEPTADO
Viga B 1-2	Piso 5	B	Inferior	37	43	31	28 MPa	ACEPTADO
viga B 2-3	Piso 5	B	Inferior	37	43	31	27 MPa	ACEPTADO
viga C 2-1	Piso 2	B	Inferior	39	45	33	31 MPa	ACEPTADO
Viga B 2-1	Piso 2	B	Inferior	39	45	33	31 MPa	ACEPTADO
Viga 1' B	Piso 2	B	Inferior	34	40	28	22 MPa	ACEPTADO

Anexo 1 Resultado ensayo – Esclerómetro
Tomado de: Elaboración propia

7.2 Anexo 2

ELEMENTO	NIVEL	UBICACIÓN	TIEMPO MEDIDO EN CAMPO (MICROSEGUNDOS)											
			100,00 mm		200,00 mm		300,00 mm		400,00 mm					
			TOMA 1	TOMA 2	TOMA 1	TOMA 2	TOMA 1	TOMA 2	TOMA 1	TOMA 2				
COLUMNNA	6	3-B	46,50 µs	45,40 µs	102,90 µs	102,10 µs	149,30 µs	148,00 µs	183,00 µs	185,30 µs				
VIGA	6	B2-3	36,00 µs	45,20 µs	125,70 µs	177,90 µs	289,40 µs	268,40 µs	384,50 µs	386,00 µs				
COLUMNNA	6	3-C	34,90 µs	36,00 µs	114,30 µs	97,80 µs	143,10 µs	141,80 µs	169,80 µs	201,00 µs				
VIGA	6	3C-D	49,30 µs	50,80 µs	104,50 µs	105,90 µs	199,20 µs	248,20 µs	338,20 µs	333,20 µs				
COLUMNNA	6	4-D	37,20 µs	37,70 µs	75,30 µs	89,10 µs	109,90 µs	109,80 µs	161,00 µs	160,70 µs				
COLUMNNA	6	A-4	41,90 µs	40,10 µs	95,70 µs	95,30 µs	113,70 µs	113,50 µs	133,00 µs	133,10 µs				
VIGA	6	4A-B	76,60 µs	83,20 µs	213,10 µs	194,80 µs	314,00 µs	252,60 µs	404,80 µs	406,40 µs				
COLUMNNA	6	A-2	36,40 µs	35,50 µs	86,00 µs	85,60 µs	118,80 µs	125,10 µs	235,40 µs	237,80 µs				
VIGA	6	B1-1'	67,20 µs	69,30 µs	171,70 µs	173,30 µs	280,30 µs	289,50 µs	1178,00 µs	1207,30 µs				
COLUMNNA	4	3-C	36,60 µs	35,10 µs	78,50 µs	59,10 µs	97,30 µs	94,90 µs	117,00 µs	116,90 µs				
COLUMNNA	4	1-D	55,70 µs	63,40 µs	116,40 µs	134,80 µs	174,50 µs	174,30 µs	221,50 µs	292,30 µs				
COLUMNNA	4	4-D	37,70 µs	38,40 µs	95,30 µs	95,70 µs	146,60 µs	147,00 µs	218,40 µs	217,60 µs				
COLUMNNA	4	1-C	60,20 µs	58,10 µs	116,30 µs	105,30 µs	157,60 µs	123,30 µs	225,40 µs	180,30 µs				
VIGA	4	B1-1'	61,80 µs	77,50 µs	200,50 µs	156,90 µs	235,80 µs	268,40 µs	492,80 µs	550,70 µs				
COLUMNNA	4	1-B	41,30 µs	45,70 µs	100,30 µs	128,80 µs	170,40 µs	192,80 µs	268,00 µs	246,40 µs				
COLUMNNA	1	3-D	29,50 µs	58,20 µs	86,10 µs	124,10 µs	236,20 µs	180,70 µs	321,10 µs	347,10 µs				
COLUMNNA	1	2-C	57,50 µs	35,80 µs	95,00 µs	90,40 µs	128,20 µs	128,70 µs	153,90 µs	182,90 µs				

