

**ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS  
DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE  
CARTAGENA  
CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**



**LUIS CARLOS MERCADO RUIZ  
CARLOS ANDRES SABOGAL LORDUY**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL**

**2016**



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



**ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS**  
**DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE**  
**CARTAGENA**  
**CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**

**GRUPO DE INVESTIGACION:**  
**ESTRUCTURAS CONSTRUCCION Y PATRIMONIO (ESCONPAT)**

**LINEA DE INVESTIGACION:**  
**SEGURIDAD ESTRUCTURAL**

**LUIS CARLOS MERCADO RUIZ**  
**CARLOS ANDRES SABOGAL LORDUY**

**DIRECTOR:**  
**ING ARNOLDO BERROCAL OLLAVE**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL**

**2016**



## DEDICATORIA

*“Mira que te mando que te esfuerces y seas valiente; no temas ni desmayes. Porque Jehová tu Dios estará contigo en donde quiera que vayas” Josué 1:7. Agradecer a Dios por brindar la bendición de vivir y escribir estas palabras, agradecer a él por tener el resguardo de mi familia, ellos quienes son mi combustible que me ha animado a alcanzar mis sueños, y que gracias a ellos hoy soy lo que soy, y a mis compañeros, amigos y conocidos, que han hecho parte de este devenir de experiencias, las cuales me han formado como profesional hasta el día de hoy, Muchas gracias a todos.*

***Carlos Andres Sabogal Lorduy***

*Primero agradecido con Dios por su infinito amor y misericordia para conmigo, a mis padres y hermano que han sido parte fundamental de todo este proceso, gracias por su esmero y dedicación, cada día me convengo que tengo la mejor familia, a todos los docentes que día a día dan lo mejor de ellos para formar excelentes profesionales, y a mis amigos y compañeros por también ser de gran apoyo.*

***Luis Carlos Mercado Ruiz***



## AGRADECIMIENTOS

### DOCENTES

*Ing. Arnoldo Berrocal Olave. Docente de Ingeniería Civil. Director de Tesis.*

*Ing. Walberto Rivera Martínez. Docente de Ingeniería Civil. Evaluador.*

*Ing. Jairo Alvis Ali. Docente de Ingeniería Civil. Evaluador.*

*Ing. Juan Roca Bustamante. Docente de Ingeniería Civil. Asesor.*

### COLABORADORES

*Ing Jose Angel Cueto Ferreira*

*Ing Melissa Cabrera Cabrera*

*Ing John Fredy Gil Romero*

### FAMILIARES Y AMIGOS

*Familia Mercado Ruiz*

*Familia Sabogal Lorduy.*

*Todos Nuestros Amigos.*



## TABLA DE CONTENIDO

1. RESUMEN .....	12
2. ABSTRACT .....	13
3. INTRODUCCION .....	14
4. MARCO DE REFERENCIA .....	17
4.1 ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE. ....	17
4.2 MARCO TEORICO .....	21
4.2.1 Clasificación del daño.....	22
4.2.1.1 Daño estructural. ....	22
4.2.1.2 Daño no estructural. ....	23
4.2.1.3 Curvas de capacidad y fragilidad .....	23
4.2.2 Método de análisis estructural .....	25
4.2.2.1 Análisis estático no lineal (Pushover) .....	26
4.2.2.2 Procedimientos de análisis estático no-lineal.....	28
4.2.3 Modelamiento de curvas de capacidad y espectro de capacidad .....	28
4.2.4 Curva de capacidad .....	30
4.2.5 Curva de desempeño .....	32
4.2.6 Procedimiento para determinar la capacidad de una estructura.....	33
4.2.7 Método de espectro de capacidad. ....	35
4.2.8 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad.....	36
4.2.9 Conversión espectro de capacidad a espectro de respuesta .....	37
4.2.10 Punto de desempeño o comportamiento .....	38
4.2.11 Procedimiento .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



4.2.12	Método del espectro de capacidad (atc-40) .....	39
4.2.13	Nivel de desempeño para la estructura .....	40
4.3	ANÁLISIS VULNERABILIDAD SISMICA NSR - 10. ....	41
4.3.1	Información preliminar. ....	41
4.4	ÍNDICE DE SOBRESFUERZO. ....	44
5.	OBJETIVOS .....	45
5.1	OBJETIVO GENERAL. ....	45
5.2	OBJETIVOS ESPECIFICOS. ....	46
5.3	ALCANCE DE LA INVESTIGACION .....	46
6.	METODOLOGIA. ....	49
6.1	RECOPIACION DE INFORMACION .....	53
6.1.1	Modelación, análisis y resultados .....	56
6.1.2	Materiales.....	57
6.1.3	Elementos estructurales .....	59
6.1.4	Diagramas momento – curvatura. ....	61
6.1.5	Espectro de respuesta.....	65
6.1.6	Casos de carga .....	66
6.2	METODOLOGIA PROPUESTA POR LA NSR-10 .....	67
6.2.1	Calificación del estado del sistema estructural .....	67
6.2.2	Análisis estructural de la edificación. ....	69
6.2.3	Determinación de las solicitaciones sísmicas de acuerdo con el reglamento de construcción sismo-resistente, nsr-10.....	69
6.2.4	Validación de los modelos. ....	71
7.	RESULTADOS .....	72



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



7.1	ANÁLISIS EDIFICIO CONCASA.....	73
7.1.1	Curvas de capacidad edificio Concasa.....	73
7.1.2	Curva de capacidad sentido X. ....	73
7.1.3	Curva de capacidad sentido Y .....	75
7.2	RESULTADOS ANÁLISIS EDIFICIO BANCO DEL ESTADO. ....	78
7.2.1	Curva de capacidad pushover x .....	78
7.2.2	Curva de capacidad Pushover Y .....	80
7.2.3	Punto de comportamiento. ....	82
7.2.4	Punto de comportamiento sentido X Edificio Concasa .....	82
7.2.6	Punto de comportamiento sentido X edificio Banco del Estado.....	87
7.2.7	Punto de comportamiento sentido y edificio Banco de estado. ....	88
7.2.8	ANÁLISIS DE DAÑO .....	90
7.2.8.1	Pushover X Edificio Concasa.....	90
7.2.8.2	Pushover Y Edificio Concasa.....	91
7.2.8.3	Pushover X Edificio Banco del Estado .....	92
7.2.8.4	Pushover Y Edificio Banco del Estado .....	93
7.2.9	Análisis de vulnerabilidad nsr-10 .....	94
7.2.9.1	Resultados de la modelación .....	94
7.2.9.1.1	Índices de Sobresfuerzo Banco del Estado. ....	94
7.2.9.2	Índices de Sobresfuerzo Concasa.....	106
8.	CONCLUSIONES .....	119
9.	BIBLIOGRAFIA .....	124



