

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA SEDE PRINCIPAL
DEL COLEGIO DE SANTANDER EN BUCARAMANGA**

**CARLOS ALBERTO PICON VARGAS
DIEGO FERNANDO VARGAS MARTINEZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2011

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA SEDE PRINCIPAL
DEL COLEGIO DE SANTANDER EN BUCARAMANGA**

**CARLOS ALBERTO PICON VARGAS
DIEGO FERNANDO VARGAS MARTINEZ**

TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

**DIRECTOR
PhD. ALVARO VIVIESCAS JAIMES**

**CODIRECTOR
ING. CAROLINA QUINTERO RAMÍREZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2011

*A Dios y la virgen por las bendiciones recibidas.
A mis padres Álvaro Picón y Berenice
Vargas por su apoyo incondicional.
A mis hermanos por el cariño recibido.
Y a todas las personas que me
acompañaron en el transcurso de este camino.*

CARLOS ALBERTO PICON VARGAS

A Dios, quien me a compañía siempre.

A mis padres Rosalba Martínez y Horacio Vargas, por su apoyo y confianza pude lograr mis metas.

A toda mi familia y amigos, que gracias a sus consejos y palabras de aliento crecí como persona.

DIEGO FERNANDO VARGAS MARTÍNEZ

AGRADECIMIENTOS

A nuestro director de proyecto Álvaro Viviescas Jaimes por convertirse en un apoyo indispensable para la consolidación de este proyecto.

Al Ing. Jorge Fabián Gelvez Munevar por su tiempo y orientación incondicional.

A la Ing. Carolina Quintero Ramírez por su colaboración.

Al rector del Colegio de Santander Pbro. German Romero C. por la colaboración y disposición en la elaboración y desarrollo de nuestro proyecto.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION	12
1. GENERALIDADES.....	14
1.1. VULNERABILIDAD SISMICA	14
1.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	17
1.2.1.1. ANÁLISIS LINEAL.....	17
1.2.1.2. ANÁLISIS NO-LINEAL	17
1.2.1.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	18
1.2.1.3.1.1. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ATC-40).....	21
1.2.1.3.1.2. MÉTODO DE COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 273/356)	22
2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	24
2.1. DESCRIPCION DE LAS EDIFICACIONES	24
2.2. MODELAMIENTO EN EL SOFTWARE SAP2000	28
3. EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	34
3.1. PATOLOGÍAS	34
3.1.1.1. BLOQUE TIPO I.....	34
3.1.1.2. BLOQUE TIPO II.....	40
4. EQUIPOS UTILIZADOS PARA LAS PRUEBAS DE VIBRACION AMBIENTAL ..	42
5. EQUIPOS UTILIZADOS PARA LA DETECION DE BARRAS DE REFUERZO ...	44
5.2. BLOQUE TIPO IA.....	45
5.3. BLOQUE TIPO IB.....	46
5.4. BLOQUE TIPO II.....	47
5.5. COLUMNAS TIPO ESCOGIDAS EN LOS DOS BLOQUES	48
6. CONTROL DE DERIVAS.....	49
7. ANALISIS DE RESULTADOS.....	53
7.1.1. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE TIPO IA.....	53
7.1.1.1. Pushover en dirección X	53
7.1.1.2. Pushover en dirección Y	54
7.1.2. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE TIPO IB.....	56
7.1.2.1. Pushover en dirección X	56
7.1.2.2. Pushover en dirección Y	58
7.1.3. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE TIPO II	59
7.1.3.1. Pushover en dirección X	59

7.1.3.2.	Pushover dirección Y	60
7.2.	PUNTO DE DESEMPEÑO BLOQUE TIPO IA.....	62
7.2.1.1.	Pushover dirección X.	62
7.2.1.2.	Pushover dirección Y.	63
7.2.2.	PUNTO DE DESEMPEÑO BLOQUE TIPO IB.....	63
7.2.2.1.	Pushover dirección X.	63
7.2.2.2.	Pushover dirección Y.	64
7.2.3.	PUNTO DE DESEMPEÑO BLOQUE TIPO II.	64
7.2.3.1.	Pushover dirección X.	64
7.2.3.2.	Pushover dirección Y.	65
8.	CONCLUSIONES.....	67
BIBLIOGRAFÍA		69
ANEXOS		71
ANEXO A: RECOPIACION FOTOGRAFICA.....		71
ANEXO B: PLANO GEOMETRICO DEL COLEGIO SANTANDER		78

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. VULNERABILIDAD SÍSMICA ¹	14
FIGURA 2. CURVA PUSHOVER ⁶	19
FIGURA 3. PÓRTICO Y PÓRTICO CON ROTULAS PLÁSTICAS PREVISTAS ⁷	20
FIGURA 4. RELACIÓN NO LINEAL FUERZA-DESPLAZAMIENTO.	22
FIGURA 5. MODELO BLOQUE TIPO 1A.....	24
FIGURA 6. CONFIGURACIÓN EN PLANTA MODELO IA.	25
FIGURA 7. MODELO BLOQUE TIPO IB.....	26
FIGURA 8. CONFIGURACIÓN EN PLANTA MODELO IB.	26
FIGURA 9. MODELO BLOQUE TIPO II.	27
FIGURA 10. CONFIGURACIÓN EN PLANTA MODELO II.....	27
FIGURA 11. RECUADRO PROPIEDADES DEL MATERIAL.	28
FIGURA 12. RECUADRO SECCIÓN RECTANGULAR.....	29
FIGURA 13. RECUADRO REFUERZO COLUMNAS.....	29
FIGURA 14. RECUADRO REFUERZO VIGAS.	29
FIGURA 15. RECUADRO SECCIÓN TIPO SHELL.....	30
FIGURA 16. RECUADRO RESTRICCIÓN EN APOYOS.....	30
FIGURA 17. RECUADRO DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA.	31
FIGURA 18. RECUADRO CASOS DE ANÁLISIS.....	32
FIGURA 19. RECUADRO MÚLTIPLES ESTADOS.....	33
FIGURA 20. RECUADRO CONTROL DE DEESPLAZAMIENTO.	33
FIGURA 21. RECUADRO PARÁMETROS NO LINEALES.....	33

FIGURA 22. SISTEMA ESTRUCTURAL.	34
FIGURA 23. COLUMNA MUY DETERIORADA.....	35
FIGURA 24. DETERIORO Y HUMEDAD EN VIGA Y COLUMNA.	36
FIGURA 25. NODO DETERIORADO.	37
FIGURA 26. FISURACIÓN EN NODO.	38
FIGURA 27. DETERIORO EN LA LOSA.	39
FIGURA 28. COLUMNA CON REFUERZO EXPUESTO.	40
FIGURA 29. HUMEDAD EN VIGA Y LOSA.....	41
FIGURA 30. ALTUS DIGITAL RECORDER K2 DE KINEMATICS.	42
FIGURA 31. EPISENSOR TRIAXIAL FB ES-T, DE KINEMATICS.....	42
FIGURA 32. DETECCIÓN DE BARRAS DE REFUERZO.	44
FIGURA 33. COLUMNAS ANALIZADAS BLOQUE IA.....	45
FIGURA 34. COLUMNAS ANALIZADAS BLOQUE IB.....	46
FIGURA 35. COLUMNAS ANALIZADAS BLOQUE II.	47
FIGURA 36. COLUMNAS TIPO ENCONTRADAS EN LA ESTRUCTURA.	48
FIGURA 37. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE IA DIRECCIÓN X.	53
FIGURA 39. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 11.89 CM.	54
FIGURA 38. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 3.75 CM.	54
FIGURA 41. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 3.3 CM.	55
FIGURA 40. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE IA DIRECCIÓN Y.	55
FIGURA 42. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 30 CM.	56
FIGURA 43. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE IB DIRECCIÓN X.	56
FIGURA 45. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 11.76 CM.	57

FIGURA 44. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 3.1 CM.	57
FIGURA 46. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE IB DIRECCIÓN Y.	58
FIGURA 47. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 4.03 CM.	58
FIGURA 48. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 29.19 CM.	59
FIGURA 49. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE II DIRECCIÓN X.....	59
FIGURA 50. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 6.72 CM.	60
FIGURA 51 ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 16.81 CM.	60
FIGURA 52. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE II DIRECCIÓN Y.....	61
FIGURA 53. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 2.2 CM.	61
FIGURA 55. PUNTO COMPORTAMIENTO BLOQUE IA EN DIRECCIÓN X.	62
FIGURA 54. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARA UN DESPLAZAMIENTO DE 22.51 CM.	62
FIGURA 56. PUNTO COMPORTAMIENTO BLOQUE IA EN DIRECCIÓN Y.	63
FIGURA 57. PUNTO COMPORTAMIENTO BLOQUE IB EN DIRECCIÓN X.	63
FIGURA 58. PUNTO COMPORTAMIENTO BLOQUE IB EN DIRECCIÓN Y.	64
FIGURA 59. PUNTO COMPORTAMIENTO BLOQUE II EN DIRECCIÓN X.....	64
FIGURA 60. PUNTO COMPORTAMIENTO BLOQUE II EN DIRECCIÓN Y.....	65

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. BLOQUE TIPO IA.	24
TABLA 2. BLOQUE TIPO IB.	25
TABLA 3. BLOQUE TIPO II.	27
TABLA 4. CONTEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON AFECTACIÓN.	41
TABLA 5. COMPARACIÓN DE PERIODOS DE LA ESTRUCTURA.	43
TABLA 6. REQUISITOS SÍSMICOS BLOQUE IA.	66
TABLA 7. REQUISITOS SÍSMICOS BLOQUE IB.	66
TABLA 8. REQUISITOS SÍSMICOS BLOQUE II.	66

LISTA DE GRAFICAS

GRAFICA 1. CONTROL DE DERIVA BLOQUE TIPO IA EN X.....	49
GRAFICA 2. CONTROL DE DERIVA BLOQUE TIPO IA EN Y.....	50
GRAFICA 3. CONTROL DE DERIVA BLOQUE TIPO IB EN X.....	50
GRAFICA 4. CONTROL DE DERIVA BLOQUE TIPO IB EN Y.....	51
GRAFICA 5. CONTROL DE DERIVA BLOQUE TIPO II EN X.....	51
GRAFICA 6. CONTROL DE DERIVA BLOQUE TIPO II EN Y.....	52

RESUMEN

TITULO: EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA SEDE PRINCIPAL DEL COLEGIO DE SANTANDER EN BUCARAMANGA

AUTORES: CARLOS ALBERTO PICON VARGAS
DIEGO FERNANDO VARGAS MARTINEZ

PALABRAS CLAVES: VULNERABILIDAD SISMICA, PATOLOGIAS, PUSHOVER, PUNTO DE DESEMPEÑO.

CONTENIDO:

En este proyecto se evaluó la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del colegio Santander en Bucaramanga, inspeccionando visualmente el estado actual de la estructura. Posteriormente se realizó el estudio y la documentación fotográfica de las patologías encontradas en la estructura, se hizo un escaneo de las barras de refuerzo transversal y longitudinal de los pórticos del sistema estructural de las edificaciones, se realizó un ensayo de vibración ambiental con el fin de obtener los periodos fundamentales reales de los bloques tipo, se creó un plano geométrico de la infraestructura antigua y un modelo numérico de elementos finitos en el software SAP2000 con las secciones y aceros de refuerzo obtenidas en los ensayos anteriormente mencionados, además este fue calibrado con los periodos de vibración ambiental obtenidos por medio del equipo K2 (Altus digital recorder) para lograr este fin se manipulo la variable módulo de elasticidad del concreto el cual se redujo aproximadamente un veinte por ciento. Teniendo en cuenta la facilidad que ofrece la herramienta Pushover se evaluó el sistema estructural con la metodología propuesta por las normas estadounidenses FEMA-353 y la ATC-40 y el cumplimiento de los principales requerimientos de diseño sísmico basados en el reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

* Proyecto de grado.

** Facultad de ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director: Alvaro Viviescas Jaimes. Codirector: Carolina Quintero Ramírez.

SUMMARY

TITLE: Evaluation of the seismic vulnerability of the headquarters of Santander, Bucaramanga college.

AUTHORS: CARLOS ALBERTO VARGAS PICON
DIEGO FERNANDO VARGAS MARTINEZ

KEY WORDS: seismic vulnerability, PATHOLOGY, pushover, POINT OF PERFORMANCE.

CONTENTS:

This project assessed the seismic vulnerability of school headquarters in Bucaramanga Santander, visually inspecting the current state of the structure. Subsequently, the study and photographic documentation of the pathologies found in the structure, a scan was made of rebar for transverse and longitudinal frames of the structural system of buildings, we performed environmental vibration test to get real critical periods such blocks, created a geometric plane of aging infrastructure and a finite element numerical model in the software SAP2000 to sections and steel reinforcement obtained in the tests mentioned above, this was also calibrated with environmental vibration periods obtained by the K2 team (digital Altus recorder) to achieve this end, manipulate the variable modulus of elasticity of concrete which was reduced by approximately twenty percent. Given the ease offered by the tool was evaluated Pushover structural system with the methodology proposed by U.S. standards FEMA-353 and ATC-40 and the fulfillment of the main seismic design requirements in the regulations based Colombian earthquake resistant construction NSR-10.

* Draft grade.

** Faculty of physical-engineering. School of Civil Engineering. Director: Alvaro Viviescas Jaimes.
Co: Carolina Quintero Ramirez.

INTRODUCCION

El estudio de las edificaciones afectadas por sismos y la experiencia adquirida por los daños causados por estos, han llevado a la creación y mejoramiento de normas sismo-resistentes, lo que condujo a edificios mejor preparados para resistir estas sollicitaciones sísmicas. Sin embargo muchas de las construcciones que nos rodean han sido creadas antes que estas normativas entraran en vigencia o simplemente se hablara de ellas; lo que conlleva a que las estructuras, sean realmente vulnerables ante la acción de sismos moderados o severos.

La vulnerabilidad sísmica está asociada a una edificación o grupo de edificaciones, y tiene como objetivo medir o tratar de cuantificar lo propensa que es una estructura a sufrir colapso o daño después de la ocurrencia de un movimiento sísmico intenso.

La respuesta sísmica de una edificación, está influenciada por las características del movimiento telúrico, por la configuración de la estructura portante de la misma (simetría en planta y altura), las características dinámicas (periodo fundamental y el amortiguamiento), las condiciones de contorno (cimentación y condiciones del suelo), la ductilidad de sus elementos estructurales, el mecanismo de falla correcto de sus componentes (primero las vigas, luego las columnas), así como por la edad de la estructura y el mantenimiento progresivo que se le haya venido haciendo a lo largo del tiempo.

Debido a esto se realizó un análisis de vulnerabilidad sísmica a la sede principal del colegio de Santander en la ciudad de Bucaramanga, en el cual se realizaron inspecciones visuales de la estructura, ensayos a los elementos estructurales con el fin de establecer el refuerzo que estos tenían, ya que de esta estructura no se tiene ningún plano estructural o registro matemático de lo que allí se podía encontrar, además se realizó una prueba de vibración ambiental de la estructura con el fin de obtener de allí los periodos fundamentales, y así posteriormente llevar los modelos numéricos realizados en el software SAP2000 a una concordancia con la realidad de la estructura; luego se hizo un análisis estático no lineal detallado de la estructura (Pushover) para analizar la capacidad de las edificaciones de soportar las demandas sísmicas según la norma colombiana sismo resistente NSR-10.

PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La mayoría de las edificaciones existentes en la ciudad destinadas a uso educativo presentan deficiencias en las estructuras resistentes debido fundamentalmente a que fueron construidas cuando no existía normativa sismo resistente en el país. Adicionalmente el poco mantenimiento, ha hecho que el paso del tiempo haya afectado las condiciones de seguridad de estas estructuras.

Contribuyo al problema el hecho de que en la actualidad está en vigencia norma sismo resistente colombiana NSR-10 y que adicionalmente la normativa sismo resistente de 1998 NSR-98 exigía la evaluación y reforzamiento estructural de este tipo de edificaciones; recomendaciones que no fueron atendidas por los diferentes estamentos.

El pasado año se iniciaron unas labores de mantenimiento que han puesto de manifiesto la problemática de la estructura del Colegio de Santander como las siguientes: algunas de las columnas presentaban descascaramiento por lo que tenían el refuerzo a la vista, los pórticos de la estructura se encuentran armados en una sola dirección, muchos salones presentaban humedad en los muros y pórticos.

Este proyecto tendrá un alcance restringido, debido a limitaciones económicas que impiden la realización exhaustiva de todos los ensayos (extracción de núcleos, apiques, etc) que requeriría un estudio profesional profundo.

Atendiendo el llamado de la junta directiva de la institución se decide contribuir socialmente con este proyecto que pretende dar un diagnostico preliminar y que es de gran importancia para la escuela de Ingeniería Civil por su estrecha relación con el desempeño profesional de los ingenieros civiles.

1. GENERALIDADES

1.1. VULNERABILIDAD SISMICA

Vulnerabilidad sísmica es un término relacionado con un edificio o estructura propenso o susceptible de sufrir daño o colapso debido a un terremoto potencial. Ver figura 1. Se determina que un edificio es sísmicamente vulnerable si no cumple con los reglamentos vigentes para construcciones sismo resistentes y con los criterios actuales de ingeniería sismo resistente, o si un análisis determina que el sistema estructural no es apto para resistir las acciones sísmicas y es susceptible de sufrir daño severo o aún de colapsar debido a un evento destructivo.

Figura 1. Vulnerabilidad sísmica¹.



El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico, y para la mitigación de desastres por terremotos. Se entiende por riesgo sísmico el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. A dicho lapso de tiempo se le denomina periodo de exposición o periodo de vida útil de la estructura. Por otra parte, la mitigación de los desastres, en el ámbito de la ingeniería, corresponde a la totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona, a fin de reducir el

¹ http://4.bp.blogspot.com/_bgbjdygvmk0/S6tj7aAVJ5I/AAAAAAAAACI/q0mboLWgDc0/s1600/haiti-2-pic.jpg

costo de los daños esperados durante el terremoto². Así es evidente que para mitigar el riesgo sísmico de una estructura es necesario disminuir la amenaza, la vulnerabilidad y el costo de reparación de la estructura afectada.

Un estudio de vulnerabilidad sísmica tiene como objetivo establecer el grado de pérdida de un bien o función como resultado de la probable ocurrencia de un evento sísmico de intensidad determinada. En el caso específico de un colegio puede estar asociada a diferentes aspectos:

- ✓ **Vulnerabilidad estructural:** La vulnerabilidad estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico estructural. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación y es el que tradicionalmente ha merecido la atención prioritaria de los investigadores.