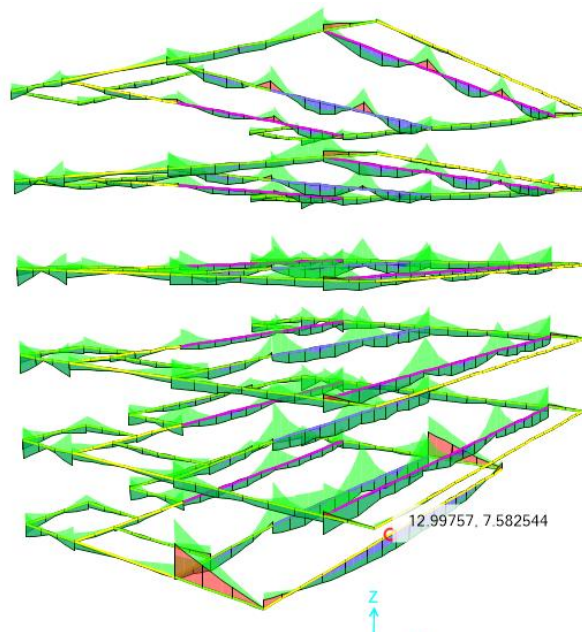
Anexo 2 Resultado Ensayo – Ultrasonido
Tomado de: Elaboración propia

7.3 Anexo 3

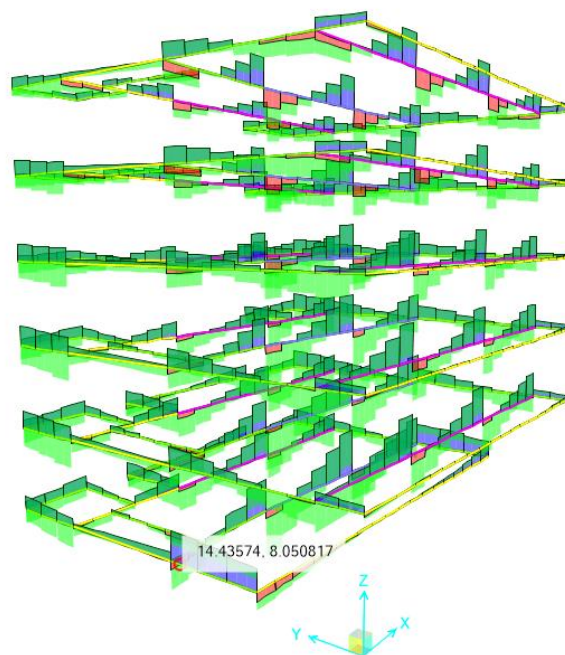
DIAGRAMACION DE REGATAS Y EXT_NUCLEO			
ENSAYO	NIVEL	LOCALIZACION	ESQUEMA
REGATA\EXTR_NUCLEO	NIVEL 1	Columna 1A	
REGATA\EXTR_NUCLEO	NIVEL 1	Columna 2C	
REGATA\EXTR_NUCLEO	NIVEL 1	Columna 3D	
REGATA\EXTR_NUCLEO	NIVEL 4	Columna 1B	
REGATA\EXTR_NUCLEO	NIVEL 4	Columna 3C	
REGATA\EXTR_NUCLEO	NIVEL 4	VIGA 3 C-D	
REGATA	NIVEL 4	VIGA 3 C-B	
REGATA	NIVEL 4	VIGA C 3-4	
REGATA	NIVEL 4	VIGA C 3-2	
REGATA	NIVEL 4	VIGA C 2-3	
REGATA	NIVEL 1	VIGA C 2-1	
EXTR_NUCLEO	NIVEL 2	VIGA A 2-1	
EXTR_NUCLEO	NIVEL 2	VIGA 2 A-B	