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Curvas de desempeño .....	24
Figura 2. Ejemplo grafica cortante basal vs nivel de desempeño. ....	25
Figura 3. Modelo de capacidad de una edificación. ....	31
Figura 4. Punto de desempeño. ....	32
Figura 5. Diagrama Momento – Curvatura .....	34
Figura 6. Espectro de respuesta. ....	37
Figura 7. Ubicación edificios Banco del Estado y Concasa. ....	47
Figura 8. Fotografías edificaciones estudiadas. ....	48
Figura 9. Valores de $\phi_c$ y $\phi_e$ . ....	51
Figura 10. Valores de $A_e$ según las regiones de los mapas de la figura A 10-3-1. ....	52
Figura 11. Planos estructurales edificio Banco del Estado y edificio Concasa. ....	55
Figura 12. Modelo computacional (modelo Etabs). ....	56
Figura 13. Introducción de datos (materiales) en el software Etabs. ....	57
Figura 14. Creación de elementos estructurales de edificio Concasa. ....	60
Figura 15. Sección columna edificio Concasa. ....	61
Figura 16. Sección columna edificio Banco del Estado. ....	63
Figura 17. Índices para aplicar el concepto de calidad de diseño y la construcción. ....	67
Figura 18. Estado elementos estructurales Concasa. ....	68
Figura 19. parámetros sísmicos de Cartagena de Indias. ....	70
Figura 20. Rotulas en columnas edificio Concasa (sentido x). ....	74
Figura 21. Rotulas en columnas edificio Concasa sentido x (Con geometria del edificio). ....	75
Figura 22. Rotulas en columnas edificio Concasa (sentido y). ....	76
Figura 23. Rotulas en columnas edificio Concasa sentido Y (con geometría del edificio). ....	77
Figura 24. Rotulas en columnas edificio Banco de estado (sentido x). ....	79
Figura 25. Rotulas en columnas edificio Concasa sentido x (Con geometria del edificio) ....	79
Figura 26. Rotulas en columnas edificio Banco de estado (sentido y). ....	81



Figura 27. Rotulas en columnas edificio Concasa sentido y (Con geometria del edificio). .....	81
Figura 28. Porcentaje de rotulas sentido X edificio Concasa.....	91
Figura 29. Porcentaje de Rotulas Edificio Concasa Sentido Y .....	91
Figura 30. Porcentaje de Rotulas Edificio Banco del Estado sentido X .....	92
Figura 31. Porcentaje Rotulas Banco del Estado sentido Y .....	93
Figura 32. Índices de sobreesfuerzo en columnas edificio Banco del Estado.....	96
Figura 33. Índices de Sobresfuerzo en Columnas .....	97
Figura 34.. Índices de Sobresfuerzo en Columnas .....	98
Figura 35. Índices de Sobresfuerzo en Columnas .....	99
Figura 36. Planta Tipo – Edificio Concasa (Vigas seleccionadas para análisis).....	100
Figura 37. Índices de sobreesfuerzo, Placa tipo, Cargas sísmicas. ....	101
Figura 38. Índices de sobreesfuerzo, Placa tipo, Cargas Vertical.....	102
Figura 39. Índices de Sobreesfuerzo en Columnas Edificio Concasa.....	107
Figura 40. Índices de Sobreesfuerzo en Columnas Edificio Concasa.....	107
Figura 41. Índices de Sobreesfuerzo en Columnas Edificio Concasa.....	108
Figura 42. Índices de Sobreesfuerzo en Columnas Edificio Concasa.....	109
Figura 43. Planta Tipo – Edificio Concasa.....	110
Figura 44. Índices de Sobresfuerzo, Cargas Sísmicas, Dccad.....	111
Figura 45. Índices de Sobresfuerzo, Cargas Verticales, Dccad.....	113
Figura 46. Comparación resultados pushover y vulnerabilidad según NSR10.....	118



## LISTA DE TABLAS.

Tabla 1: Valores tabulados resultado diagrama momento-curvatura columna edificio Concasa. ....	62
Tabla 2: Valores tabulados resultados diagrama momento-curvatura columna edificio Banco del estado. .....	64
Tabla 3. Espectro de respuesta sismica NSR 10. ....	65
Tabla 4. Valores caracteristicos punto de comportamiento sentido x (edificio Concasa). ....	83
Tabla 5. Valores caracteristicos punto de comportamiento sentido x (edificio Concasa). ....	84
Tabla 6. Clasificacion rotulas edificio Concasa-analisis pushover sentido x.....	84
Tabla 7. Valores caracteristicos punto de comportamiento sentido y (edificio Concasa). ....	85
Tabla 8 Clasificacion rotulas edificio Concasa-analisis pushover sentido y.....	86
Tabla 9 Clasificacion rotulas edificio Concasa-analisis pushover sentido y.....	88
Tabla 10 Clasificacion rotulas edificio Banco del Estado-analisis pushover sentido y. ....	89
Tabla 11 Resultado Participación de Masas Edificio Banco del Estado.....	95
Tabla 12 Resultados Columnas Criticas Banco del Estado.....	97
Tabla 13 Resultados Columnas Criticas Banco del Estado.....	98
Tabla 14 Índices de sobre esfuerzo viga V-A, planta tipo (Edificio Banco del estado). ....	103
Tabla 15 Índices de sobre esfuerzo viga V-B, planta tipo (Edificio Banco del estado).....	104
Tabla 16 Índices de sobre esfuerzo viga V-3 (Edificio Banco del estado). ....	104
Tabla 17 Índices de sobre esfuerzo viga V-13 (Edificio Banco del estado). ....	105
Tabla 18 Resultado Participación de Masas Edificio Concasa .....	106
Tabla 19 Índices de Sobre esfuerzo Edificio Concasa .....	108
Tabla 20 Índices de Sobre esfuerzo Edificio Concasa .....	109
Tabla 21 . Índices de sobre esfuerzo viga V-C, piso tipo (Edificio Concasa).....	114
Tabla 22 Índices de sobre esfuerzo viga V-B, piso tipo (Edificio Concasa).....	115
Tabla 23 Índices de sobre esfuerzo viga V-3, piso tipo (Edificio Concasa). ....	115
Tabla 24 Índices de sobre esfuerzo viga V-6, piso tipo (Edificio Concasa). ....	116