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura. Está relacionado con la calidad de los materiales empleados, las características de los elementos estructurales, su configuración, esquema resistente y obviamente, con las cargas actuantes. La naturaleza y grado de daño estructural pueden ser descritos en términos cualitativos o cuantitativos, y constituye un aspecto de primordial importancia para verificar el nivel de deterioro de una edificación, así como su situación relativa con respecto al colapso estructural, que representa una situación límite donde se compromete la estabilidad del sistema

- ✓ **Vulnerabilidad no estructural:** La vulnerabilidad no estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes no estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico no estructural. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que no forman parte integrante del sistema resistente o estructural de la edificación, tales como puertas, ventanas, plafones, ductos, canalizaciones, conexiones, equipos, etc.

La experiencia de sismos pasados ha puesto de manifiesto la importancia de la vulnerabilidad no estructural de las edificaciones. Esto se ha puesto en manifiesto en una gran cantidad de edificios diseñados y construidos de acuerdo a los códigos sísmicos vigentes se comportaron satisfactoriamente desde el punto de vista estructural, pero sufrieron importantes daños en componentes no estructurales que condujeron a pérdidas cuantiosas e incluso interrumpieron el funcionamiento de diversas edificaciones

²BONETT DÍAZ, Ricardo León, VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE EDIFICIOS. APLICACION A ENTORNOS URBANOS EN ZONAS DE AMENAZA ALTA Y MODERADA. Barcelona 17 Octubre de 2003.

esenciales entre las que destacan los hospitales, que en muchos casos se han visto obligados a cortar sus servicios y evacuar a los pacientes³.

En principio la evaluación de la vulnerabilidad sísmica puede venir del análisis mediante modelos numéricos del daño sísmico de estructuras, de la inspección de edificios existentes o de pruebas en laboratorio.

En la actualidad, los análisis de la vulnerabilidad sísmica de las diferentes estructuras existentes en nuestro medio se encuentran en un nivel avanzado debido al trabajo realizado por investigadores y técnicos en los últimos 20 años⁴.

De igual forma, se ha desarrollado un sin número de propuestas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica a diferentes niveles de detalle, y se han hecho numerosas aplicaciones en varias regiones del mundo.

Las metodologías para realizar este análisis se pueden clasificar en técnicas directas e indirectas; en nuestro caso nos enfocaremos en las técnicas directas las que a su vez se clasifican en métodos tipológicos y métodos mecánicos.

- ✓ **Métodos tipológicos:** Consideran las estructuras como elementos de clase, las cuales están definidas por los materiales, las técnicas y otros factores que pueden afectar la respuesta sísmica. La vulnerabilidad se define como la probabilidad que una estructura de un cierto tipo, sufra un nivel de daño para una intensidad sísmica dada.
- ✓ **Métodos mecánicos:** Hacen la predicción de un efecto sísmico por medio de modelos mecánicos adecuados de las construcciones. Dentro de estos métodos pueden distinguirse dos grupos que están relacionados con el tipo de modelo utilizado para representar la estructura.
 1. Métodos analíticos basados en modelos simples: Estos métodos deben tener la capacidad de analizar un gran número de construcciones en un periodo de tiempo corto. Esto conduce a métodos analíticos que involucran modelos simples, que sólo requieren unos pocos parámetros de entrada, mediante los cuales es posible evaluar el comportamiento sísmico de las construcciones.

³SAFINA MELONE, Salvador. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES ESENCIALES. Universidad Politécnica de Cataluña. Pag. 41-43.

⁴ BONETT DÍAZ, Ricardo León, VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE EDIFICIOS. APLICACION A ENTORNOS URBANOS EN ZONAS DE AMENAZA ALTA Y MODERADA. Barcelona 17 Octubre de 2003.

2. Método de análisis detallado: estos métodos solo son aplicables a las construcciones que puedan ser representadas por modelos mecánicos y generalmente, son utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a que involucran análisis detallados y modelos más refinados. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son:
 - (a) *El análisis lineal (estático y dinámico).*
 - (b) *El análisis no lineal (estático y dinámico).*

1.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1.2.1.1. ANÁLISIS LINEAL

En la actualidad, la mayor parte de las estructuras de hormigón armado se diseñan para momentos, cortantes y fuerzas axiales encontrados mediante la teoría elástica. Por otra parte, el dimensionamiento real de los elementos se lleva a cabo con modelos de resistencia que reconocen que se tendría una respuesta inelástica de la sección y del elemento para estados de sobrecarga. Por ejemplo, las cargas mayoradas se utilizan en el análisis elástico para determinar los momentos de viga continua después de lo cual las secciones críticas de viga se diseñan con el conocimiento que el acero estaría muy dentro del intervalo de fluencia y que la distribución de esfuerzos en el concreto sería no-lineal antes del colapso final. Evidentemente, éste es un planteamiento inconsistente dentro del proceso total de análisis y diseño, aunque puede demostrarse que es seguro y conservador (Nilson, 1999).

1.2.1.2. ANÁLISIS NO-LINEAL

Basado en una gran cantidad de ensayos y estudios los análisis no-lineales han presentado un amplio desarrollo, apoyados también en el avance tecnológico de los computadores.

Los métodos de análisis no-lineales se clasifican en dos grandes grupos: los análisis dinámicos no-lineales y los análisis estáticos no-lineales. Ambos requieren de un acabado conocimiento de las características de los materiales sobretodo de aquellas que dicen relación con propiedades relativas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas.

Los análisis estáticos no-lineales (nonlinear static procedure: NSP, o también llamados análisis Pushover) nacen como una alternativa a los análisis dinámicos no-lineales. Estos métodos se desarrollaron como herramienta para descubrir la vulnerabilidad presente en edificios al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos.

Los análisis Pushover consisten básicamente en aplicar, sobre los edificios, una carga monotónicamente creciente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o fuerza de corte basal previamente definida.

Actualmente existen al menos tres documentos de amplia difusión que indican una o varias formas de realizar un análisis Pushover, éstos son el ATC-40, el FEMA356 y el Eurocode-8 (EC8). Chopra (Chopra, 2000) explica que los procedimientos estáticos no-lineales incorporados en el ATC-40 (ATC, 1996) y el FEMA273 (FEMA, 1997) se basan en el capacity spectrum method originalmente desarrollado por Freeman⁵.

1.2.1.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

Los Ingenieros estructurales, en su afán de conocer y comprender cada día más el comportamiento en el rango inelástico en el que incursionan las estructuras sometidas a las acciones sísmicas, han creado en el tiempo, herramientas de análisis cada vez más refinadas, tales como el análisis no lineal de cedencia sucesiva, popularmente conocido como Método Pushover o por sus siglas, Análisis Estático No Lineal (AENL). Este análisis se sustenta en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales aplicando cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas.

Dicho análisis (AENL) se ha venido empleado con mucho éxito en estructuras que necesitan adecuarse, debido a que son vulnerables a acciones de eventos naturales, tales como sismos y vientos. La aplicación del AENL permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural. La demanda depende de la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como de las características globales. La capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros.

Por lo tanto cuando se procede a realizar un Análisis Estático No Lineal es necesario contar con la siguiente información sobre la estructura:

- ✓ Características constitutivas de los materiales.

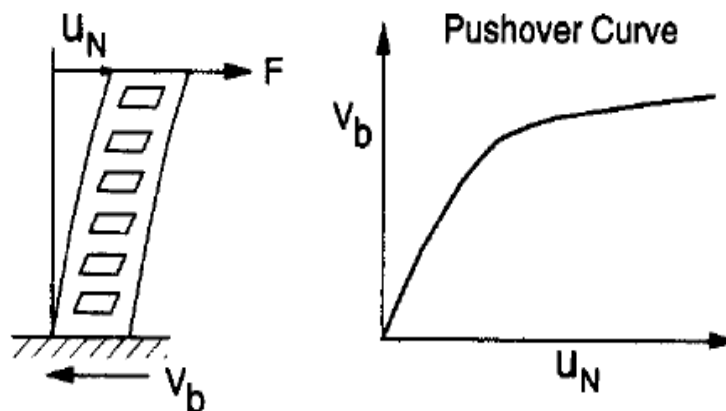
⁵ MENESES ARCOS, Pablo David, ANÁLISIS DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN BASE A PÓRTICOS PLANOS ACOPLADOS A MUROS DE ALTURA PARCIAL, Valdivia Chile, pág. 13.

- ✓ Las dimensiones de las secciones de los miembros y el acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal y el detallado de cada uno de ellos.
- ✓ Las acciones gravitacionales (cargas permanentes y variables) que actúan sobre ella.
- ✓ La resistencia real de las vigas y las columnas.
- ✓ La posible ubicación donde podrían formarse las rótulas plásticas en los miembros estructurales.
- ✓ Las propiedades de las relaciones tensiones-deformación de las rótulas plásticas en función de su cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal, así como su detallado y las solicitaciones que actúan.
- ✓ Cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura. El valor de estas cargas por pisos debe tener la misma forma de cargas proveniente de la aplicación del primer modo. Es decir, de forma triangular invertida, de mayor valor en el piso superior y menor en el nivel inferior.

El AENL consiste en que primero actúan las cargas gravitacionales en la estructura produciéndose las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan, paso a paso, en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, y así prosigue un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente.

De igual manera sucede con las cargas laterales en la otra dirección. Es decir, AENL consiste en tres análisis, uno por carga gravitacional y dos por cargas laterales en ambas direcciones. Así se obtiene una gráfica, que muestra dónde se forman las rótulas plásticas en las estructuras, y dos curvas (pushovers ver figura 2) que muestran el corte basal V , relacionado con el desplazamiento en el nivel superior.

Figura 2. Curva Pushover⁶.



⁶ CHOPRA, Anil K and GOEL Rakesh K. Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum.

1.2.1.3.1.1. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ATC-40)

El CSM (*capacity spectrum method*: CSM) o método del espectro de capacidad está incluido en el documento ATC-40 (ATC, 1996), este método de análisis no-lineal estático utiliza la curva de capacidad de la estructura (curva Pushover) y una reducción del espectro de respuesta para evaluar el desempeño del edificio (Valenzuela, 2002).

Valenzuela (Valenzuela, 2002) explica que éste método de análisis estático no-lineal involucra tres conceptos: capacidad, demanda y desempeño. La capacidad está asociada a la curva Pushover o curva de fuerza basal versus deformación, este proceso usa una serie de análisis elásticos secuenciales, bajo la acción de patrones de carga lateral aplicado a la estructura. La demanda es la curva que representa la acción sísmica y el desempeño es una medida del comportamiento del edificio mediante una serie de parámetros preestablecidos.

El ATC-40 especifica tres métodos (métodos A, B y C) para estimar la demanda de deformación inducida por acciones sísmicas (Chopra, 2000). El procedimiento

A y B son analíticos y computacionalmente amenos, considerando que el procedimiento C es gráfico y más adecuado para un análisis manual.

Chopra y Goel evaluaron la precisión de los procedimientos estáticos no-lineales contenidos en el ATC-40, con respecto a su capacidad para estimar las deformaciones sísmicas (Chopra, 2000) en la investigación los autores demuestra importantes deficiencias en el procedimiento A. Este procedimiento iterativo no converge para algunos de los sistemas analizados. Converge en la mayoría de los casos, pero a una deformación muy diferente a la entregada por procedimientos dinámicos no-lineales. El procedimiento B del ATC-40 siempre entrega un único valor de deformación, semejante al entregado por el procedimiento A, cuando este converge. Estos procedimientos aproximados subestiman significativamente la deformación para un amplio rango de periodos y factores de ductilidad con errores del orden del 50%, implicando que la deformación estimada es cerca de la mitad del valor “exacto”.

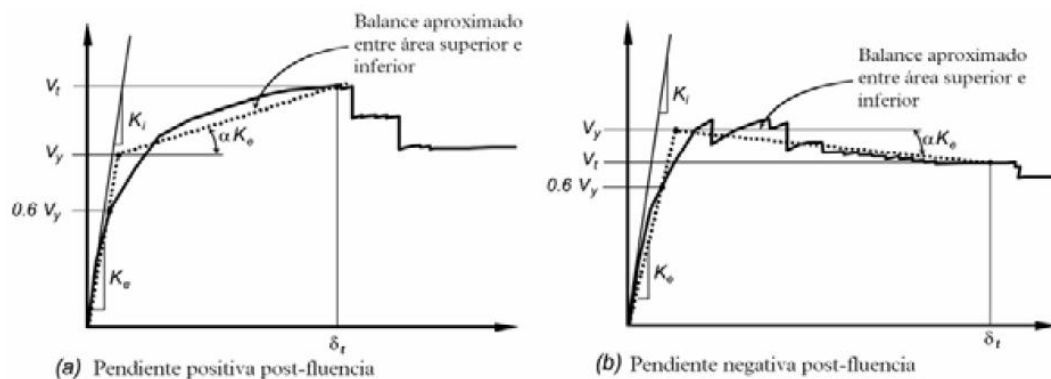
1.2.1.3.1.2.MÉTODO DE COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 273/356)

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, (*Federal Emergency Management Agency: FEMA*) junto a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, (*American Society of Civil Engineers: ASCE*), ambas instituciones estadounidenses, redactaron un documento con características de pro-norma en el cual se entregan, entre otras cosas, directivas para la realización de análisis dinámicos no-lineales, un procedimiento para realizar análisis estáticos no-lineales y parámetros de modelación numérica de rótulas plásticas en los materiales estructurales más usados (FEMA, 2000).

La relación no-lineal fuerza-desplazamiento entre el corte basal y el desplazamiento del nodo de control será suplida con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia de fluencia efectiva, V_y , de la estructura, figura 3.

El procedimiento estático no-lineal incorporado en el FEMA 356 (FEMA, 2000) indica que un modelo matemático incorporará directamente las características de carga deformación no-lineal de los componentes individuales y elementos de la estructura, éste será sometido a cargas laterales incrementadas monótonicamente representando las fuerzas de inercia producidas durante un sismo, hasta alcanzar un desplazamiento objetivo.

Figura 4. Relación no lineal fuerza-desplazamiento.



El desplazamiento objetivo se medirá en un nodo de control ubicado en el centro de masa del último nivel de la estructura. El desplazamiento objetivo intenta representar la deformación máxima como la que podría ocurrir durante el sismo de diseño. Debido a que el modelo matemático considera directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas de inercia calculadas serán

aproximaciones razonables de aquellas esperadas durante el sismo (FEMA, 2000). El desplazamiento objetivo se calcula según la siguiente ecuación (1.1).

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * S_a * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g \quad (1.1)$$

Dónde:

C_0 : Factor de modificación relativo al desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad.

C_1 : Factor de modificación relativo al desplazamiento inelástico máximo esperado.

C_2 : Factor de modificación que representa el efecto de las características histeréticas, degradación de rigidez y deterioro de resistencia.

C_3 : Factor de modificación que representa el incremento de los desplazamientos debidos a efectos P – Δ dinámicos.

S_a : Espectro de respuesta de aceleraciones.

T_e : Periodo fundamental efectivo.

g : Aceleración de gravedad.

Para los análisis no-lineales estáticos, al menos dos distribuciones de carga lateral serán aplicadas, estas serán seleccionadas de dos grupos:

1. Un patrón modal seleccionado de entre los que siguen:

- ✓ Una distribución vertical proporcional a los valores de C_{vx} , que es un factor de distribución vertical de fuerzas sísmicas.
- ✓ Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis.
- ✓ Una distribución vertical proporcional a la distribución de corte de entrepiso calculada mediante la combinación modal de un análisis de espectro de respuesta que incluya suficientes modos para incorporar al menos el 90% de la masa total de la estructura.

2. Un segundo patrón seleccionado a partir de uno de los siguientes:

- ✓ Una distribución uniforme consistente de una fuerza lateral en cada nivel proporcional a la masa total de cada nivel.
- ✓ Una distribución de carga adaptable que cambie a medida que la estructura se deforma⁹.

⁹ MENESES ARCOS, Pablo David, ANÁLISIS DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN BASE A PÓRTICOS PLANOS ACOPLADOS A MUROS DE ALTURA PARCIAL, Valdivia Chile, pág. 13.

2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

2.1. DESCRIPCION DE LAS EDIFICACIONES

Las siguientes fichas técnicas contienen información pertinente de cada uno de los bloques tipo estudiados de la estructura del Colegio de Santander.

Tabla 1. Bloque tipo IA.

FICHA TECNICA	
NOMBRE	BLOQUE TIPO I A
NUMERO DE PISOS	2
GRUPO DE USO	III
SISTEMA ESTRUCTURAL	PORTICOS EN UNA DIRECCION
ALTURA ENTREPISO	3.6
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	1.25
RESISTENCIA DEL CONCRETO f'_c	21 MPa
PERIODO FUNDAMENTAL	0.9748

Figura 5. Modelo bloque tipo 1A.

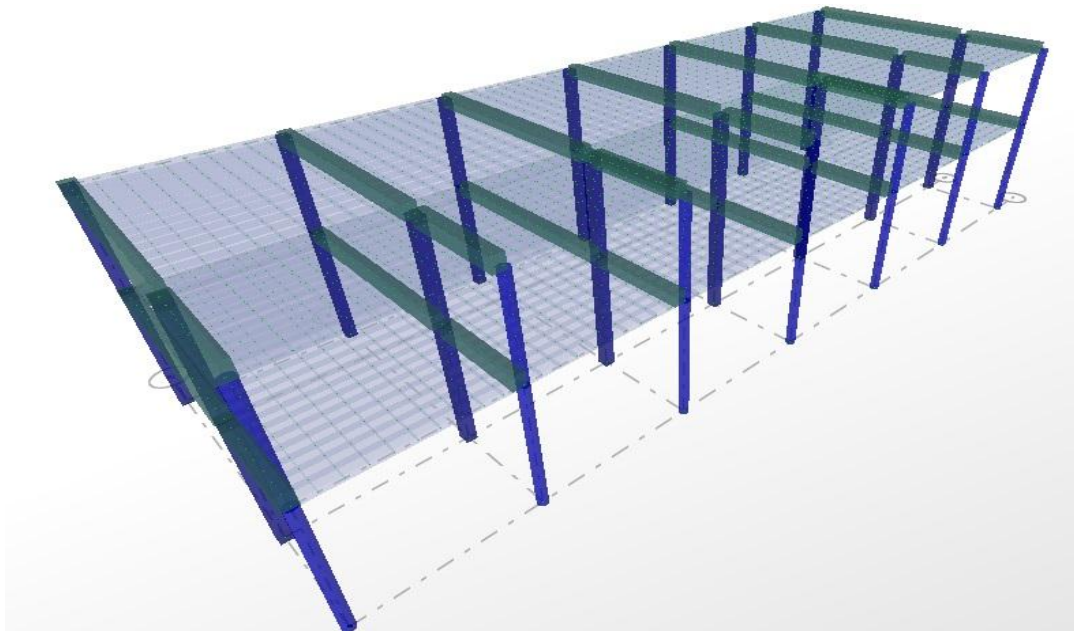


Figura 6. Configuración en planta modelo IA.