Anexo 3 Localización regatas
Tomado de: Elaboración propia

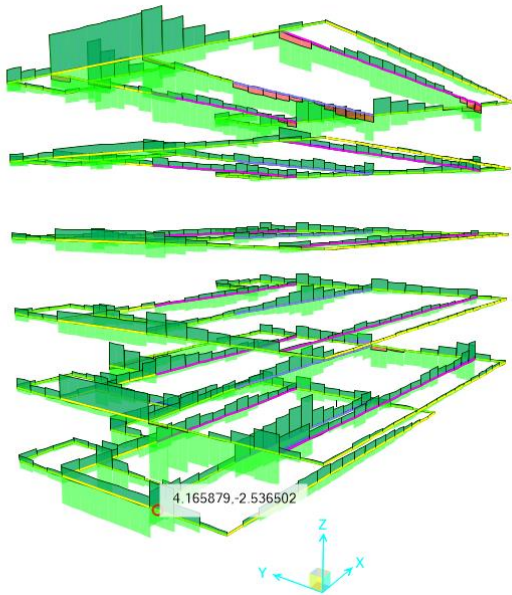
7.4 Anexo 4 – Anexo 9



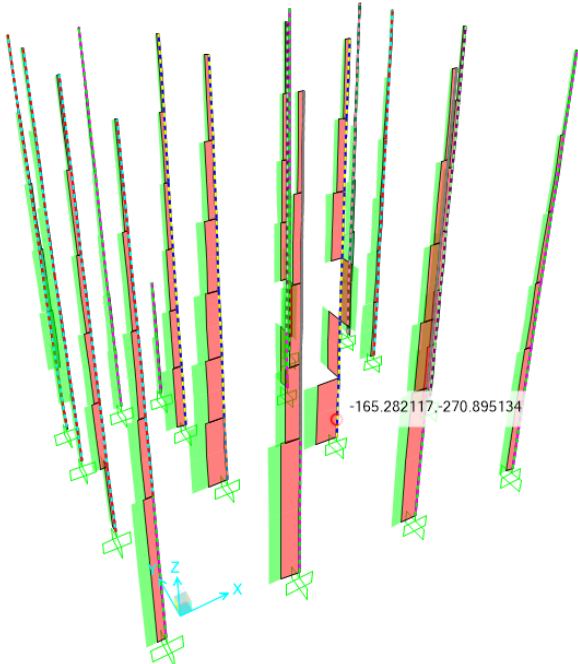
Anexo 4 Valor momento máximo en vigas (kN*m) – ENV R
Tomado de: Elaboración propia



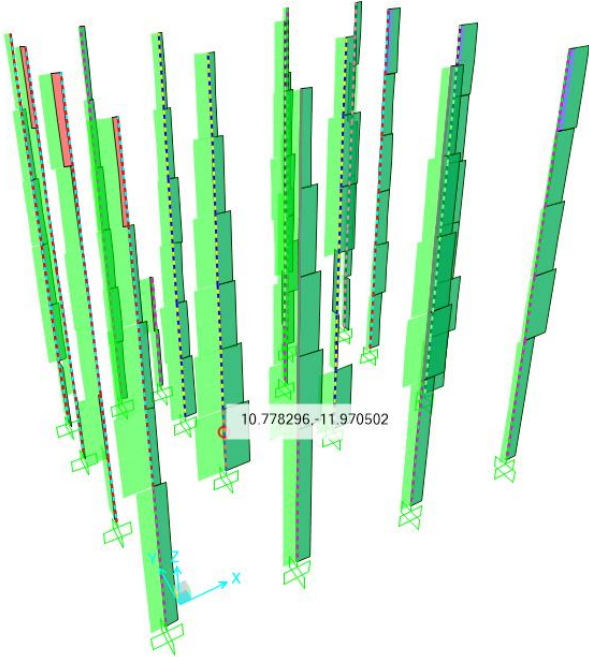
Anexo 5 Valor cortante máximo en vigas (kN) - ENV R
Tomado de: Elaboración propia



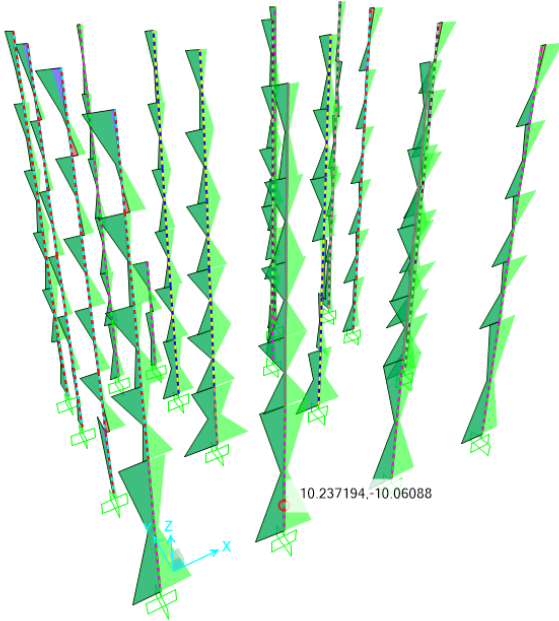
Anexo 6 Valor máxima carga Axial (ton) - ENV R
Tomado de: Elaboración propia



Anexo 7 Valor máximo carga axial en columnas (kN) - ENV R
Tomado de: Elaboración propia



Anexo 8 Valor máximo cortante en columnas (kN) - ENV R
Tomado de: Elaboración propia



Anexo 9 Valor máximo de momento en columnas (kN*m)
Tomado de: Elaboración propia