## LISTA DE GRAFICAS

Grafica 1. Introduccion de datos (materiales) en el software ETABS. ....	59
Grafica 2: Diagrama momento-curvatura columna edificio Concasa. ....	61
Grafica 3: Diagrama momento-curvatura columna edificio Banco del estado. ....	63
Grafica 4: Espectro de respuesta sísmica NSR 10. ....	65
Grafica 5. Espectro para un nivel de seguridad limitada. ....	70
Grafica 6: Curva de capacidad sentido X (edificio Concasa). ....	73
Grafica 7: Curva de capacidad sentido y (edificio Concasa). ....	76
Grafica 8: Curva de capacidad sentido x (edificio Banco del estado). ....	78
Grafica 9. Curva de capacidad sentido y (edificio Banco del estado). ....	80
Grafica 10. Interseccion curva de capacidad con curva de demanda sentido x (edificio Concasa). ...	83
Grafica 11. Interseccion curva de capacidad con curva de demanda sentido y (edificio Concasa). ...	85
Grafica 12. Intersección curva de demanda con curva de capacidad- sentido x. ....	87



## 1. RESUMEN

En el siguiente documento se buscó hacer una evaluación de la vulnerabilidad que presentan los edificios Concasa y Banco del estado, al ser expuestos a un sismo, esto mediante la simulación de un evento sísmico en los edificios mediante el software estructural ETABS, y la aplicación de metodologías recomendadas por la FEMA, ATC-40 y la NSR 10 que determinen el comportamiento que presentan las estructuras. La investigación inició con la recolección de información primaria: datos generales de los edificios, planos estructurales y despieces de elementos estructurales. Seguido a esto se procedió a modelar ambos edificios en el software ETABS, incluyendo dimensiones reales, cuantías de acero y resistencias de diseño. Luego, se siguió la metodología propuesta por la FEMA y la ATC-40, se modificaron diferentes parámetros en el software ETABS que permitieran analizar a los materiales en el rango inelástico, y luego se calcularon las fuerzas sísmicas estáticas, aplicadas a fuerzas gravitacionales en el software, primero se analizaron las edificaciones en el rango elástico y luego mediante este software se analizaron en el rango inelástico, aplicando las cargas estáticas mediante el método Pushover. Luego se realizó la curva de capacidad para cada edificación para así compararla con la curva de demandas sísmica y determinar el comportamiento de cada edificación. Luego se realizó el procedimiento descrito por la NSR-10 para determinar la vulnerabilidad sísmica, donde se simularon los edificios con los requerimientos expresados por la norma y aplicando las combinaciones propuestas se comparó a través de parámetros como las cuantías de acero requeridas, con las cuantías reales con las que se construyeron, y se calcularon los índices para determinar los elementos estructurales que presentaban sobreesfuerzo.

Con estos análisis se pudieron analizar rotulas o zonas en los elementos estructurales de ambos edificios, las cuales, ante la ocurrencia de un sismo, podrían llegar a producir un colapso y con esto dejar de funcionar. Además, con la aplicación de estas metodologías se pudieron conocer las zonas vulnerables en estas edificaciones.



## 2. ABSTRACT

In the following document looked for do an evaluation that so vulnerable are the buildings Concasa and Bank of the state to a collapse of his structures, when being exposed to a seism, this by means of the simulation of a seismic event in the buildings, in the structural software ETABS, and afterwards with numerical results apply methodologies recommended by the FEMA, ATC-40 and the NSR 10. The general methodology start with the recolección of primary information: general data of the buildings, architectural planes, structural planes and despieces of structural elements. Followed to this initiated in modelar both buildings in the software ETABS, including real dimensions, quantities of steel and resistances of design. Afterwards for the metrology described by the FEMA and the ATC-40 applied combinations of traditional load for afterwards through an option that allows the software ETABS realise an analysis based in the method pushover. To finalise realised the procedure described by the NSR-10, where simulated the buildings with the requests expressed by the norm and compared through parameters like the quantities of steel, with the real quantities with which built , called indexes of sobreesfuerzo.

With these analyses could analyse entitle or zones in the structural elements of both buildings, which, in front of the occurrence of a seism, could arrive to collapse to leave to work. Besides, could determine with the application of two methodologies could reaffirm results on the vulnerable zones. It was possible therefore show in plant of the edificaciones for example beams that arrive to a plastic state and therefore to the collapse, through the methodology pushover as it is the advance in the cedencia of the structural elements to the moment of the occurrence of a seism and by ultimo can recommend some annexes that could take into account for next investigations more detailed.



### 3. INTRODUCCION

Es visible el interés de la humanidad y de los ingenieros civiles en desarrollar técnicas que ayuden a diseñar y modelar estructuras, que vayan acordes a las condiciones o circunstancias reales. En consecuencia, esto ha incrementado la demanda de análisis de hipótesis que permitan determinar las diferentes cargas que podría resistir una estructura. De hecho, algunas de ellas han sido orientadas a que el diseño de edificaciones sismo resistentes presente una respuesta óptima (preservando la vida humana) ante un terremoto.

Muchas calamidades como consecuencias de terremotos han generado grandes pérdidas humanas y económicas, como fue sucedido en la ciudad de Lisboa en el año de 1755, que han dejado miles de muertes y personas sin techo ni hogar. Como consecuencia de esta catástrofe se iniciaron estudios para crear sistemas de alerta temprana y control de movimientos telúricos, y permitir que las construcciones de edificaciones presentaran una resistencia óptima ante un evento sísmico. Fue bajo este contexto que se inició con la sismología moderna (Wikipedia, 2015), otro ejemplo fue lo acontecido en la ciudad de San Francisco en el año de 1906 donde murieron unas 800 personas y unas 25000 edificaciones destruidas, este fue un punto de quiebre para iniciar el desarrollo de la sismología y el control en la construcción de edificaciones en los Estados Unidos. (Historia y biografía, 2015)

En Colombia, Un poco más de un año después de la expedición del Reglamento NSR-98 de 1998, la zona cafetera de este país fue afectada por un terremoto de magnitud moderada ( $ML = 6.2$ ) el día 25 de enero de 1999, que causó graves daños a las ciudades de Armenia y Pereira, con un amplio número de poblaciones menores en sus alrededores.