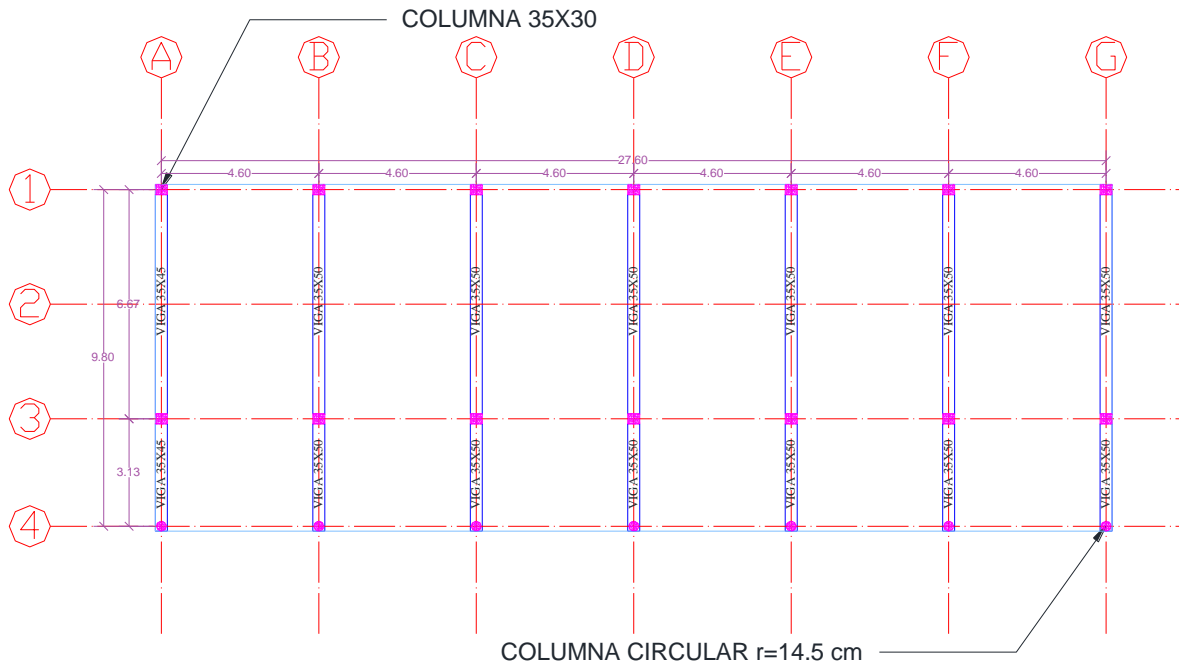


Tabla 2. Bloque tipo IB.

FICHA TECNICA	
NOMBRE	BLOQUE TIPO I B
NUMERO DE PISOS	2
GRUPO DE USO	III
SISTEMA ESTRUCTURAL	PORTICOS EN UNA DIRECCION
ALTURA ENTREPISO	3.6
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	1.25
RESISTENCIA DEL CONCRETO f'_c	21 MPa
PERIODO FUNDAMENTAL	1.0053

Figura 7. Modelo bloque tipo IB.

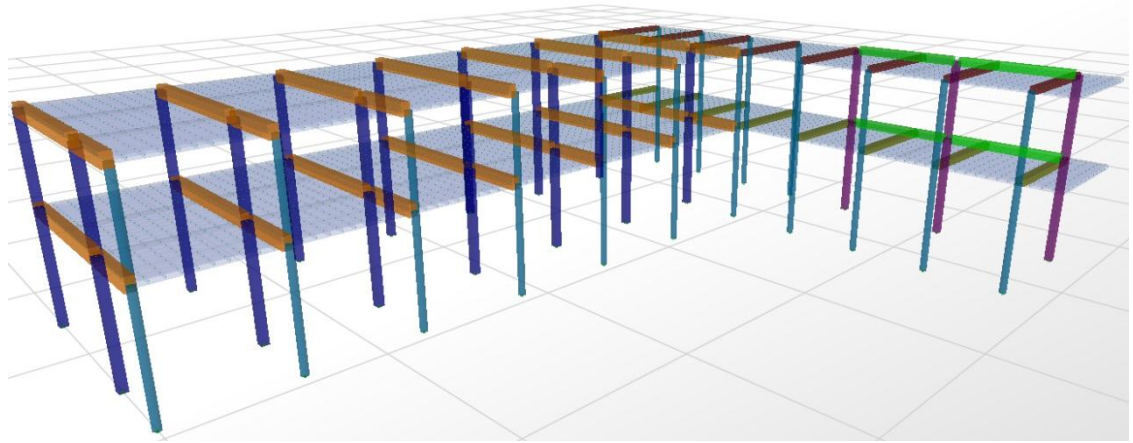


Figura 8. Configuración en planta modelo IB.

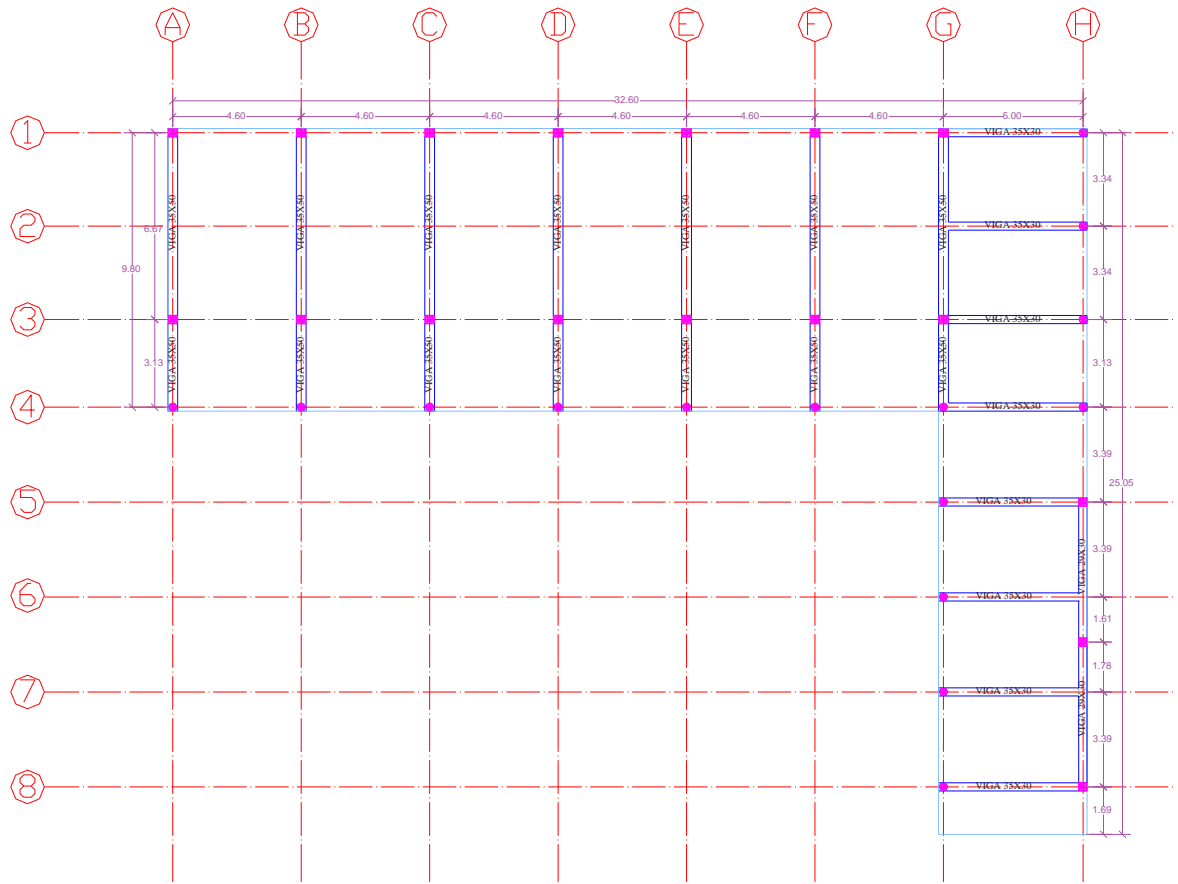


Tabla 3. Bloque tipo II.

FICHA TECNICA	
NOMBRE	BLOQUE TIPO II
NUMERO DE PISOS	3
GRUPO DE USO	III
SISTEMA ESTRUCTURAL	PORTICOS EN UNA DIRECCION
ALTURA ENTREPISO	3.6
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	1.25
RESISTENCIA DEL CONCRETO f'_c	21 MPa
PERIODO FUNDAMENTAL	2.0106

Figura 9. Modelo bloque tipo II.

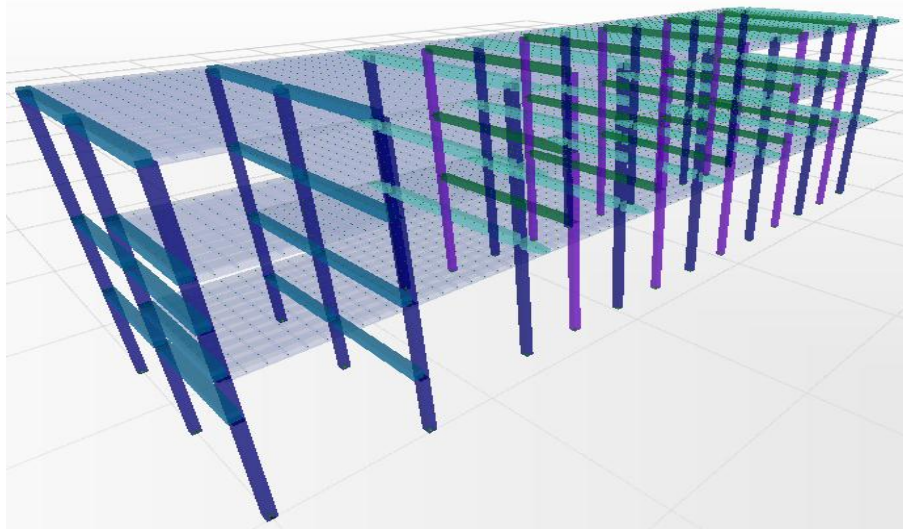
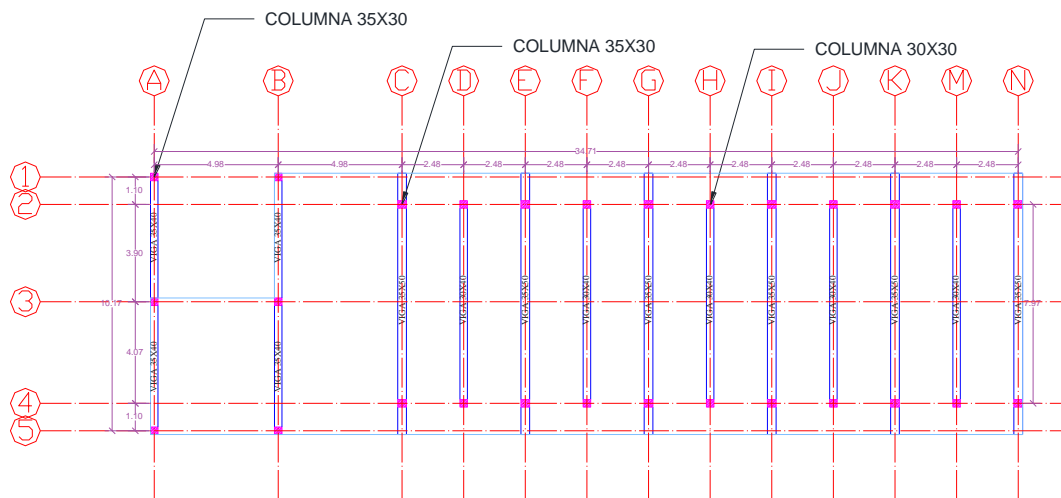


Figura 10. Configuración en planta modelo II.



2.2. MODELAMIENTO EN EL SOFTWARE SAP2000

Con la información obtenida mediante los estudios previos realizados se procede al modelamiento de las diferentes estructuras. A continuación se desglosa el montaje general de uno de los bloques tipo.

2.2.1.1. GEOMETRIA ESTRUCTURAL

La geometría de la estructura tanto en planta como en altura se realizó el software AutoCAD y posteriormente se importó a SAP2000 mediante el comando **File/Import/AutoCAD .dxf File**.

2.2.1.2. MATERIALES

En el menú **Define/Material/Add New Material** definimos cada uno de los materiales utilizados en la estructura y sus propiedades. En la figura 11 se muestra la ventana desplegada y cada una de las propiedades a introducir.

Figura 11. Recuadro propiedades del material.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: 3000Psi

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 24

Mass per Unit Volume: 2.4473

Units

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 21538105

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 8974210.

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 27579.032

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

2.2.1.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.2.1.3.1.1. TIPO FRAME

En el menú **Define/Section Properties/Frame sections/Add New Property/Concrete** definimos la sección transversal de elementos tipo Frame figura 12. Para el caso de las vigas en el botón **Concrete Reinforcement** figura 14 definimos **Beam**, recubrimiento, y la cantidad de acero de refuerzo. Para las columnas en el botón **Concrete Reinforcement** figura 13 definimos **Column**, el número de barras longitudinales, transversales y su espaciamiento.

Figura 12. Recuadro sección rectangular.

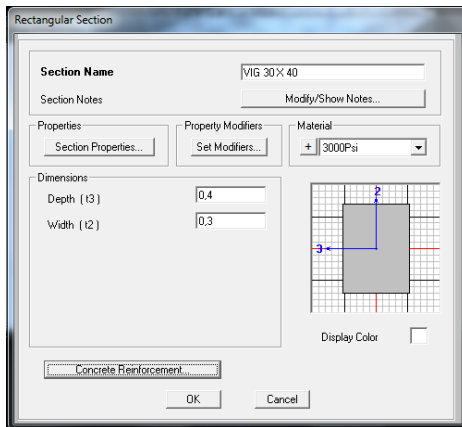


Figura 14. Recuadro refuerzo vigas.

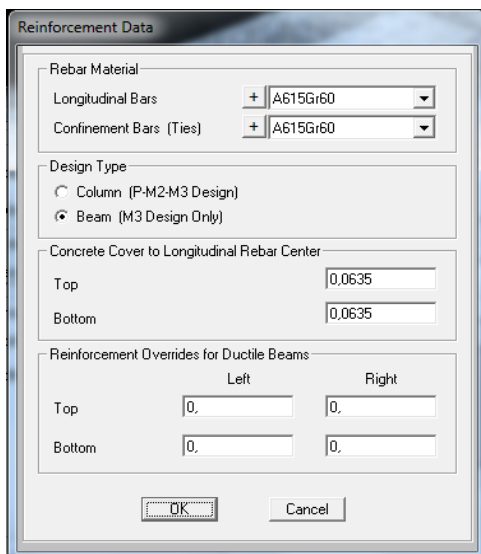
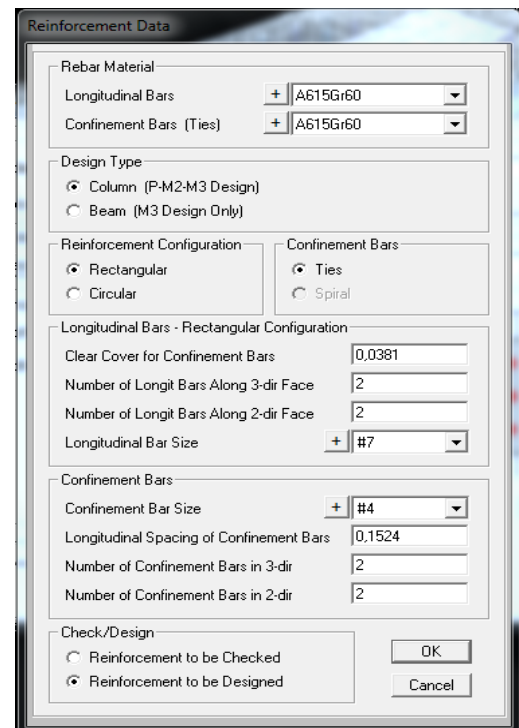


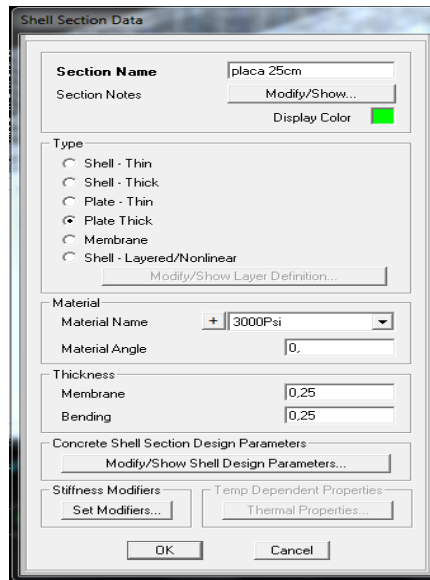
Figura 13. Recuadro refuerzo columnas.



2.2.1.3.1.2. TIPO SHELL

En el menú **Define/Section Properties/Area Sections/Add New Section** figura 15, se escoge tipo **Plate Thick** puesto que es una placa de entrepiso; el espesor de esta se proporciona en **thickness**.

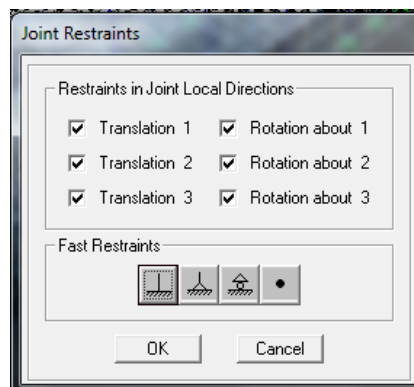
Figura 15. Recuadro Sección tipo shell.



2.2.1.4. APOYOS

Se supone una fundación totalmente rígida, que restringe el movimiento de los nodos iniciales de la estructura. Mediante el comando **Assign/Joint/Restraints** se asigna esta característica a los nodos restringiendo traslación y rotación en los ejes (1, 2, 3) que corresponden a los ejes (x, y, z) respectivamente.

Figura 16. Recuadro restricción en apoyos.



2.2.1.5. ASIGNACIÓN DE ELEMENTOS AL MODELO

Esta asignación se lleva a cabo mediante el comando **Assign/Frame/Frame Sections**. Donde encontramos las secciones transversales previamente definidas y se asignan a cada uno de los elementos de la geometría del modelo.

2.2.1.6. ASIGNACIÓN DE NODOS RIGIDOS

En el menú **Assign/Frame/End (length) Offsets** Suponemos que la estructura cuenta con nodos rígidos para lo cual se escoge la opción **Automatic From Connectivity**. Con un **Rigid-Zone Factor** de 0.5 que es el sugerido por la norma **ATC-40**.