La severidad de los daños en Armenia en gran parte, a causa de la corta distancia del hipocentro del evento y su cercanía a la ciudad, y debido a la amplificación sísmica causada por la presencia de suelos blandos y formas topográficas favorables para el efecto.

No obstante, los múltiples daños en edificaciones construidas antes de 1984 ratificaron las enseñanzas de otros sismos en relación con el mal comportamiento de edificaciones frágiles de mampostería no reforzada y de pórticos de concreto reforzado que no cumplían con los requisitos mínimos de sismo-resistencia. Las dimensiones insuficientes de los elementos estructurales y la falta de confinamiento mediante acero transversal tanto en columnas y vigas facilitaron la ocurrencia de fallas por esfuerzo cortante y en algunos casos fue la causa del colapso total o parcial de las edificaciones. El daño fue de más de 100 000 edificaciones, de las cuales cerca del 80% eran viviendas y adicional a esto el daño de más del 80% de las edificaciones educativas y de la mayoría de instalaciones de salud, entre otras edificaciones esenciales. (AIS, 2010).

Es necesario evaluar metodologías que permitan determinar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones construidas antes de la vigencia de los códigos sismo resistentes actuales, identificando el comportamiento o respuesta de las edificaciones y así evitar catástrofes en las estructuras más frágiles.

La ciudad de Cartagena de Indias cuenta con muchas edificaciones construidas en épocas anteriores a la norma sismo resistente vigente, muchas de estas, como es el caso de los edificios Concasa y Banco del estado, fueron construidas cerca del año de 1979 y son insignias por su altura e incidencias en el centro de la ciudad.

Por esto, el objetivo principal de esta investigación fue analizar el comportamiento sísmico de estas dos edificaciones y determinar el nivel de vulnerabilidad estructural que presentan.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



Para esto se plantearon dos modelos que utilizan parámetros básicos que sirvieron para cuantificar los niveles de daño de las estructuras, planteados por los códigos ATC-40 y FEMA. Se analizaron las edificaciones a través de un proceso estático no lineal de cedencia sucesiva o método pushover que mostraron paulatinamente los daños ocasionados por el sismo, hasta que llegaron finalmente a la rotura total de la estructura. Con esto se conocieron las posibles fallas y se infirieron los riesgos que esta pueden causar.

El análisis estático no lineal que se usó hace parte de un tema novedoso. Según antecedentes locales no ha sido empleado en la ciudad de Cartagena, este tipo de estudios busca recopilar, analizar datos y plantear posibles soluciones estructurales a edificaciones antiguas.

Este trabajo de grado se desarrolló como parte de la línea de investigación “**SEGURIDAD ESTRUCTURAL**”, del grupo de investigación **ESTRUCTURAS CONSTRUCCION Y PATRIMONIO (ESCONPAT)**, del programa de Ingeniería Civil de la Universidad de Cartagena. Los estudios de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en Colombia son exigidos por la ley en aquellas edificaciones o estructuras de valor histórico y cultural, las cuales deben permanecer en pie y en condiciones de uso después de ocurrido un sismo o por efectos vibratorios inducidos por la circulación de los vehículos de transporte público en vías adyacentes.



## **4. MARCO DE REFERENCIA**

En el presente capítulo se desarrollan, explican y describen los diferentes conceptos, antecedentes y bibliografía relacionada con el tema en estudio. Para referirse al análisis de la vulnerabilidad sísmica de estructuras. Este capítulo se subdivide en dos grupos, el primero en antecedentes y estado del arte y el segundo, marco teórico.

### **4.1 ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE.**

Es pertinente el análisis de información secundaria relacionada con el análisis de vulnerabilidad sísmica en diferentes estructuras en concreto reforzado, dado que esto será de mucha ayuda en el desarrollo y comprensión del problema que concierne a este proyecto de investigación. Son muchos los estudios que se han desarrollado, relacionados con este tema, y así muchas de las soluciones estructurales que han sido planteadas con ayuda de estas evaluaciones. Es por esto, que a continuación se presentan los aspectos fundamentales de investigaciones realizadas que marcan un antes y un después en el progreso de evaluaciones de riesgo sísmico en estructuras donde se usaron distintos métodos de análisis, que pudieron utilizarse como base y referencia para el desarrollo de esta investigación. Se tuvieron en cuenta estudios relevantes a nivel internacional, nacional y local en los que se consideraron que la metodología utilizada es similar o de gran apoyo para la filosofía de este análisis.

A raíz de las diferentes catástrofes ocasionadas por movimientos telúricos en distintos sitios a nivel mundial, desde hace mucho tiempo se han venido realizando investigaciones para determinar la respuesta que presenta una edificación o estructura ante fuerzas sísmicas.

Los estudios de vulnerabilidad en los últimos 20 años han sufrido un gran avance, anteriormente era complejo y no se tenían las herramientas para acercarse a realizar predicciones o suposiciones sobre el comportamiento de las estructuras ante un sismo. De la misma manera se han realizado



propuestas con base en metodologías para realizar estos estudios de vulnerabilidad, a diversos niveles de detalle en varias regiones del mundo.

En países donde no se tienen nociones sobre las incidencias de las acciones sísmicas sobre edificaciones, es decir no poseen normas de diseño sismo resistente, ante fenómenos de intensidades medias y altas, la vulnerabilidad sísmica de estas es creciente, llevando con esto a daños de gran magnitud, poblaciones diezmadas y grandes sumas de dinero en daños a la infraestructura interna de las zonas poblacionales, como las ocurridas en Argelia, donde en consecuencia murieron unas 2.300 personas y alrededor de 200.000 familias perdieron su hogar (Cantabria, 2003) y una de las tragedias recientes que a pesar de ser crónica de una tragedia anunciada por la falta de aplicación de diseño sismo resistente, fue la de Nepal con cifras cercanas a los 8000 muertos (Malagon, 2015).