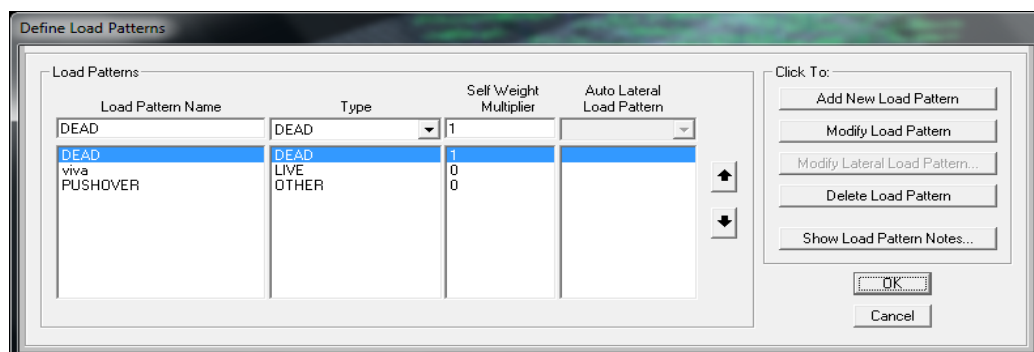
2.2.1.7. DEFINICION DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Teniendo previamente predefinido el espectro de respuesta para la ciudad de Bucaramanga en un archivo .txt en el menú **Define/Functions/Response Spectrum**. Escogemos la opción **From File** y cambiamos a **Period Vs Value**.

2.2.1.8. CASOS DE CARGA DEFINIDOS

Para definir los casos de carga a utilizar en el modelo lo hacemos mediante el comando **Define/Load Patterns**. Figura 17. Para el caso de la carga muerta el factor multiplicador (Self Weight Multiplier) es uno (1) mientras que para la carga viva es cero (0). Debido a que el programa va a calcular el peso propio de los elementos. Además definimos el caso de carga PUSHOVER con un factor multiplicador de cero (0).

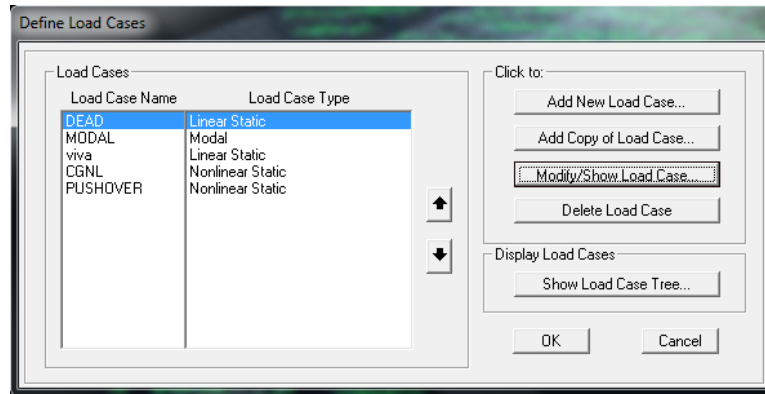
Figura 17. Recuadro definición de casos de carga.



2.2.1.9. CASOS DE ANALISIS DE CARGA

Este comando **Define/Load Cases**. Figura 18. Consiste en definir el tipo de análisis que se va realizar con los tipos de carga predefinidos anteriormente en el modelo.

Figura 18. Recuadro casos de análisis.



2.2.1.9.1.1. MODAL

Se define un máximo de 20 modos de vibración con una condición inicial de cero esfuerzos.

2.2.1.9.1.2. DEAD (MUERTA)

Se define un caso de análisis estático no lineal con un factor de escala de 1.

2.2.1.9.1.3. VIVA

Se define un caso de análisis estático lineal con un factor de escala de 1.

2.2.1.9.1.4. CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL (CGNL)

Se define un estado de carga no lineal con condición inicial de cero que contenga un porcentaje de 1.1 veces la carga MUERTA y 0.25 veces la carga VIVA; factores recomendados por la norma FEMA 273.

2.2.1.9.1.5. PUSHOVER

Se define un caso de análisis estático no lineal que parta del estado del caso de carga gravitacional no lineal (CGNL), se escoge tipo de carga aceleración (accel) en la dirección Ux o Uy según sea el caso, teniendo en cuenta los efectos P-Delta

recomendado por la norma colombiana NSR-10; además se deben modificar parámetros tales como:

- **Load Application: Displacement Control, Use Monitored Displacement** figura 20 deben estar activados con un nodo de control ubicado en la cubierta además de una magnitud de desplazamiento definida.
- **Results Saved: Multiple States** ver figura 19.
- **Non linear Parameters: User Defined** ver figura 21.

Figura 20. Recuadro control de Desplazamiento.

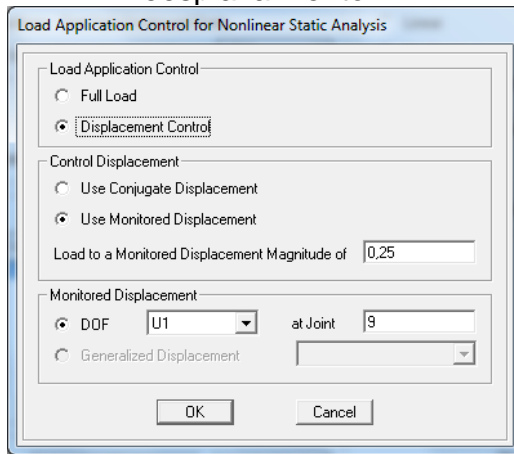


Figura 19. Recuadro múltiples Estados.

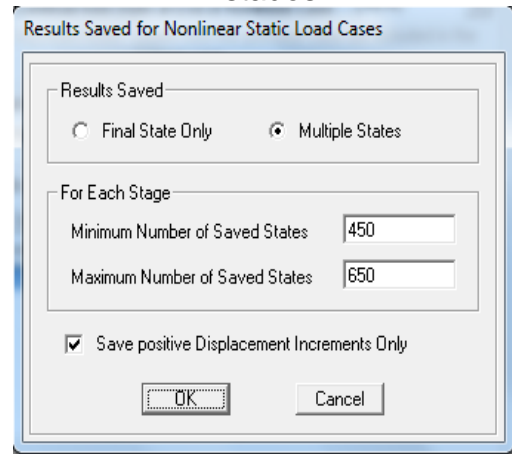
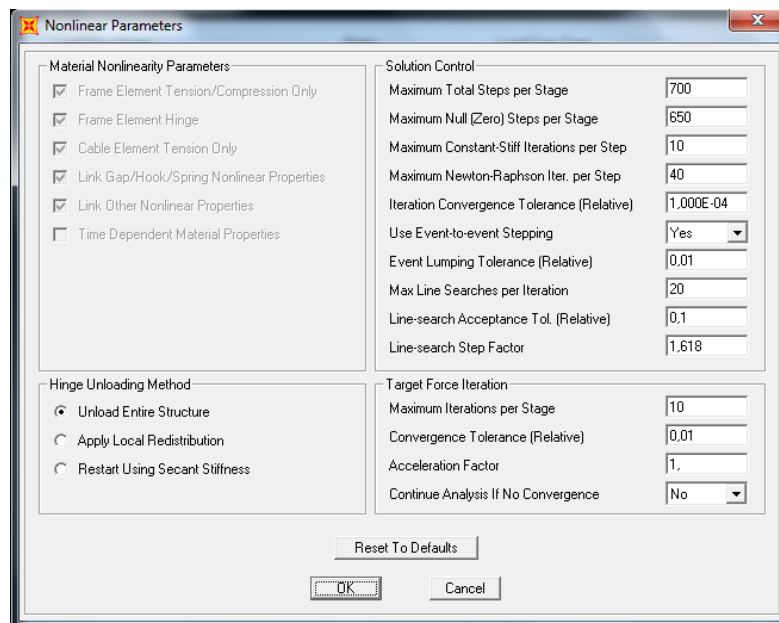


Figura 21. Recuadro parámetros no lineales.



3. EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

3.1. PATOLOGÍAS

3.1.1.1. BLOQUE TIPO I

El medio ambiente puede agredir los materiales presentes en una edificación llevándolo a presentar diferentes patologías como las que se mencionan a continuación:

Figura 22. Sistema estructural.



DESCRIPCION

- ✓ El sistema estructural de los bloques tipos del colegio de Santander no es aceptado por la NSR-10 debido a que los pórticos se encuentran armados en una sola dirección.

POSIBLES CAUSAS

- ✓ El colegio de Santander fue construido antes de que en el país existiera siquiera el decreto 1400 de 1984 ó una norma sismo-resistente.

COLUMNA

Figura 23. Columna muy deteriorada.



DESCRIPCION

- ✓ Fisuras superpuestas longitudinales en dirección al refuerzo.
- ✓ Fisuración, descascaramiento y pérdida del concreto de recubrimiento.
- ✓ Corrosión del refuerzo longitudinal.
- ✓ Pérdida casi por completo del refuerzo transversal.
- ✓ Cambios de volumen del acero de refuerzo.
- ✓ Pérdida de sección de la columna.

POSIBLES CAUSAS

- ✓ Corrosión del acero y aumento del volumen, bien por escasez de recubrimiento o por falta de capacidad de protección del concreto causando tensiones internas.
- ✓ Carbonatación del concreto de recubrimiento dejando vulnerable el acero de refuerzo.
- ✓ Ciclos de humedad que pueden ocasionar erosión en el concreto y su consiguiente desintegración.
- ✓ Escasez de refuerzo transversal en la zona de confinamiento.
- ✓ Solicitaciones muy altas a cortante o momento.
- ✓ Curado deficiente del concreto.

COLUMNA Y VIGA

Figura 24. Deterioro y humedad en viga y columna.



DESCRIPCION

- ✓ Cambio de color y características del concreto.
- ✓ Abombamiento de la superficie de la columna y viga.
- ✓ Fisuras entrecruzadas a lo largo de los dos elementos.
- ✓ Formación de alfombras mojadas a lo largo de toda el área.
- ✓ Formación de moho en la estructura.
- ✓ Reacción frente a un componente del agua como el sulfato, provocando que el aglutinante que le da el aspecto de pegamento al hormigón se descomponga.

POSIBLES CAUSAS

- ✓ Filtraciones debido a la deficiente impermeabilización de la placa.
- ✓ Ruptura de la tubería de desagüe de la placa.

NODOS

Figura 25. Nodo deteriorado.



DESCRIPCION

- ✓ Perdida de recubrimiento de concreto del nodo.
- ✓ Exposición del acero de refuerzo al medio ambiente.
- ✓ Fisuración fina y deslaminación en la cara posterior del nodo.
- ✓ Perdida de la capacidad del acero de trabajar a tensión.

POSIBLES CAUSAS

- ✓ Daño por cortante debido a la escases de refuerzo transversal en el nodo.
- ✓ Ciclos de humedad que pueden ocasionar erosión en el concreto y su consiguiente desintegración.
- ✓ Posibles asentamientos diferenciales entre columnas.
- ✓ Baja resistencia del concreto.

NODOS

Figura 26. Fisuración en nodo.



DESCRIPCION

- ✓ Fisuras con inclinación aproximada de 45.
- ✓ Fisuras de ancho variable mayor a nivel de la armadura a tracción.
- ✓ Fisuras que generalmente se cierra en la parte superior de la columna.

POSIBLES CAUSAS

- ✓ Excesiva tracción principal diagonal en el concreto.
- ✓ Escases de acero de confinamiento en el nudo.
- ✓ Diferencia entre la resistencia a compresión del concreto de la columna y el nudo.

LOSAS DE CONCRETO

Figura 27. Deterioro en la losa.



DESCRIPCION

- ✓ Deslaminación del recubrimiento de concreto y friso de la losa.
- ✓ El acero de refuerzo de la losa se encuentra a la vista.
- ✓ Corrosión del acero por encontrarse expuesto al medio ambiente.

POSIBLES CAUSAS

- ✓ Deficiencias en la construcción debido a la mala colocación de las formaletas o presencia de hormigueros.
- ✓ Bajo recubrimiento de concreto.
- ✓ Ciclos de humedad que pudieron haber erosionado el concreto.

3.1.1.2. BLOQUE TIPO II

Figura 28. Columna con refuerzo expuesto.



DESCRIPCION

- ✓ Fisuras superpuestas longitudinales en dirección al refuerzo longitudinal.
- ✓ Fisuración, descascaramiento y pérdida del concreto de recubrimiento.
- ✓ Corrosión y pérdida del refuerzo longitudinal.
- ✓ Perdida casi por completo del refuerzo transversal.
- ✓ Perdida de sección de la columna debido a la desintegración del concreto.

POSIBLES CAUSAS

- ✓ Corrosión del acero y aumento del volumen, bien por escasez de recubrimiento o por falta de capacidad de protección del concreto causando tensiones internas.
- ✓ Carbonatación del concreto de recubrimiento dejando vulnerable el acero de refuerzo.
- ✓ Ciclos de humedad que pueden ocasionar erosión en el concreto y su consiguiente desintegración.
- ✓ Escasez de refuerzo transversal en la zona de confinamiento.
- ✓ Solicitaciones muy altas a cortante o momento.
- ✓ Curado deficiente del concreto.

VIGAS COLUMNAS MUROS Y LOSAS

Figura 29. Humedad en viga y losa.



DESCRIPCION

- ✓ Cambio de color y características del concreto.
- ✓ Abombamiento de la superficie de la viga y losa.
- ✓ Formación de alfombras mojadas a lo largo de toda el área.
- ✓ Formación de moho en la estructura.
- ✓ Reacción frente a un componente del agua como el sulfato, provocando que el aglutinante que le da el aspecto de pegamento al hormigón se descomponga.

POSIBLES CAUSAS

- ✓ Filtraciones debido a la deficiente impermeabilización de la losa.

A continuación se presenta una tabla en la que se realizó un conteo de los elementos estructurales que presentan afectación por alguna de las patologías expuestas anteriormente.

Tabla 4. Conteo de elementos estructurales con afectación.

CUANTIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES AFECTADOS POR ALGÚN TIPO DE PATOLOGÍA						
ELEMENTO ESTRUCTURAL	BLOQUE TIPO IA		BLOQUE TIPO IB		BLOQUE TIPO II	
	TOTAL DE ELEMENTOS	CANT. DE ELEMENTOS CON ALGÚN TIPO DE AFECTACIÓN	TOTAL DE ELEMENTOS	CANT. DE ELEMENTOS CON ALGÚN TIPO DE AFECTACIÓN	TOTAL DE ELEMENTOS	CANT. DE ELEMENTOS CON ALGÚN TIPO DE AFECTACIÓN
COLUMNAS	21	4	32	9	28	3
VIGAS	14	2	32	2	42	1
NODOS	42	1	70	2	91	1

4. EQUIPOS UTILIZADOS PARA LAS PRUEBAS DE VIBRACION AMBIENTAL

En los ensayos de vibración ambiental el cual tiene una variada gama de fuentes de excitación que son las solicitaciones ambientales, es imprescindible la utilización de sensores de elevada sensibilidad. Es así, que la utilización de sismógrafos puede ser la solución más adecuada.

Luego, para la realización de las pruebas se utilizó una configuración conformada por un sistema de adquisición de datos multicanal K2 (Altus digital recorder) de la compañía Kinometrics, que cuenta con su respectivo software para la captura y visualización de la información recolectada. El K2 tiene 9 canales de expansión y 3 canales ocupados por un episensor interno triaxial (ver figura 30).

A su vez, se utilizaron dos episensores triaxiales de fuerza balanceada, FB ES-T, de Kinometrics (ver figura 31) y un computador portátil para el manejo del software, del sistema de adquisición de datos¹⁰.

Figura 30. Altus digital recorder K2 de Kinometrics.



Figura 31. Episensor triaxial FB ES-T, de Kinometrics.



¹⁰ GÓMEZ ARAUJO Iván Darío, MALDONADO RONDÓN Esperanza, CHIO CHO Gustavo, CARACTERIZACION DINAMICA DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERIA A PARTIR DE PRUEBAS DE VIBRACION AMBIENTAL, Colombia, pág. 5.

A continuación (ver tabla 5) se hace una recopilación de los periodos fundamentales de la estructura obtenidos de diferentes fuentes:

- a) El periodo denominado K2 fue obtenido a partir de las vibraciones ambientales realizadas con los equipos anterior mente mencionados en el numeral 4.
- b) El periodo denominado SAP2000, es calculado como la normativa colombiana sismo-resistente lo indica, a partir de un modelo matemático lineal de la estructura en el software SAP2000.
- c) El periodo denominado NSR-10 A.4.2 es obtenido a partir de la ecuación (4.1) el cual puede utilizarse en vez del mencionado en el numeral anterior.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad (4.1)$$

Dónde:

m_i : Masa de la edificación calculada en el nivel i.

f_i : Fuerza sísmica horizontal en el nivel i

δ_i : Desplazamiento horizontal del nivel i con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i .

Tabla 5. Comparación de periodos de la estructura.

COMPARACION DE PERIODOS DE LA ESTRUCTURA						
BLOQUE TIPO	PERIODO EN X [s]			PERIODO EN Y [s]		
	NSR-10 A4.2	SAP2000	K2	NSR-10 A4.2	SAP2000	K2
1A	0,912	0,884	0,975	0,739	0,721	1,038
1B	0,957	0,889	1,005	0,839	0,803	0,909
2	1,947	1,857	2,011	1,002	1,500	1,693

Se utilizaron los periodos obtenidos a partir de las vibraciones ambientales para calibrar los modelos numéricos. Esto se logró degradando el módulo de elasticidad del concreto en un aproximado de 20%, hasta hacer coincidir el periodo de los modelos numéricos con el obtenido en los ensayos realizados con el K2.

5. EQUIPOS UTILIZADOS PARA LA DETECCION DE BARRAS DE REFUERZO

El Profometer 5* es un sistema de detección de barras de refuerzo ultraligero y compacto, que permite utilizar la tecnología de inducción de impulso no destructiva para detectar y analizar sistemas de barras de refuerzo en el hormigón.

Profometer 5* es una de las mejores soluciones, ya que se trata de un sistema fácil, compacto y preciso que permite detectar barras de refuerzo además, medir la profundidad del recubrimiento.

El dispositivo cuenta además con varios medios auxiliares de localización ópticos y acústicos.

Figura 32. Detección de barras de refuerzo.



5.1. CARACTERÍSTICAS

- Detección de barras de refuerzo y otros elementos de construcción metálicos y determinación de su orientación.
- Medición de la profundidad del recubrimiento de hormigón y del diámetro de las barras de refuerzo.
- Funciones de corrección de la influencia de las barras adyacentes.
- Dispositivo indicador compacto y fácil de usar con pantalla retroiluminada.
- Medios auxiliares de localización ópticos y acústicos.
- Configuración con unidades métricas o imperiales.
- Almacenamiento de 40 000 valores de recubrimiento individuales y análisis estadísticos (160 000 con el modelo Scanlog).
- Carrito de sonda ScanCar con captador de desplazamiento integral.