Una de las principales metodologías para evaluar los riesgos, ha sido simulando efectos sísmicos sobre la estructura, creando modelos que recreen las cargas que la edificación tendrá que soportar al momento de un terremoto, estos análisis han supuesto fuerzas estáticas y dinámicas, pero considerando que los materiales se encuentran en un rango elástico o lineal, este es el caso de investigaciones realizadas en Perú, en donde se llevó a cabo un análisis de vulnerabilidad sísmica a la catedral de Lima, en los cuales, se realizó un análisis lineal, los resultados arrojados concordaron con las condiciones estructurales que presentaba la catedral, es decir diferentes esfuerzos eran coherentes con el tipo de estructura y los años en que fueron construidas, y se concluyó que presentaban un riesgo sísmico alto porque los desplazamientos y esfuerzos al momento de ejercerse fuerzas sísmicas laterales, no cumplieron con las normas vigentes sismo resistentes de Peru E-030, el problema de este tipo de análisis fue la búsqueda de información primaria referente a las medidas exactas de las catedrales y tipo de materiales usados. (R. Proaño, H Scaletti, C Zavala, J Olarte, L Quiroz, M Castro Cuba, F lazares & M Rodríguez).

Siguiendo la línea de este análisis en el caso de Colombia, se ha llevado a cabo en la ciudad de



Cartagena de indias, análisis de vulnerabilidad sísmica y patológica al antiguo Club Cartagena (Perez del Rios & Pardo Perez, 2014). Además, el análisis realizado en los fuertes San Fernando Bocachica, en el cual se buscó ajustar este sitio a las especificaciones de la NSR-10, utilizando combinaciones de carga correspondiente y modelando la estructura mediante el software SAP (Navarro Oyola & Trujillo Ordoñez, 2014). Para los casos antes mencionados se encontró que a pesar de realizar un análisis más cercano a la realidad se hallaron que en las reacciones de los elementos a tracción existe un posible riesgo sísmico, pero existe una incertidumbre en el comportamiento de los materiales al someterse a esfuerzos elevados al no considerar las rotulas plásticas de estos mismos, es decir que no se conocieron los puntos más frágiles. Otro caso que resalta dentro de la ciudad de Cartagena es un estudio realizado en el Claustro de la Merced de Cartagena de Indias, el cual consistió en una evaluación, diagnóstico patológico y análisis de vulnerabilidad sísmica. Para la parte de la evaluación de la vulnerabilidad se usó un análisis dinámico – elástico, los resultados obtenidos de este análisis de evaluaron con la NSR-10 (Carlos & Rodriguez Gonzalez, 2015).

Por esta razón se han creado diferentes modelos que involucren la respuesta del material al someterse a un sobreesfuerzo. Una de las metodologías es la propuesta por la FEMA 356 y la ATC-40 que es el análisis estático no lineal (AENL) o pushover, El cual consiste en observar las diferentes formaciones secuenciales de rotulas plásticas mediante la aplicación de fuerzas laterales. Esta metodología en los últimos años ha arrojado resultados certeros que ha permitido llevar a cabo el análisis de estructuras de gran importancia, tales como hospitales y escuelas. Para comenzar se hará mención del caso del análisis realizado en dos hospitales en Italia, donde se buscó obtener una rápida proyección visual del riesgo sísmico que estos presentan, El análisis se realizó a dos edificaciones de características similares, para determinar la efectividad o comportamiento de esta misma, determinando un índice de seguridad para tener una premonición que brinde una utilidad inmediata ante la ocurrencia de un sismo, El objetivo principal de esta investigación fue obtener un nivel del daño dependiendo del comportamiento de los hospitales. (Perrone, Maria, Pecce, & Rossi, 2015)



La norma ATC 40 hace mención de un recuadro en donde enmarcan o clasifican el comportamiento o respuesta de una estructura dependiendo del máximo estado de daño permitido, (expresado en la deformación de la rótula).

En Iran, en la ciudad Tabriz Iran, se realizó un análisis de pushover multi-modo en edificaciones con una planta asimétrica, el objetivo de este estudio fue considerar el efecto de diferentes modos de vibración en dos dimensiones y el comportamiento de una edificación de este tipo, aplicando un proceso de pushover y un análisis elástico tradicional. Esta evaluación sísmica fue importante para concluir que un análisis de pushover puede predecir con una exactitud razonable las demandas sísmicas inelásticas. (Poursha, Samarin, & Talebi, 2015) Además, la investigación realizada en Ardabil, Iran en la cual se llevó a cabo un proceso modal pushover para una evaluación de una planta asimétrica de una edificación aplicando movimientos bidireccionales, en este proceso se consideraron los efectos producidos por las torsiones generadas por la geometría considerada, los resultados de esta evaluación muestran la precisión prometedora de dicho método en la predicción de las respuestas sísmicas. (Shakeri & Ghorbani, 2015)

En Perú se realizó un análisis no lineal estático de diferentes estructuras mediante la demanda provista por la Norma E-030 peruana, y la metodología propuesta por la ATC40 y la FEMA 356, mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) se determinó el nivel de desempeño de la estructura. Es importante anotar que en esta evaluación se modeló un edificio de 5 pisos con irregularidad en plantas. (DELGADILLO, 2005). El resultado más relevante de esta investigación fue confirmar la confiabilidad de la metodología pushover al momento de analizar la vulnerabilidad sísmica de una estructura.

En Bucaramanga se realizó uno de estos análisis, y fue en la sede principal del colegio de Santander. En este trabajo los investigadores primeramente realizaron un inventario sobre los refuerzos en acero que tenía la estructura, verificaron las resistencias de los concretos usados en columnas y vigas, para luego a través del método de pushover, proceder al análisis de la estructura ligándose directamente con la NSR 10, para hacer la correspondiente evaluación. (Picon & Vargas,



2011) Es importante que también en este trabajo se realizaron pruebas de vibración ambiental a la estructura para así tener las frecuencias y las formas modales de la estructura. Partiendo de la caracterización y el modelamiento numérico con elementos finitos se demostró que no cumplía con las exigencias sísmo resistente para este tipo de edificación.

Ahora, en el ámbito local, primeramente, se realizó una búsqueda exhaustiva de material donde se hiciera mención que, en la ciudad de Cartagena de Indias, se usara el método pushover para un análisis de vulnerabilidad sísmica en edificaciones. Y en segunda instancia apoyándonos en todas las razones antes mostradas, el método pushover permite conocer análisis extras y relevantes en detalles para conocer la respuesta entre la relación de la curva de capacidad de una edificación y la demanda sísmica. En el ámbito local no encontramos información referente a esta línea de investigación, por la confiabilidad que brinda este método y por la brecha que existe a nivel local, se realizará una simulación de los edificios Banco del estado y Concasa utilizando la metodología mencionada para así determinar el posible riesgo sísmico que presentan.

#### **4.2 MARCO TEORICO**

Atendiendo el objetivo de esta investigación, en el presente subcapítulo se describirán en detalle, aquellos conceptos y generalidades referentes a análisis de vulnerabilidad sísmica de estructuras mediante un análisis estático no lineal, así también como se definirán los parámetros que intervienen en las normas a utilizar.

En la actualidad las normas sísmicas dictan que una estructura sometida a sismos moderados puede experimentar daño estructural, pero no definen claramente el concepto de daño, ni la metodología para su cuantificación.



El proceso de evaluar e interpretar el daño es difícil, ya que son muchas las variables que hacen complejo su modelación. El punto final al que se llegó con la tesis presente fue el análisis de las dos edificaciones, mirando que tan vulnerable son estructuralmente ante la ocurrencia de un sismo, a través de la cuantificación y clasificación del daño que en estos se generó.

#### **4.2.1 Clasificación del daño.**

El daño de los materiales ocurre a través de un proceso continuo en los cuales ellos se fracturan. El daño puede ser clasificado según el tipo de elemento que afecte:

##### **4.2.1.1 Daño estructural.**

El daño estructural es el tipo de daño que más relevancia tiene ya que está directamente relacionado con el colapso de la estructura o con una reparación demasiado costosa. La calidad de los materiales, la configuración, la resistencia a cargas laterales y las características del movimiento sísmico (número de ciclos de carga, periodo, duración) influirán en el grado de daño de los distintos elementos estructurales.

A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de los esfuerzos de flexo compresión.

En vigas, se producen grietas diagonales y rotura de estribos, a causa de cortante y/o torsión, grietas verticales, rotura de refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y debajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.



Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga - columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas, a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión.

#### **4.2.1.2 Daño no estructural.**

El sistema no estructural en un edificio comprende los componentes arquitectónicos (particiones, ventanas, etc.), sistemas mecánicos (ductos, elevadores, etc.), sistemas eléctricos (seguridad, comunicaciones, etc.). Estos elementos pueden a su vez dividirse en elementos sensitivos a la deformación y elementos sensitivos a la aceleración de la estructura. Entre los daños más comunes se encuentran el agrietamiento de elementos divisorios, desprendimiento de los acabados, rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo. En forma tradicional los códigos han enfatizado la seguridad de la vida como su primer objetivo, prestándose poca importancia a los componentes no estructurales.

Generalmente, los daños no estructurales se deben a la unión inadecuada entre los muros de rellenos y divisorios, las instalaciones y la estructura, o a la falta de rigidez de la misma, lo que se traduce en excesivas deformaciones que no pueden ser absorbidas por este tipo de componentes.

Los daños no estructurales más comunes son el agrietamiento de los elementos divisorios de mampostería, el aplastamiento de las uniones entre estructuras y los elementos no estructurales, el desprendimiento de acabados y la rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo.

#### **4.2.1.3 Curvas de capacidad y fragilidad**

La caracterización del daño, obtenido mediante técnicas analíticas o como resultado de la observación de los efectos de los terremotos sobre las estructuras ha contribuido a la calibración



de funciones de pérdidas de resistencia o funciones de vulnerabilidad. En los últimos años se han creado y utilizado dos tipos de curvas: de fragilidad y de capacidad. Estas se usan para estimar la probabilidad de alcanzar o exceder estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica.

La probabilidad de alcanzar un estado de daño, mediante esta técnica, se calcula con la diferencia entre las curvas de fragilidad (Kircher, Nassar, Kustu y Holmes et al. 1997). Para el desarrollo de estas funciones, normalmente, se ha hecho primero una clasificación de los edificios según su sistema estructural, su uso, altura, etc. En algunos casos, estas funciones predicen el daño en forma separada sobre el sistema estructural, los elementos no estructurales sensibles a inclinaciones (como muros divisorios) y sensibles a la aceleración (como techos suspendidos). En general, para estas funciones se definen cuatro niveles de daño: Leve, Moderado, Fuerte y Total. Por lo tanto, las curvas de fragilidad son, en síntesis, funciones que describen la probabilidad de alcanzar o exceder un nivel de daño estructural o no estructural, dado un valor determinístico de respuesta, como de desplazamiento espectral. Un ejemplo de este tipo de curva se ilustra en la Figura 1 (Arevalo Perez & Fernando, 2012).

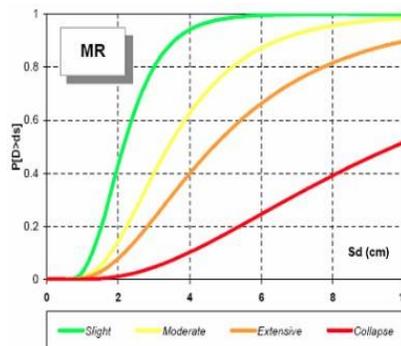


Figura 1. Curvas de desempeño

Fuente: RISK-UE WP4 (2003)

Las segundas se usan para estimar la respuesta de un edificio ante un nivel dado de aceleración espectral o demanda sísmica. Las curvas de capacidad son gráficas de la resistencia a carga lateral



del edificio vs. desplazamiento lateral. Mediante este tipo de curvas es posible identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad ultima de una estructura.

Existen varias formas de hallar las curvas de capacidad. Una de ellas es el análisis pushover o “paso a paso”, en el cual se aplica una carga lateral a la estructura mediante incrementos en forma paulatina. Para cada incremento de carga se determina el desplazamiento, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal, obteniéndose así la curva de capacidad o la relación fuerza deformación para una estructura. Es decir, la gráfica de la fuerza cortante total y del desplazamiento lateral asociado con cada incremento, hasta que la estructura alcanza el estado límite o condición de colapso (ver Figura 2).

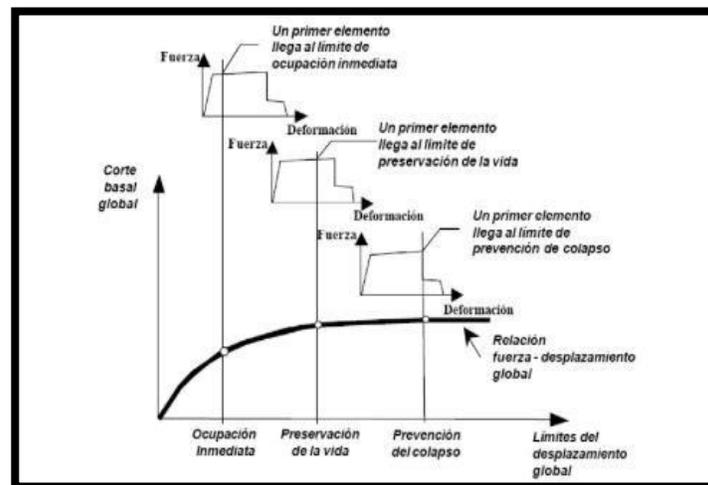


Figura 2. Ejemplo grafica cortante basal vs nivel de desempeño.