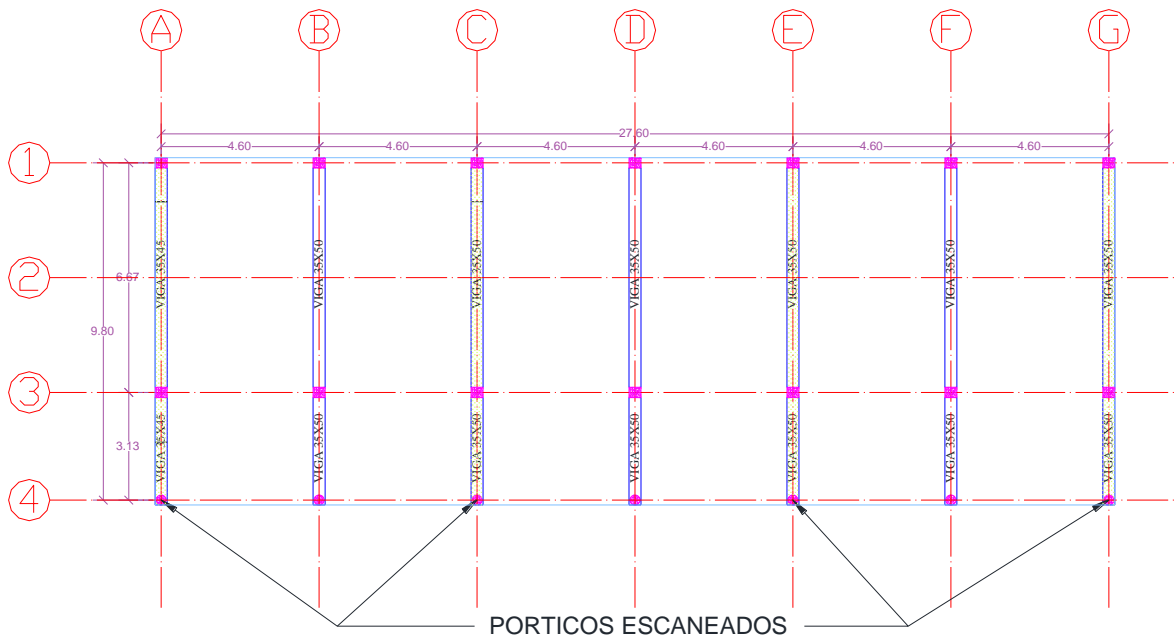
- Medición de la profundidad del recubrimiento Intervalo reducido: hasta 100 mm (3,94 in), Intervalo amplio: hasta 185 mm (7,28 in)¹¹.

En la sede principal del colegio Santander se realizó un escaneo de algunos pórticos de los dos bloques tipo, a los cuales se le ejecuto análisis de recubrimiento, separación del acero de refuerzo transversal y por último se analizó el refuerzo longitudinal. El análisis de diámetro de barras no se pudo llevar a cabo puesto que el recubrimiento y el friso de los elementos era mayor al intervalo para el cual el Profometer scanlog trabaja en este tipo de análisis; debido a esto se trabajó con los diámetros de barras de refuerzo medidos con un calibrador directamente en las columnas deterioradas.

A continuación se presentan las columnas a las cuales se le realizo el escaneo en los diferentes bloques de la edificación.

5.2. BLOQUE TIPO IA

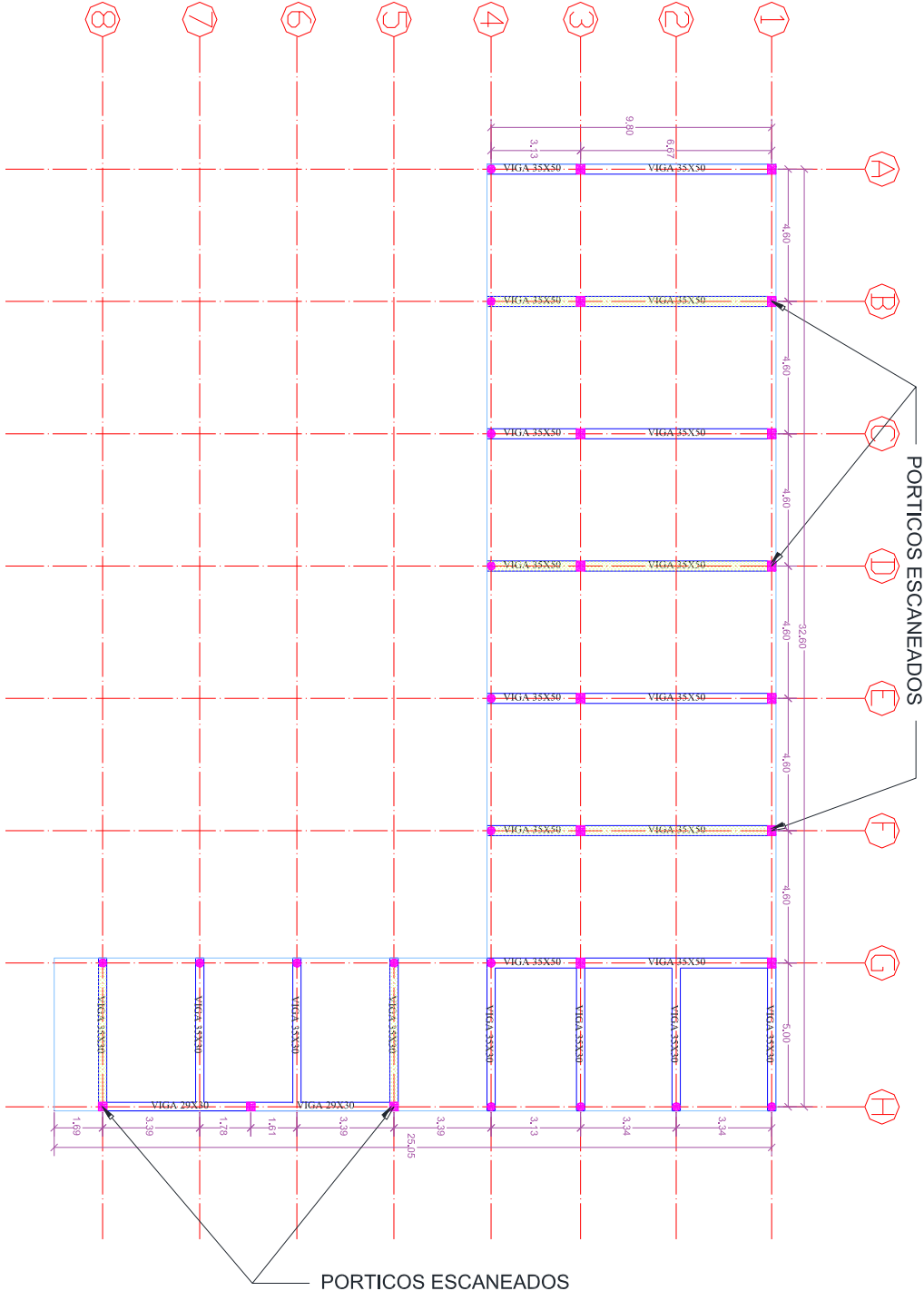
Figura 33. Columnas analizadas bloque IA.



¹¹ <http://cartex.es/hormigon.pdf>

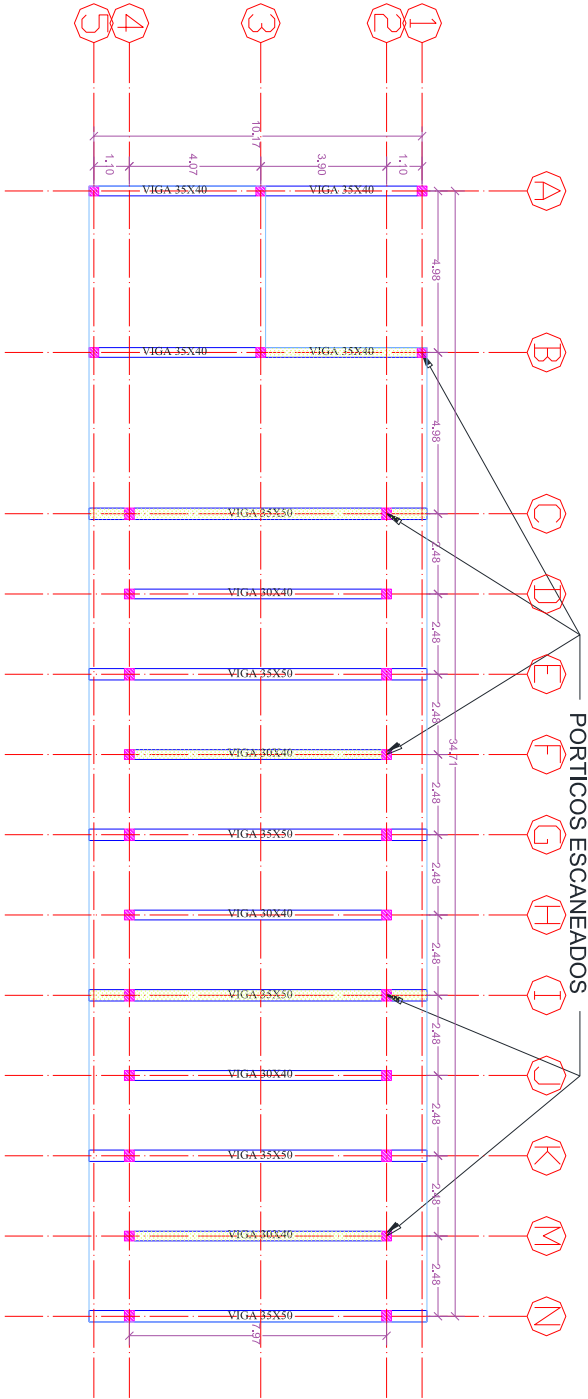
5.3. BLOQUE TIPO IB

Figura 34. Columnas analizadas bloque IB.



5.4. BLOQUE TIPO II

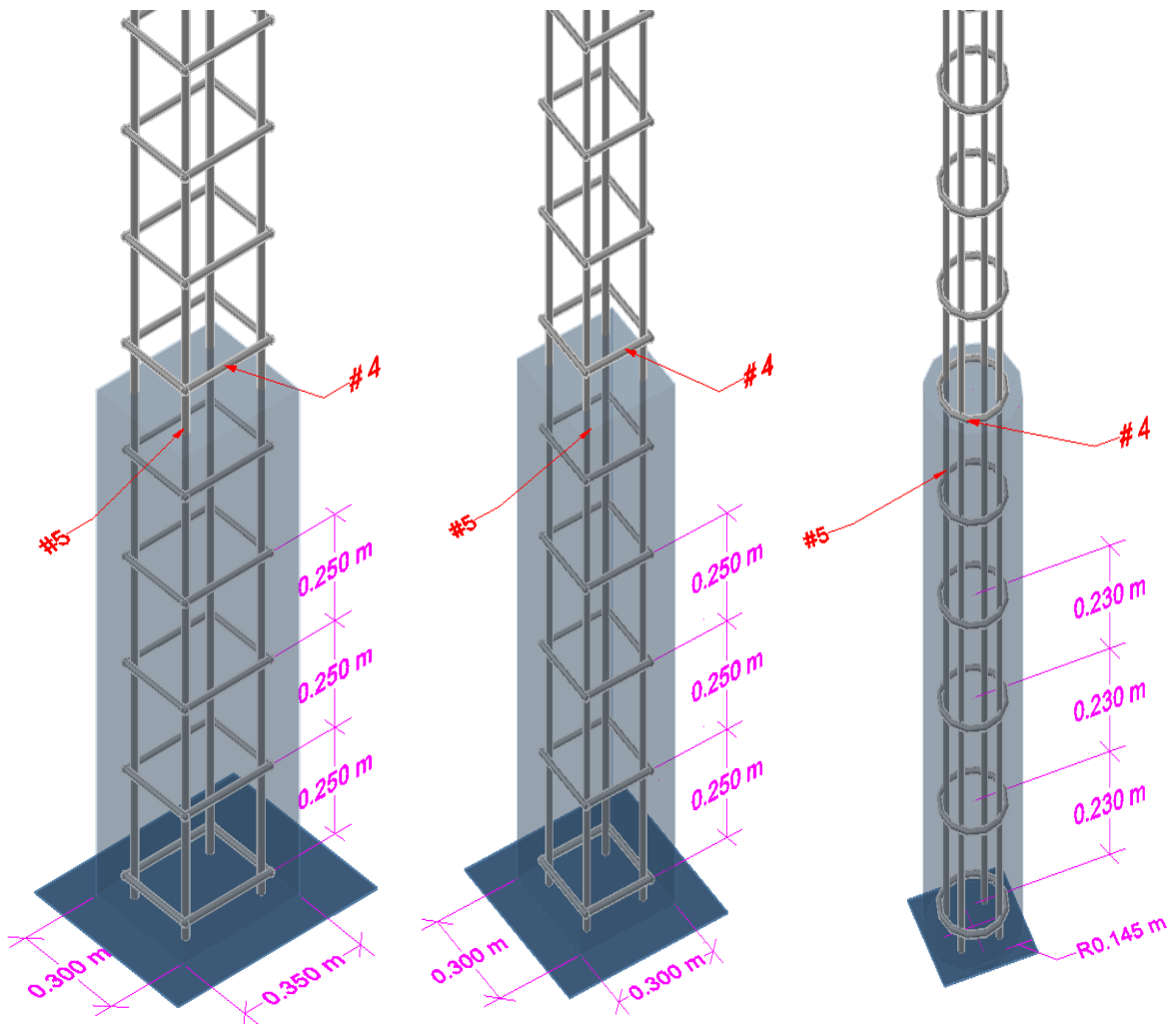
Figura 35. Columnas analizadas bloque II.



5.5. COLUMNAS TIPO ESCOGIDAS EN LOS DOS BLOQUES

Las columnas tipo escogidas del análisis anterior, debido a la gran similitud encontrada en la configuración de estas se presentan a continuación y fueron las utilizadas en el modelo numérico realizado en el programa SAP2000.

Figura 36. Columnas tipo encontradas en la estructura.



6. CONTROL DE DERIVAS

La deriva está asociada con los siguientes efectos durante un temblor:

- ✓ Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- ✓ Estabilidad global de la estructura.
- ✓ Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.
- ✓ Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación¹².

Por las razones anteriores es fundamental llevar a cabo un control sobre estas.

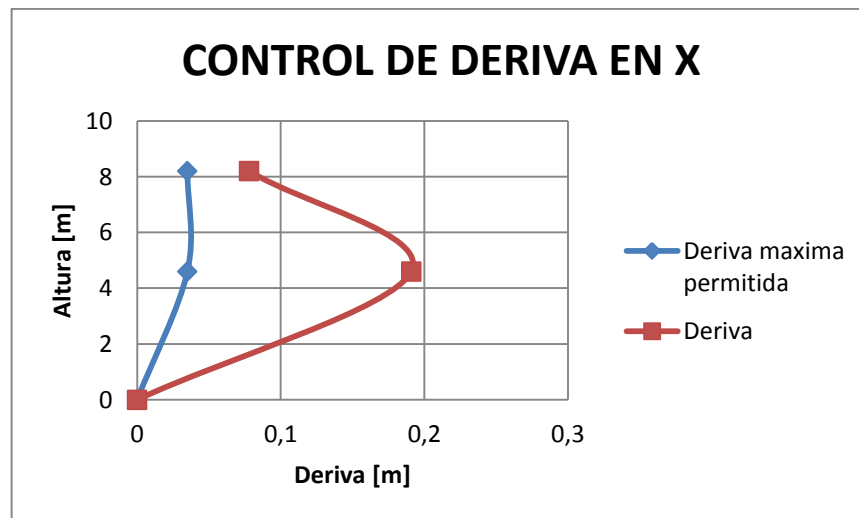
6.1. BLOQUE TIPO IA.

El análisis de las derivas presentes en la edificación se llevara a cabo según la norma NSR-10. En donde se estipula como deriva máxima permitida el 1% de la altura del piso.

✓ DERIVA EN SENTIDO X

- Deriva máxima para el sismo en sentido X.

Grafica 1. Control de deriva bloque tipo IA en X.

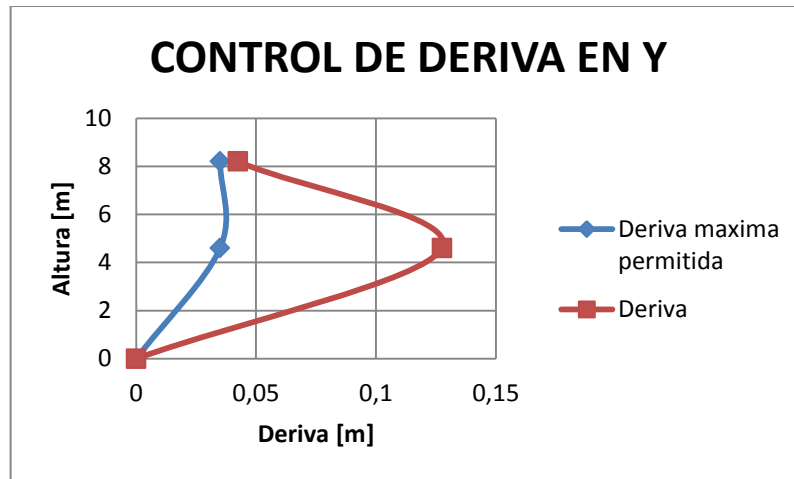


¹² ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, ASI. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.pag A-73 - A-74

✓ **DERIVA EN SENTIDO Y**

- Deriva máxima para el sismo en sentido Y.

Grafica 2. Control de deriva bloque tipo IA en Y.



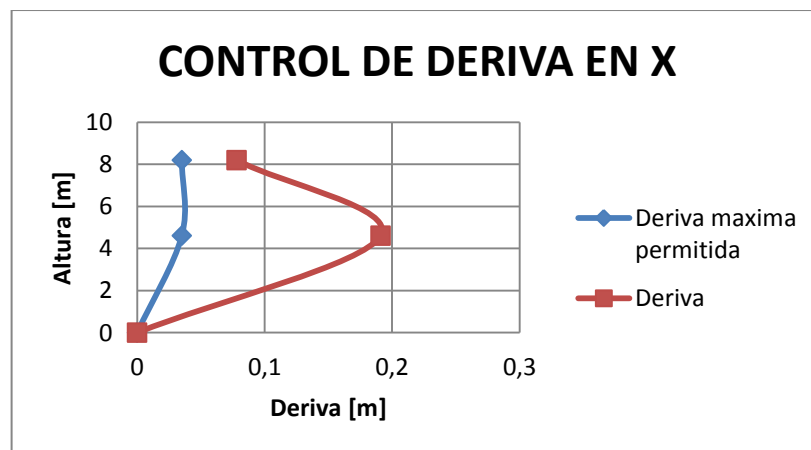
6.2. BLOQUE TIPO IB.

El análisis de las derivas presentes en la edificación se llevara a cabo según la norma NSR-10. En donde se estipula como deriva máxima permisible el 1% de la altura del piso.

✓ **DERIVA EN SENTIDO X**

- Deriva máxima para el sismo en sentido X.