Fuente: FEMA 1997

#### 4.2.2 Método de análisis estructural

Todos los materiales presentan un comportamiento elástico como respuesta de tensiones que generan deformaciones pequeñas en las que el elemento podrá recuperar su forma inicial,



representado por una relación lineal, al aumentar estos esfuerzos en forma progresiva las diferentes deformaciones serán no reversibles, y los elementos mostrarán comportamientos no elásticos o plásticos, en el cual los esfuerzos y deformaciones no constituyen una relación lineal, hasta llegar a la rotura, a este comportamiento se le conoce como No lineal o inelástico.

#### **4.2.2.1 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 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.



- 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 de vibración. Es decir, de forma triangular invertida, de mayor valor en el piso superior y menor en el nivel inferior.

El AENL se lleva a cabo, 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 la 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 donde se forman rótulas plásticas en las estructuras y dos curvas que muestran el corte basal  $V$ , relacionado con el desplazamiento en el nivel superior.

Las curvas de pushover muestran la capacidad de la estructura y su comportamiento inelástico. Este comportamiento y capacidad variará, en parte de acuerdo, fundamentalmente, al detallado de



los miembros estructurales. La capacidad deberá compararse con la demanda en el caso de estudio de estructuras existentes y con base en esta comparación se tomará la decisión de si se debe reforzar o no.

Sin duda alguna esta herramienta de análisis es de gran ayuda en el proyecto (análisis y diseño) de estructuras sometidas a cargas laterales, pero esto implica un mejor conocimiento y juicio por parte de los ingenieros estructurales.

#### **4.2.2.2 Procedimientos de análisis estático no-lineal**

En estos métodos se usa un diagrama de capacidad (pushover) en el que se incorporan directamente las propiedades no lineales de esfuerzo vs deformación de elementos individuales.

Existen en la actualidad varios métodos para el Análisis Estático No Lineal (ATC- 40) y (FEMA- 257). Recientemente (Chopra et al., 1999) han encontrado deficiencias en el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40) y propuesto métodos fundamentados en espectros de respuesta inelásticos y relaciones  $R_y-\mu-T$  (Fajfar et al, 1998), (Vidic et al, 1994), (Krawinkler et al, 1992) y (Newmark, 1982).

El desplazamiento real inelástico máximo demandado por el sismo se obtiene usando el diagrama pushover y espectros de respuesta (equivalente elástico con altos amortiguamientos o espectros inelásticos).

La ventaja de estos métodos es que se tienen en cuenta directamente los efectos de la respuesta no lineal del edificio, sin embargo, solo se usa el primer modo y, por tanto, su aplicación para edificios con otros modos importantes o irregulares es limitada. Recientemente se han desarrollado métodos pushover modales (Chopra, 2001)

#### **4.2.3 Modelamiento de curvas de capacidad y espectro de capacidad**



El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal (ATC-40, 1996; FEMA, 1996). Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas. De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas de la misma, para calcular los desplazamientos.

El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además de conocimiento del comportamiento.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el punto de desplazamiento máximo, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Es importante destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los periodos de vibración se alargan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad. Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos isotérmicos grandes, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo. De manera que, la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando un coeficiente de amortiguamiento, puede ser sucesivamente ajustado por un



factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerítica de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase.

Una vez identificado el punto de comportamiento asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente.

#### **4.2.4 Curva de capacidad**

La capacidad completa de una estructura depende de la capacidad de esfuerzos y deformación de cada componente estructural. La curva de capacidad de una estructura es representada por una curva pushover. La manera más conveniente de graficar la curva pushover o fuerza – desplazamiento, es con el cortante basal y el desplazamiento del último piso.

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad (Figura 4), la cual generalmente se representa como el corte basal ( $V_0$ ), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación ( $\Delta R$ ).

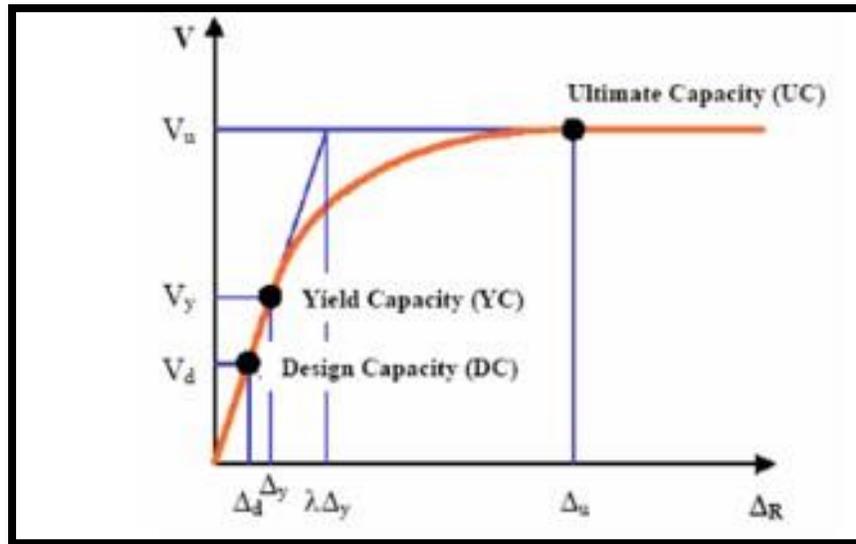


Figura 3. Modelo de capacidad de una edificación.

Fuente: RISK-UE

Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “pushover” su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre cómo establecerlos de manera racional.

El modelo de capacidad del edificio es una curva de capacidad idealizada del edificio definida por dos puntos de control característicos: 1) Capacidad de Fluencia, y 2) Capacidad Última.

**Capacidad de Fluencia (YC):** Es la fuerza lateral de resistencia del edificio antes que el sistema estructural haya desarrollado la respuesta no lineal.