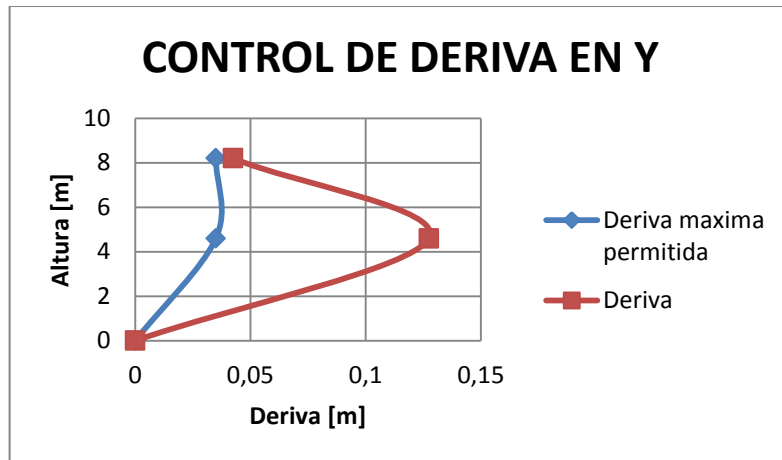
Grafica 3. Control de deriva bloque tipo IB en X.



✓ **DERIVA EN SENTIDO Y**

- Deriva máxima para el sismo en sentido Y.

Grafica 4. Control de deriva bloque tipo IB en Y.



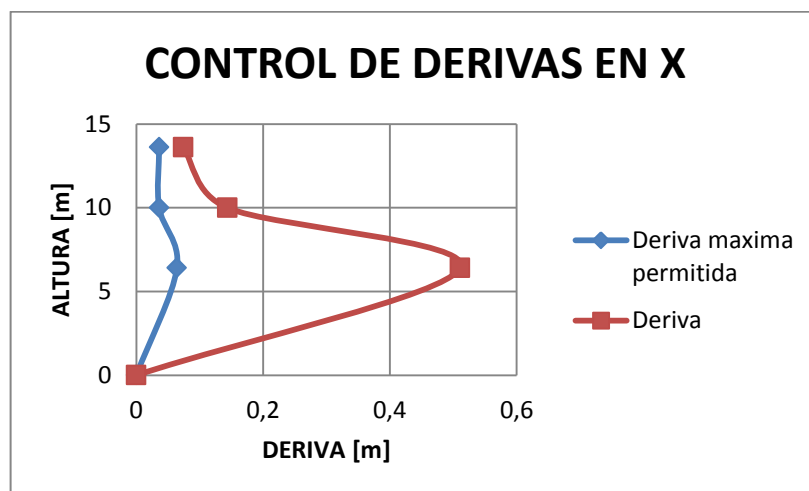
6.3. BLOQUE TIPO II

El análisis de las derivas presentes en la edificación se llevara a cabo según la norma NSR-10. En donde se estipula como deriva máxima permisible el 1% de la altura del piso.

✓ **DERIVA EN SENTIDO X**

- Deriva máxima para el sismo en sentido X.

Grafica 5. Control de deriva bloque tipo II en X.

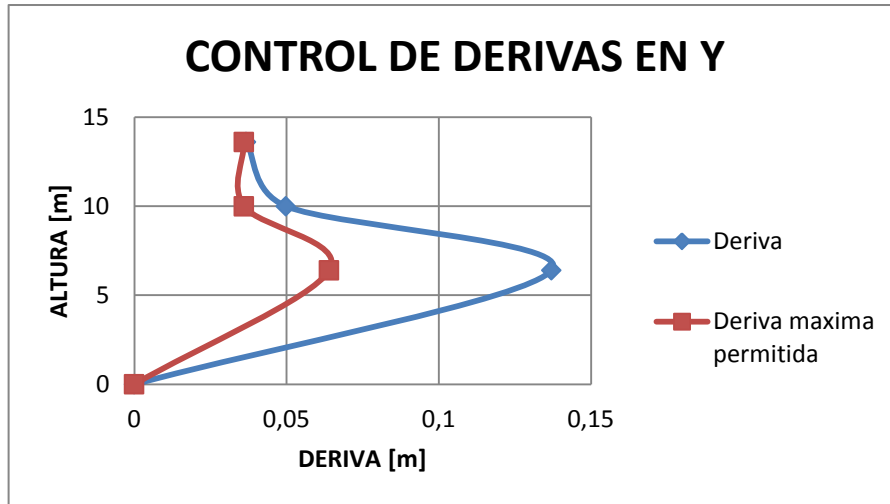


GRAFICA 5. Control de deriva bloque tipo II en X.

✓ **DERIVA EN SENTIDO Y**

- Deriva máxima para el sismo en sentido Y.

Grafica 6. Control de deriva bloque tipo II en Y.



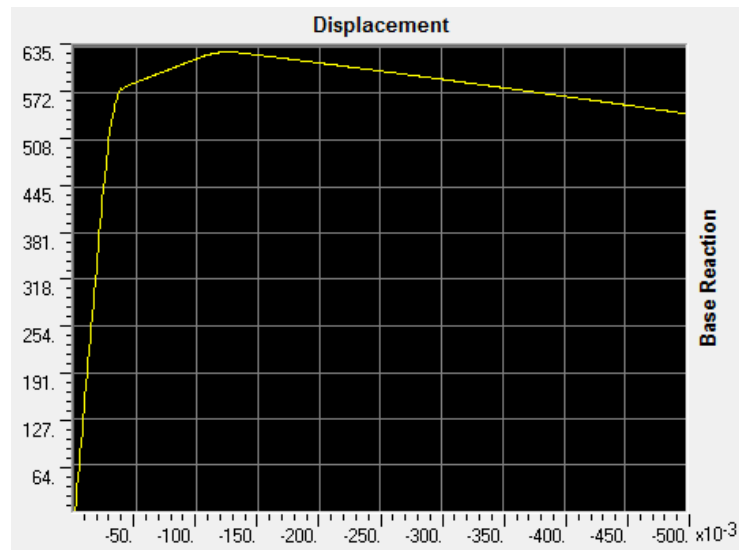
7. ANALISIS DE RESULTADOS

7.1.1. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE TIPO IA

7.1.1.1. Pushover en dirección X

En la curva de capacidad del bloque (ver figura 37) se pueden observar tres tramos claramente identificables; el primero tiene un comportamiento lineal hasta alcanzar un desplazamiento de 3.75 cm y un cortante basal 576,88 KN. Este punto está enmarcado por la plastificación de las columnas de 35 X 30 y las circulares de diámetro 29 cm de los ejes 1, 2, 3 desde el eje A hasta el G del primer piso y algunas de las vigas del primer entrepiso (ver figura 38).

Figura 37. Curva de capacidad bloque IA dirección X.



El siguiente tramo presenta un cambio de pendiente en la curva que está definida por la subsiguiente plastificación de todas las columnas y vigas del primer piso y la aparición de rotulas plásticas en algunas vigas del segundo piso hasta alcanzar un desplazamiento máximo de 11.89 cm y un cortante basal de 630.69 KN. Que se encuentra enmarcado por el colapso total de algunas de las columnas del primer piso (Ver figura 39). El tercer tramo presenta una abrupta disminución de la capacidad de la estructura de soportar el cortante basal, la cual no ha sido estudiada en este documento.

Figura 38. Estado de plastificación para un desplazamiento de 3.75 cm.

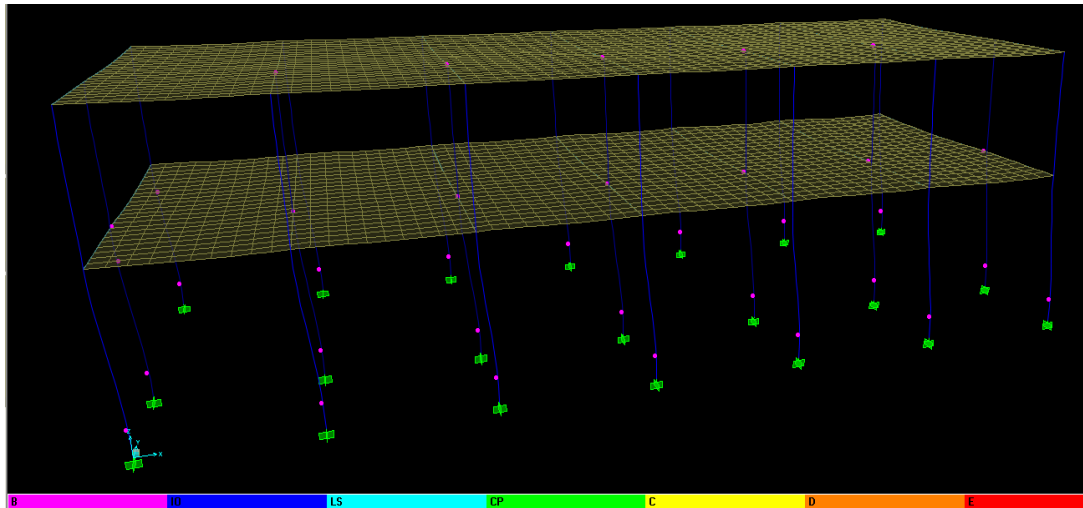
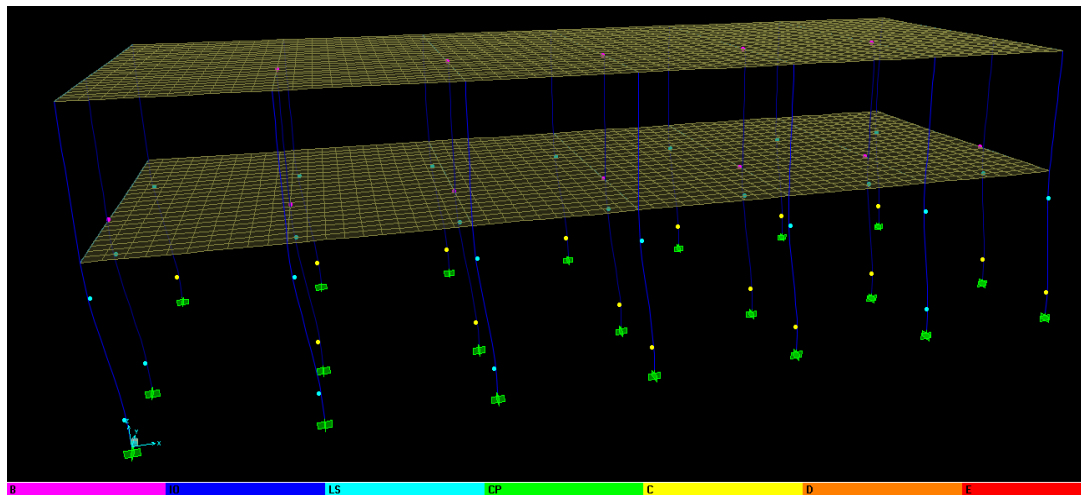


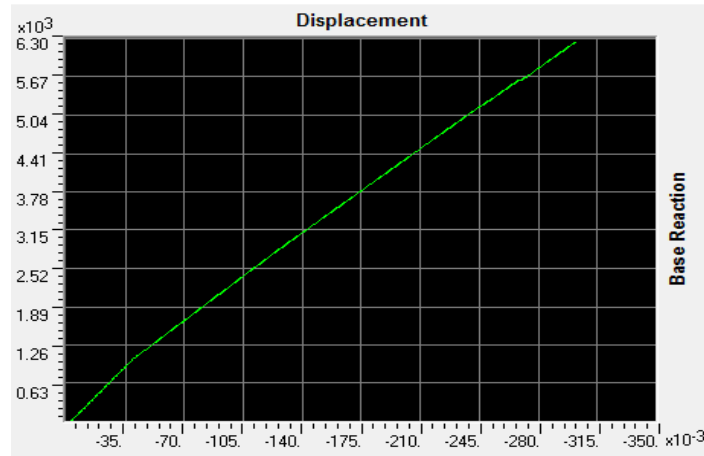
Figura 39. Estado de plastificación para un desplazamiento de 11.89 cm.



7.1.1.2. Pushover en dirección Y

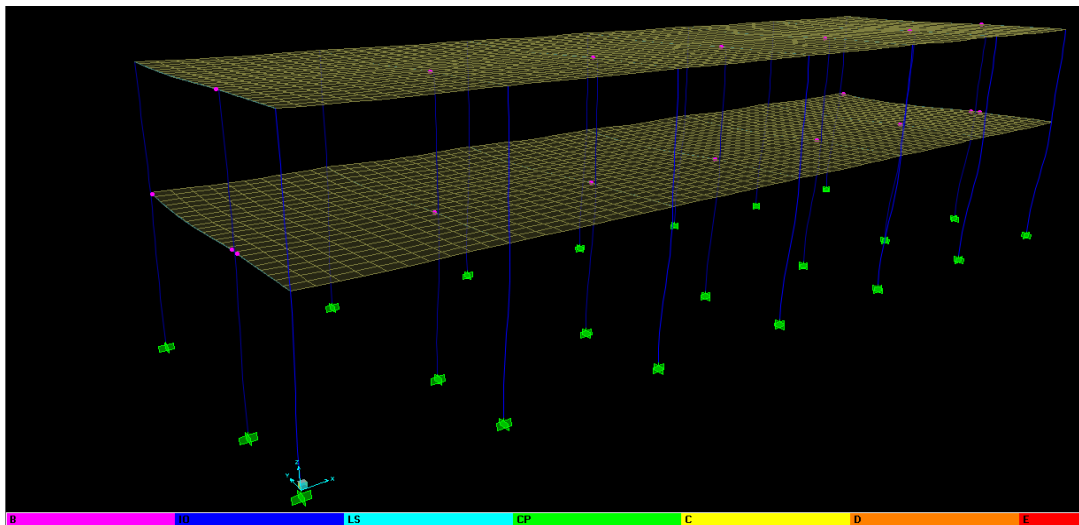
En la curva de capacidad del bloque (ver figura 40) se pueden observar dos tramos clara mente identificables; el primero tiene un comportamiento casi lineal hasta alcanzar un desplazamiento de 3.3 cm y un cortante basal 854.74 KN. Este punto está enmarcado por la plastificación de las vigas de 35 X 50 del eje A y el G del primer piso y las vigas del segundo piso entre los ejes 1-2. (Ver figura 41).

Figura 40. Curva de capacidad bloque IA dirección Y.



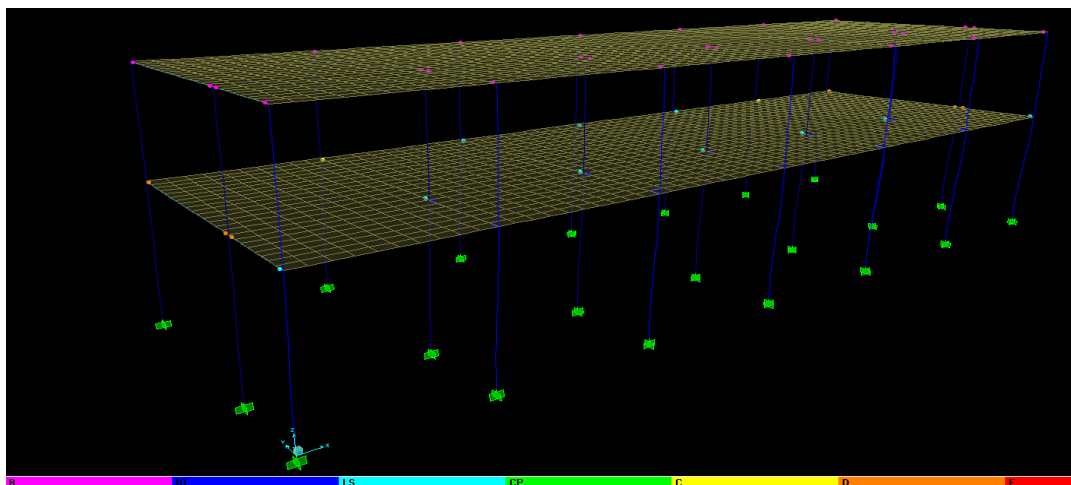
El siguiente tramo presenta un cambio de pendiente en la curva que está definida por la subsiguiente plastificación de las vigas del primer piso y las vigas del segundo piso que se encuentran en los ejes A y G entre los ejes 1 y 3, hasta llegar al desplazamiento máximo de 30 cm y un cortante basal de 6257.29 KN. Que se encuentra enmarcado por el colapso total de las vigas de los ejes A-B y G que soportan la placa del primer entrespacio (Ver figura 42).

Figura 41. Estado de plastificación para un desplazamiento de 3.3 cm.



Para este caso de análisis se presentó que la estructura a partir de un desplazamiento de 3 mm ya presentaba rotulas plásticas en la luz más grande de todas las vigas del primer piso.

Figura 42. Estado de plastificación para un desplazamiento de 30 cm.

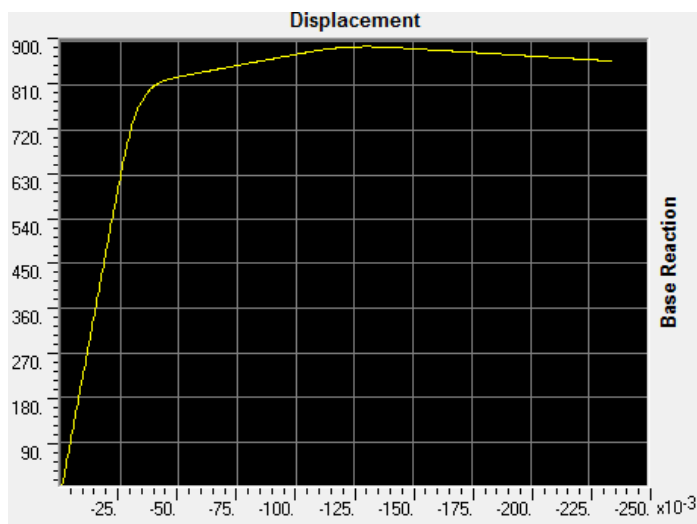


7.1.2. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE TIPO IB

7.1.2.1. Pushover en dirección X

En la curva de capacidad del bloque (ver figura 43) se pueden observar tres tramos claramente identificables; el primero tiene un comportamiento casi lineal hasta alcanzar un desplazamiento de 3.1 cm y un cortante basal 741.36 kN. Este punto está enmarcado por la plastificación de las columnas de 35 X 30 y las circulares de diámetro 29 cm de los ejes 1, 2, 3 desde el eje A hasta el G del primer piso y algunas de las vigas del primer entrepiso (ver figura 44).

Figura 43. Curva de capacidad bloque IB dirección X.



El siguiente tramo presenta un cambio de pendiente en la curva que está definida por la subsiguiente plastificación de todas las columnas y vigas del primer piso y la aparición de rotulas plásticas en algunas vigas del segundo piso hasta alcanzar un desplazamiento máximo de 11.76 cm y un cortante basal de 884.74 KN. Que se encuentra enmarcado por el colapso total de la mayoría de las columnas del primer piso y la aparición de rotulas plásticas en las vigas del primer y segundo piso de los ejes A al G (Ver figura 45). El tercer tramo presenta una abrupta disminución de la capacidad de la estructura de soportar el cortante basal, la cual no ha sido estudiada en este documento.

Figura 44. Estado de plastificación para un desplazamiento de 3.1 cm.

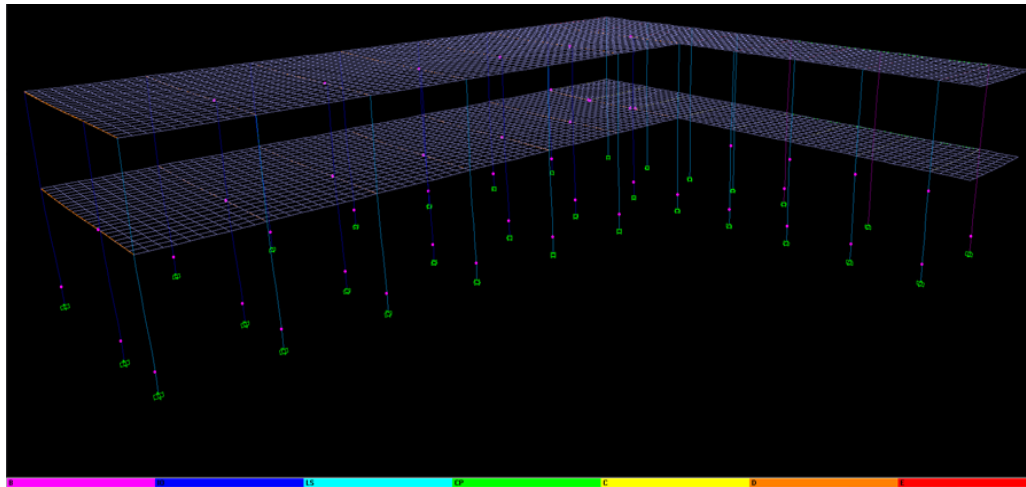
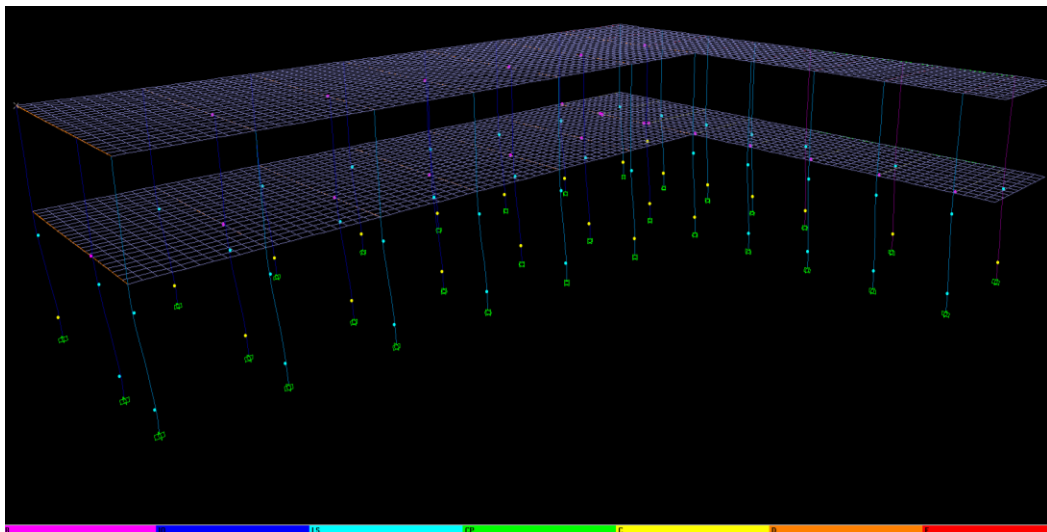


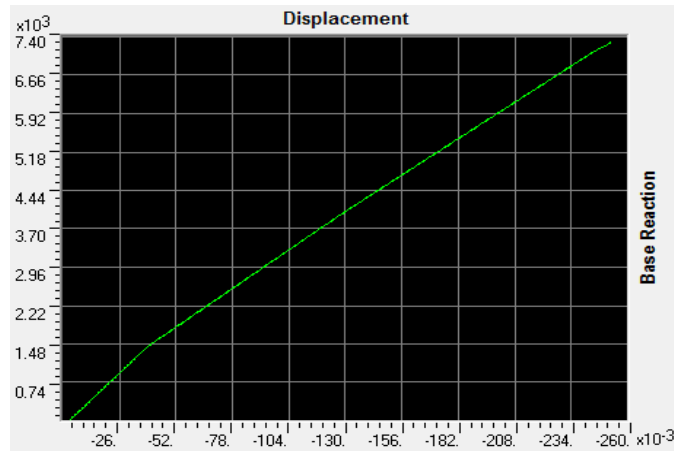
Figura 45. Estado de plastificación para un desplazamiento de 11.76 cm.



7.1.2.2. Pushover en dirección Y

En la curva de capacidad del bloque (ver figura 46) se pueden observar dos tramos clara mente identificables; el primero tiene un comportamiento casi lineal hasta alcanzar un desplazamiento de 4.03 cm y un cortante basal 1480 KN. Este punto está enmarcado por la plastificación de las vigas del primer y segundo piso de 35 X 50 del eje A al G y las vigas de 35 X 30 del primer piso en el eje H. (Ver figura 47).

Figura 46. Curva de capacidad bloque IB dirección Y.



El siguiente tramo presenta un cambio de pendiente en la curva que está definida por la subsiguiente plastificación de las vigas del primer piso y las vigas del segundo piso que se encuentran en los ejes A y G entre los ejes 1-3, y la viga del eje H entre los ejes 4-6, hasta llegar al desplazamiento máximo de 29.19 cm y un cortante basal de 8286 KN. Que se encuentra enmarcado por el colapso de la viga del ejes A-D-G-F y la plastificación de las columnas del eje 7 que soportan la placa del primer entrepiso (Ver figura 48).

Figura 47. Estado de plastificación para un desplazamiento de 4.03 cm.

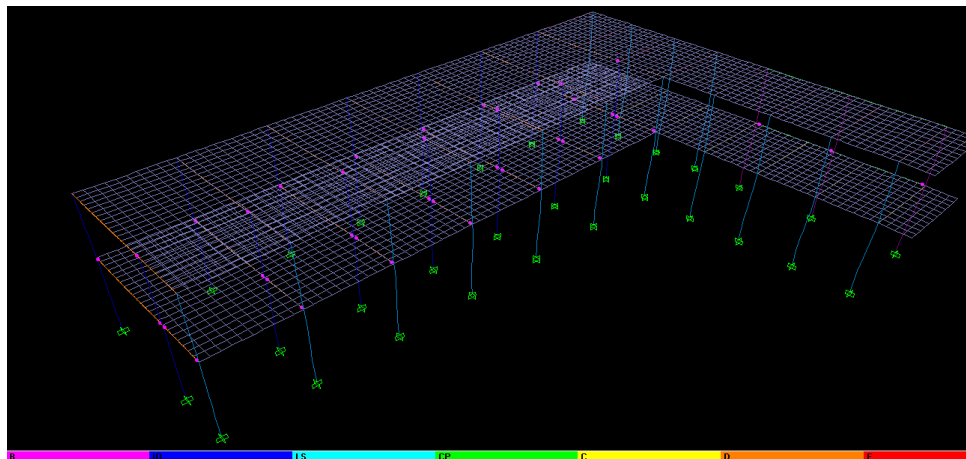
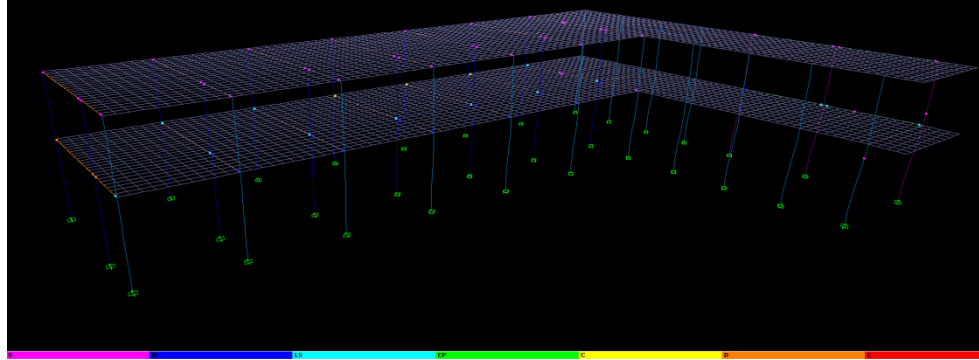


Figura 48. Estado de plastificación para un desplazamiento de 29.19 cm.

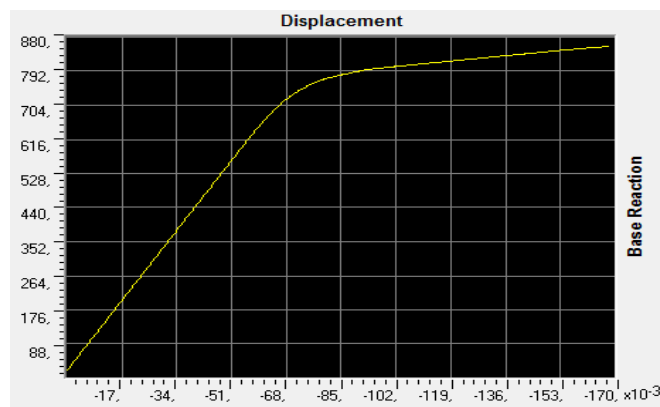


7.1.3. CURVA DE CAPACIDAD BLOQUE TIPO II

7.1.3.1. Pushover en dirección X

En la curva de capacidad del bloque (ver figura 49) se pueden observar dos tramos clara mente identificable; el primero tiene un comportamiento casi lineal hasta alcanzar un desplazamiento de 6.72 cm y un cortante basal 712.95 KN. Este punto está enmarcado por la plastificación de las columnas de 30 X 35 de los ejes 1, 2, 3, 4 desde el eje A hasta el M del primer piso (ver figura 50).

Figura 49. Curva de capacidad bloque II dirección X.



El siguiente tramo presenta un cambio de pendiente en la curva que está definida por la subsiguiente plastificación de todas las columnas del primer piso y las columnas de los ejes 3-B, 2-(C y G) y 4-(C y G) del segundo piso hasta alcanzar

un desplazamiento máximo de 16,81 cm y un cortante basal de 859.12 KN. Que se encuentra enmarcado por el colapso total de las columnas 2-(D y M), 3-B, 4-(D y M) (Ver figura 51).

Figura 50. Estado de plastificación para un desplazamiento de 6.72 cm.

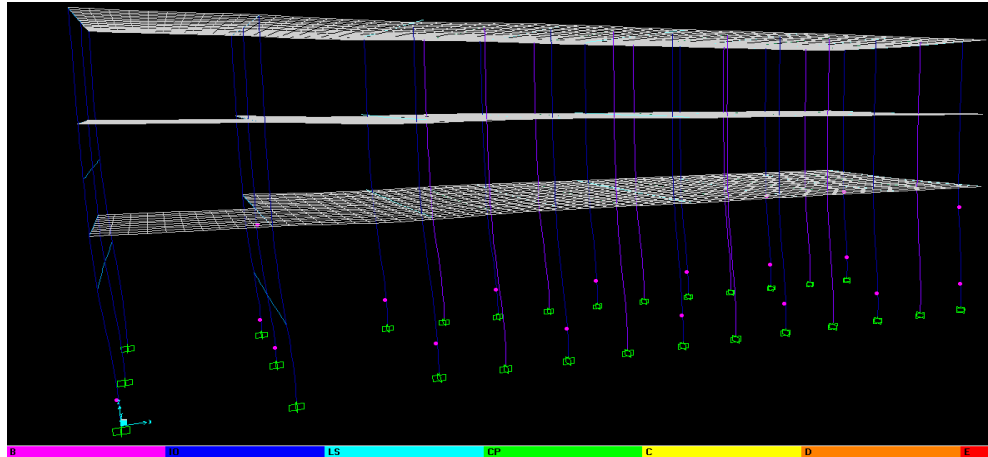
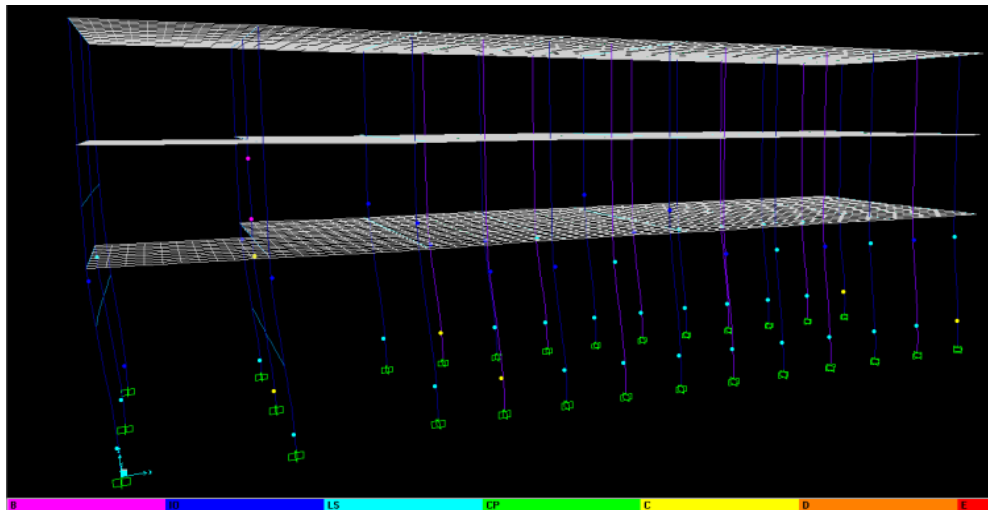


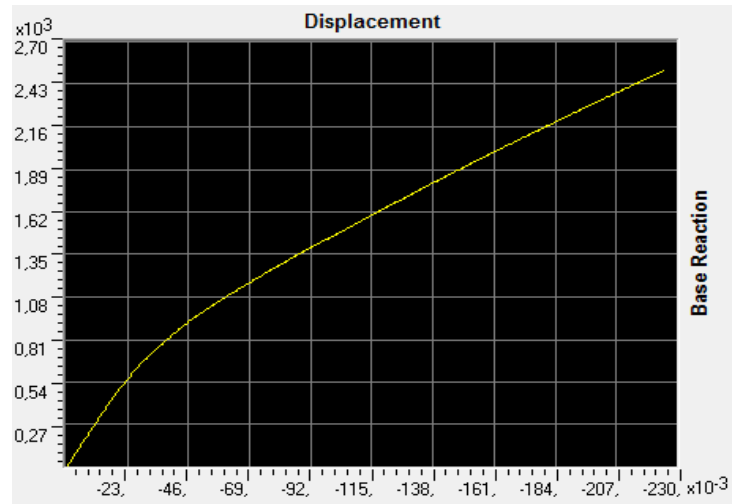
Figura 51 Estado de plastificación para un desplazamiento de 16.81 cm.



7.1.3.2. Pushover dirección Y

En la curva de capacidad del bloque (ver figura 52) se pueden observar dos tramos clara mente identificable; el primero tiene un comportamiento casi lineal hasta alcanzar un desplazamiento de 2,2 cm y un cortante basal 503,39 KN. Este punto está enmarcado por la plastificación de las vigas de 35 X 40 de los ejes A y B que soportan las escaleras y la losa del primer piso (ver figura 53).

Figura 52. Curva de capacidad bloque II dirección Y.



El siguiente tramo presenta un cambio de pendiente en la curva que está definida por la subsiguiente plastificación de las vigas del primer piso, las vigas que soportan las escaleras y algunas del segundo piso que se encuentran en los ejes A hasta el I y los ejes K y M hasta llegar al desplazamiento máximo de 22.51 cm y un cortante basal de 2526.1 KN. Que se encuentra enmarcado por el colapso total de las vigas de los ejes A y B que soportan las escaleras y la placa del primer entrepiso (Ver figura 54).

Figura 53. Estado de plastificación para un desplazamiento de 2.2 cm.

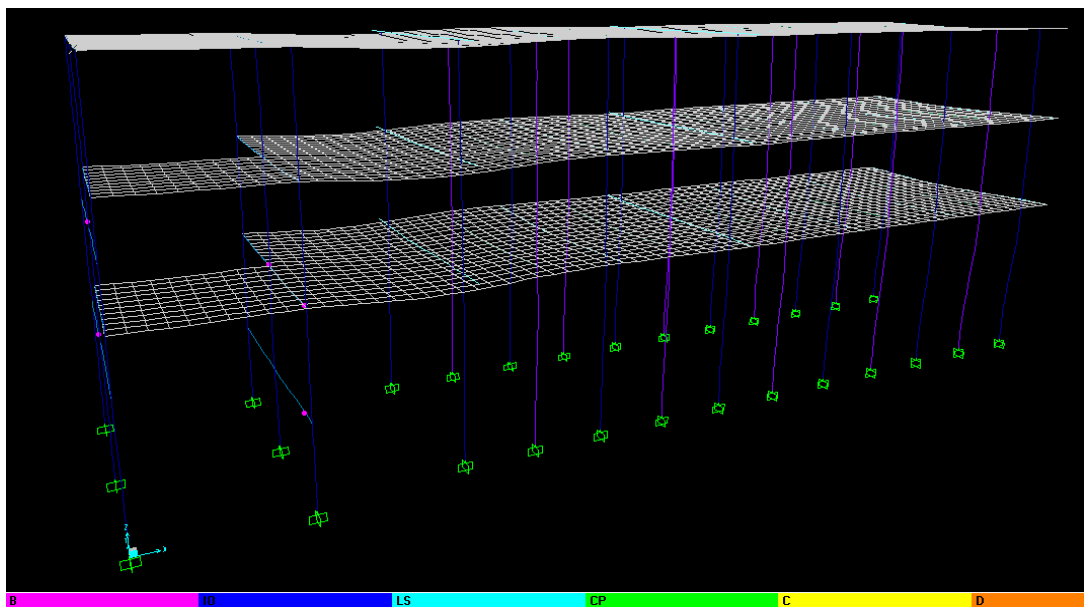
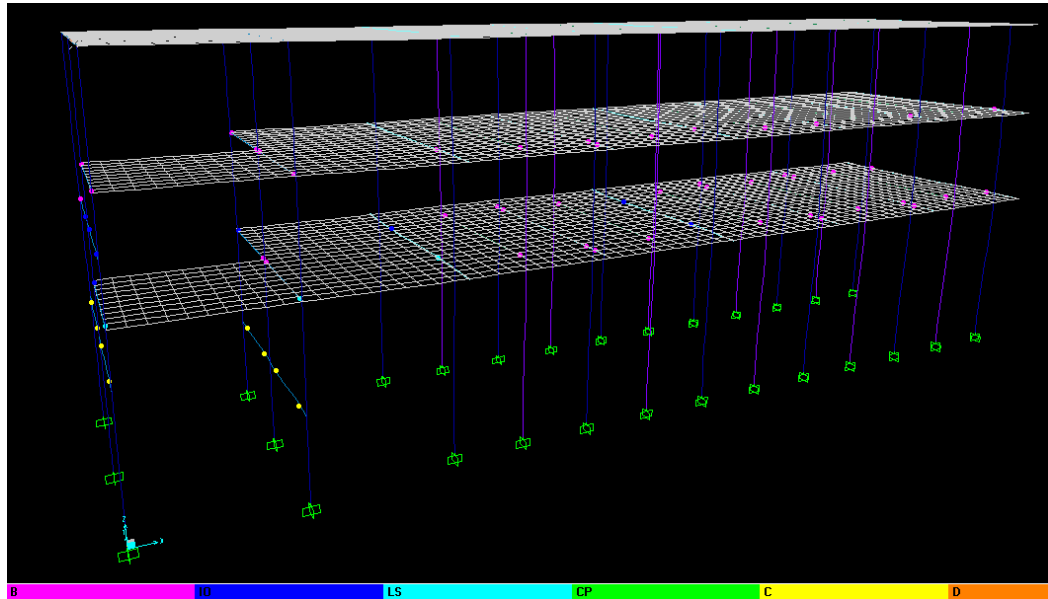


Figura 54. Estado de plastificación para un desplazamiento de 22.51 cm.

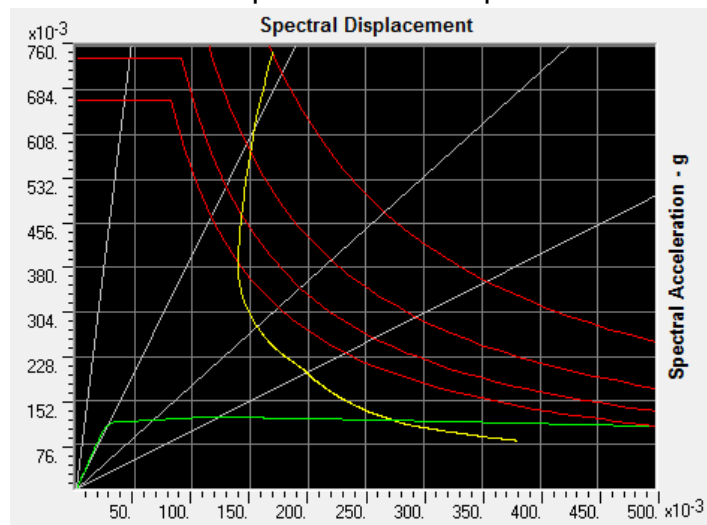


7.2. PUNTO DE DESEMPEÑO BLOQUE TIPO IA

Para el análisis del punto de comportamiento se utilizó la metodología de la norma ATC-40 en cuanto a la aplicación del Pushover. Mientras para la evaluación de cargas se realizó lo estipulado por la normativa colombiana NSR-10.

7.2.1.1. Pushover dirección X.

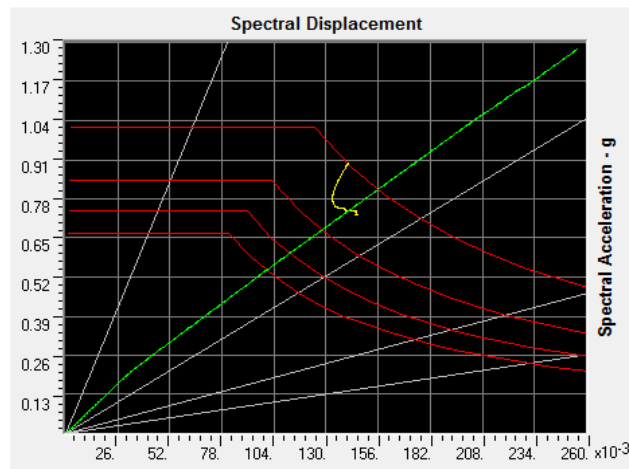
Figura 55. Punto comportamiento bloque IA en dirección X.



La estructura presenta un punto de comportamiento con un desplazamiento 27.9 cm y un cortante basal de 595.695 KN. Este se encuentra por debajo del espectro de diseño de la ciudad de Bucaramanga, luego esto nos lleva a decir que la estructura no está bien diseñada para soportar un evento sísmico.

7.2.1.2. Pushover dirección Y.

Figura 56. Punto comportamiento bloque IA en dirección Y.

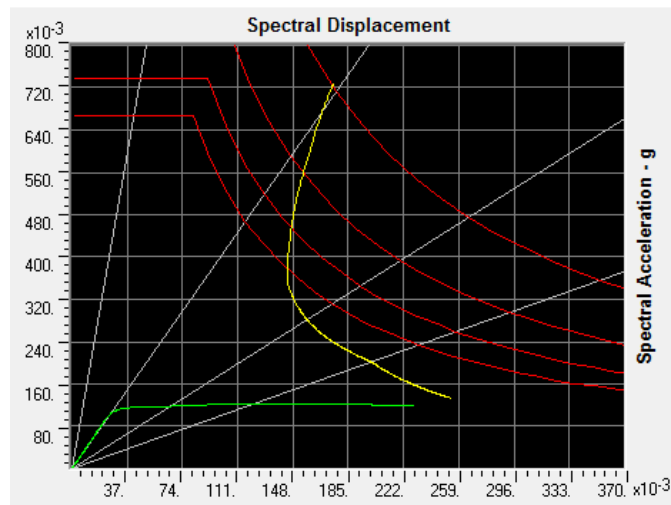


La estructura presenta un punto de comportamiento para un desplazamiento de 16.6 cm y un cortante basal de 3631.7 KN.

7.2.2. PUNTO DE DESEMPEÑO BLOQUE TIPO IB

7.2.2.1. Pushover dirección X.

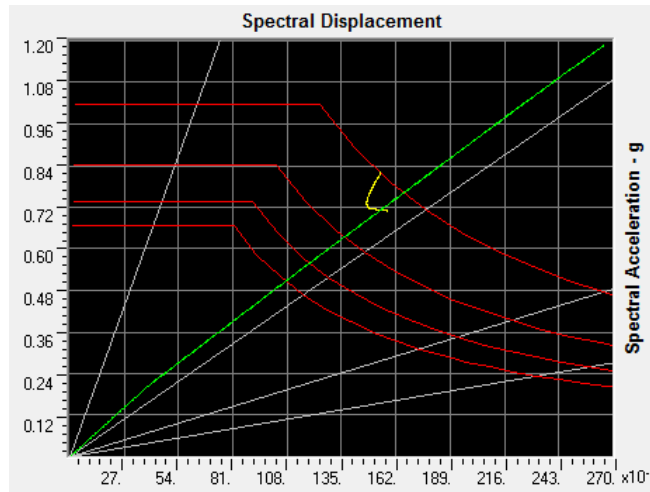
Figura 57. Punto comportamiento bloque IB en dirección X.



La estructura no presenta punto de desempeño debido a que está mal diseñada para resistir las solicitaciones sísmicas y no cumple los requerimientos de la NSR-10.

7.2.2.2. Pushover dirección Y.

Figura 58. Punto comportamiento bloque IB en dirección Y.

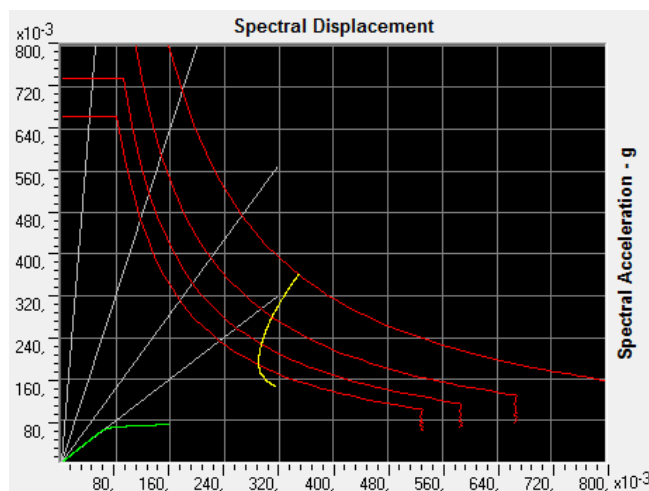


La estructura presenta un punto de comportamiento para un desplazamiento de 16.5 cm y un cortante basal de 4973.63 KN.

7.2.3. PUNTO DE DESEMPEÑO BLOQUE TIPO II.

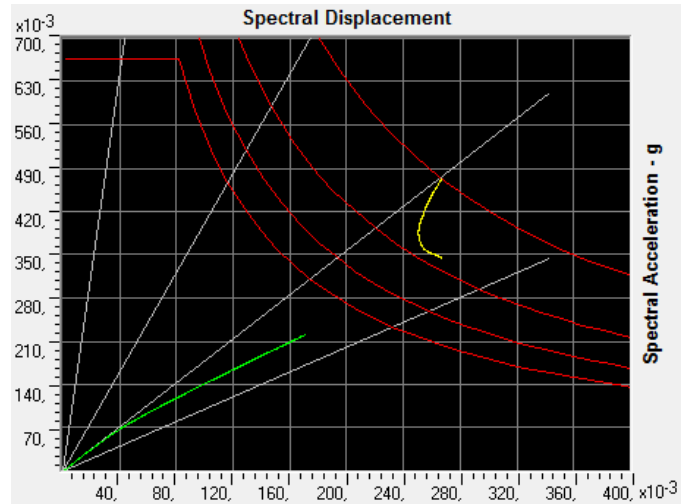
7.2.3.1. Pushover dirección X.

Figura 59. Punto comportamiento bloque II en dirección X.



7.2.3.2. Pushover dirección Y.

Figura 60. Punto comportamiento bloque II en dirección Y.



Como se observa en las figuras 59 y 60, la estructura no presenta punto de desempeño, ya que su diseño no fue realizado con una norma o reglamento de diseño sísmico adecuado, y menos para resistir las solicitaciones sísmicas a las que una estructura de disipación especial de energía (DES) debe soportar. En los ensayos de campo se encontró que no cumple los requerimientos de la NSR-10.

Para complementar el análisis de vulnerabilidad sísmica de la estructura del colegio de Santander, se realizó una tabla por cada bloque, donde se analizaron diferentes requisitos de diseño de la norma colombiana sismo resistente NSR-10; algunos se observaron a simple vista en los elementos que se encontraban deteriorados, para otros se llevaron a cabo diferentes ensayos en la estructura, y para los restantes se analizaron los elementos con los requisitos de diseño actuales según la NSR-10.

Tabla 6. Requisitos sísmicos bloque IA.

BLOQUE TIPO IA		
REQUISITOS SIMO RESISTENTES PARA UNA SONA DE AMENAZA SIMICA ALTA SEGUN NORMA NSR-10	EVALUACION DE LA ESTRUCTURA CON LO ESTIPULADO EN LA NSR-10	
	CUMPLE	NO CUMPLE
ZONZA DE CONFINAMIENTO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES		X
VERIFICACION DERIVA MAXIMA PERMITIDA		X
SISTEMA ESTRUCTURAL CONTEMPLADO EN LA NSR-10		X
RECUBRIMIENTO	✓	
CONTROL DE DEFLEXIONES	✓	
TOTAL	2/5	3/5

Tabla 7. Requisitos sísmicos bloque IB.

BLOQUE TIPO IB		
REQUISITOS SIMO RESISTENTES PARA UNA SONA DE AMENAZA SIMICA ALTA SEGUN NORMA NSR-10	EVALUACION DE LA ESTRUCTURA CON LO ESTIPULADO EN LA NSR-10	
	CUMPLE	NO CUMPLE
ZONZA DE CONFINAMIENTO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES		X
VERIFICACION DERIVA MAXIMA PERMITIDA		X
SISTEMA ESTRUCTURAL CONTEMPLADO EN LA NSR-10		X
RECUBRIMIENTO	✓	
CONTROL DE DEFLEXIONES	✓	
TOTAL	2/5	3/5

Tabla 8. Requisitos sísmicos bloque II.

BLOQUE TIPO II		
REQUISITOS SIMO RESISTENTES PARA UNA SONA DE AMENAZA SIMICA ALTA SEGUN NORMA NSR-10	EVALUACION DE LA ESTRUCTURA CON LO ESTIPULADO EN LA NSR-10	
	CUMPLE	NO CUMPLE
ZONZA DE CONFINAMIENTO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES		X
VERIFICACION DERIVA MAXIMA PERMITIDA		X
SISTEMA ESTRUCTURAL CONTEMPLADO EN LA NSR-10		X
RECUBRIMIENTO	✓	
CONTROL DE DEFLEXIONES	✓	
TOTAL	2/5	3/5

8. CONCLUSIONES

- ✓ Debido a que la sede principal del colegio de Santander no posee ningún plano estructural y el plano arquitectónico que se tiene de esta no corresponde con la realidad, se hizo necesario realizar un levantamiento geométrico detallado de la estructura. Esta información fue la base para la creación de los modelos numéricos en el software SAP2000.
- ✓ Las patologías halladas en el hormigón tales como fisuración, descascaramiento, humedades, exposición del acero, pérdidas de sección en el acero y en el concreto, etc., hacen que la estructura del colegio de Santander se encuentre en una condición vulnerable ante la eventual ocurrencia de un sismo de gran magnitud en la ciudad de Bucaramanga.
- ✓ El alto grado de deterioro observado a simple vista en la estructura, unido a su fecha de construcción (muy anterior al primero código sismoresistente de 1984), permitieron suponer desde antes de realizar ensayos y modelamiento numérico que la estructura no cumpliría con las exigencias actuales en materia sismoresistente.
- ✓ La estructura portante encontrada en el edificio es del tipo pórtico unidireccional, el cual no es permitido en la norma NSR-10.
- ✓ La caracterización y el modelamiento numérico con elementos finitos demostraron el no cumplimiento de las exigencias sismoresistentes para este tipo de edificación.
- ✓ Al realizar la calibración del modelo numérico con los periodos fundamentales obtenidos del equipo de vibración ambiental, se encontró que el módulo de elasticidad del concreto debería ser reducido en aproximadamente el 20%.
- ✓ Teniendo en cuenta que los fines de este trabajo eran meramente académicos, se recomienda la realización de un estudio más profundo, incluyendo campañas experimentales más representativas para una mejor caracterización mecánica y dinámica de la estructura.

- ✓ La poca capacidad resistente ante acciones horizontales, encontrada en la estructura hace necesario que se deba diseñar una intervención al edificio para adecuarlo a las exigencias actuales en materia sismoresistente, cumpliendo los lineamientos de la NSR10.

BIBLIOGRAFÍA

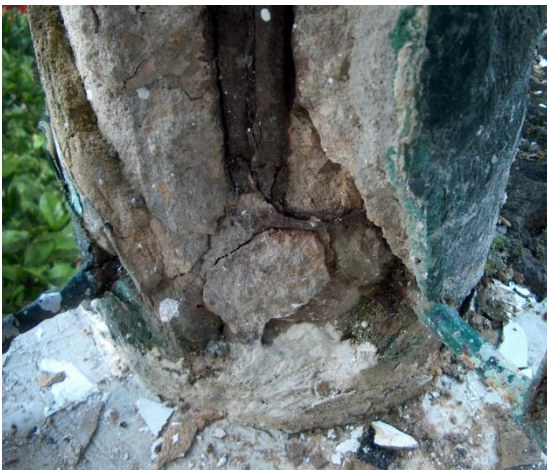
- ✓ **ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS.** Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá: AIS, 2010.
- ✓ **ATC 40- Applied Technology Council.** Seismic evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council, 1996. v.1.
- ✓ **BONETT DÍAZ, Ricardo León.** Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zona de amenaza sísmica alta y moderada. Universidad Politécnica de Cataluña. Tesis doctoral. Barcelona, 2003.
- ✓ **BORZI Barbara, PINHO Rui, CROWLEY Helen.** Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings. Engineering Structures 30 (2008) 804–820.
- ✓ **CHOPRA, Anil K.** Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering.
- ✓ **CHOPRA, Anil K, and RAKESH K, Goel.** Capacity- Demand- Diagram Methods Based on inelastic Design spectrum, November 1999.
- ✓ **CLOTAIRE Michel, GUE´GUEN Philippe, Pierre-Yves Bard.** Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28 (2008) 593–604.
- ✓ **Computers and Structure.inc.** Manual de SAP2000. Berkeley, California,USA.
- ✓ **DOLCE Mauro, KAPPOS Andreas, MASI Angelo, PENELIS Gregory, VONA Marco.** Vulnerability assessment and earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (Southern Italy) using Italian and Greek methodologies. Engineering Structures 28 (2006) 357–371.

- ✓ **FEMA 356**, ASCE (American Society of Civil Engineers) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings D.C, Federal Emergency Management Agency. USA 2000.
- ✓ **GÓMEZ ARAUJO, Ivan Darío**. Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. Tesis de maestría. Bucaramanga, Colombia, 2010.
- ✓ **GÓMEZ ARAUJO, Ivan Darío, MALDONADO RONDON, Esperanza, CHIO CHO, Gustavo**. Caracterización dinámica de edificaciones de mampostería a partir de pruebas de vibración ambiental, Colombia, 2009.
- ✓ **MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHO Gustavo**. Análisis Sísmico de edificaciones. 1ed. Bucaramanga: Ediciones UIS, 2004.
- ✓ **MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHO Gustavo**. Vulnerabilidad Sísmica en Centros Urbanos. 1ed. Bucaramanga: Ediciones UIS, 2008.
- ✓ **MENESES ARCOS, Pablo David**. Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial. Tesis de pregrado. Valdivia, Chile. 2006.
- ✓ **LÓPEZ, Oscar A. DEL RE RUÍZ Gianina**. Evaluación de los métodos de análisis estático No-Lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporricadas de concreto armado. Boletín técnico IMME. Colombia, 2008.
- ✓ **SAFINA MELONE, Salvador**. Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales. Universidad Politécnica de Cataluña. Tesis doctoral. Barcelona, 2002.
- ✓ **S. OLARTE, E.A. TORRES & J.C. REYES**. Revisión de la mitología prescrita por N.S.R.-98 para análisis de vulnerabilidad en estructuras de concreto reforzado. Universidad de Los Andes Bogotá, Colombia.

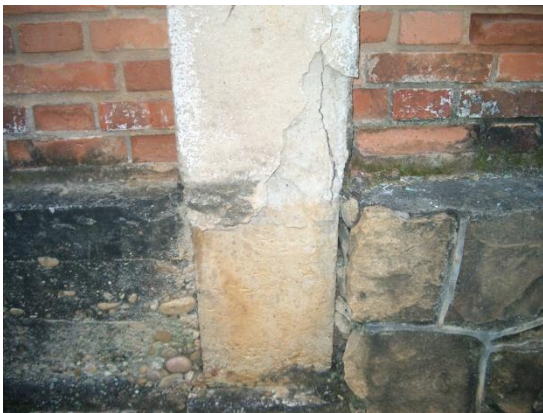
ANEXOS

ANEXO A: RECOPIACION FOTOGRAFICA FOTOGRAFIAS DEL BLOQUE TIPO I











FOTOGRAFIAS DEL BLOQUE TIPO II