**Capacidad Última (UC):** Es la máxima fuerza del edificio cuando todo el sistema estructural del edificio ha alcanzado completamente un estado plástico. En el punto último los edificios son capaces de asumir deformaciones sin la pérdida de estabilidad, pero su sistema estructural no proporciona ninguna resistencia adicional a la fuerza lateral del terremoto.



Hasta el punto de fluencia, la capacidad del edificio se asume lineal con rigidez basada en un periodo fundamental estimado de la edificación. Entre el punto de fluencia y el punto último, la transición en pendiente de la curva de capacidad de un estado esencialmente elástico a uno completamente plástico. (Mora Martinez, 2005)

#### 4.2.5 Curva de desempeño

Una vez que se ha definido una curva de capacidad y de demanda se debe chequear el desempeño. Un chequeo de desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no sean dañados más allá de los límites aceptables.

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento probable que se experimenta en el sismo de diseño. Ya que el modelo matemático toma en cuenta directamente efectos inelásticos de la respuesta del material. Las fuerzas internas calculadas son aproximaciones razonables esperadas durante el sismo de diseño. (Ver Figura 4)

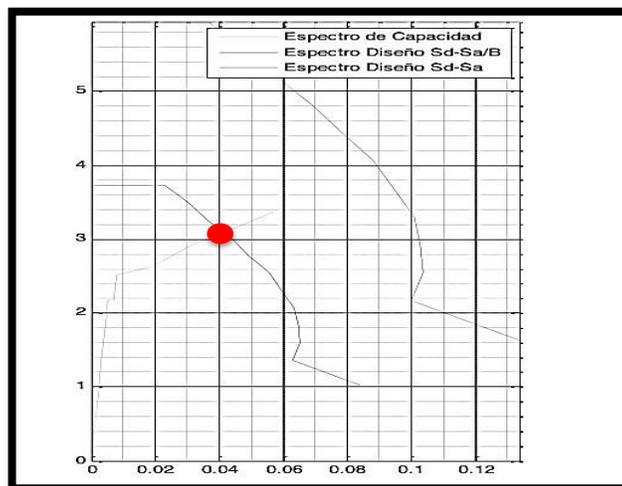


Figura 4. Punto de desempeño.

Fuente: Programa Curva de pushover, Pérez Martínez



#### 4.2.6 Procedimiento para determinar la capacidad de una estructura.

La capacidad se representa por medio de una curva y la manera más conveniente de graficarla es rastreando el cortante de la base y el desplazamiento del techo. Es importante notar que esta curva se construye asumiendo que el primer modo de la estructura es predominante, esto es generalmente válido para edificios con periodos pequeños, para estructuras más flexibles se debe considerar el efecto de los otros modos:

1. Crear un modelo matemático de la estructura.
2. Clasificar cada elemento del modelo como primario o secundario.
3. Aplicar fuerzas laterales a la estructura, se puede realizar de las siguientes formas:
  - a. (forma básica) Aplicar fuerzas laterales obtenidas del código sísmico empleadas para el análisis estático, sin considerar la fuerza concentrada en el techo ( $T > 0.7s$ ).

$W_i =$  Peso estructura entre piso

$h_i =$  Altura entre piso

$$F_i = \left[ \frac{M_i \phi_i}{\sum M_i \phi_i} \right] V \quad V = \text{Cortante Basal}$$

$M_i =$  Momento máximo entre piso

$\phi =$  Curvatura

- b. (Edificios con irregularidad vertical) Aplicar fuerzas laterales en proporción al producto de las masas de piso y la forma del primer modo del modelo elástico de la estructura.



El análisis de los momentos máximos y la curvatura de los elementos fue realizado mediante el software ETABS que relaciona los momentos resistentes y la curvatura debido a la deformación de las vigas y columnas. Así como se detalla en la Figura 5 (ejemplo):

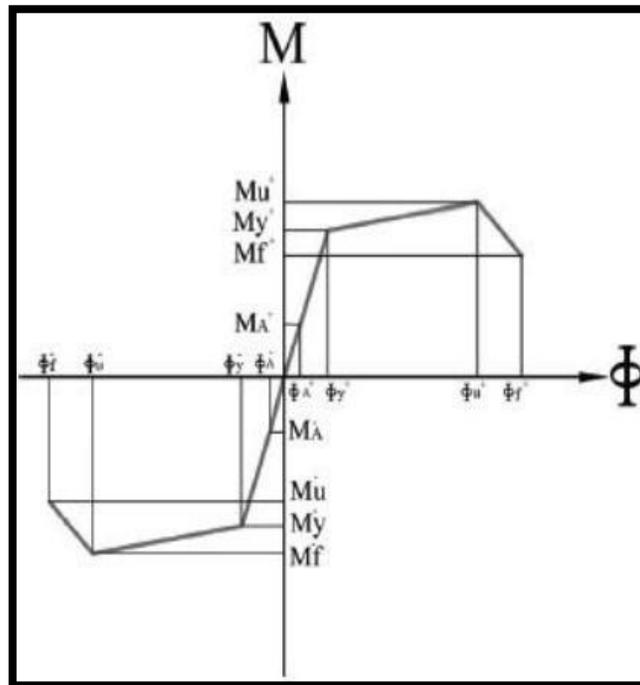


Figura 5. Diagrama Momento – Curvatura

Fuente: Programa Curva de pushover, Pérez Martínez.



4. Calcular las fuerzas internas en los miembros debido a las fuerzas gravitacionales y fuerzas laterales externas.
5. Recopilar los cortantes en la base y los desplazamientos del techo, también podría ser útil recopilar las fuerzas y rotaciones de los miembros para revisar el desempeño local.
6. Revisar el modelo empleando una rigidez muy pequeña o nula para los elementos que han cedido. Luego aplicar un nuevo incremento de carga para que otros elementos también cedan.
7. Las fuerzas y rotaciones para los elementos al inicio de un incremento de la carga lateral es un análisis separado, el cual comienza de la condición inicial (Sin cargas). Por lo tanto, para determinar si un elemento cede, es necesario añadir las fuerzas del análisis actual con las fuerzas del paso previo. De manera similar con las rotaciones.
8. Sumar los incrementos de carga lateral y sus correspondientes desplazamientos de techo para obtener los valores acumulados de cortante basal y desplazamiento de techo.
9. Repetir los pasos 6 y 7 hasta que la estructura sea inestable o las distorsiones sobrepasan considerablemente el nivel de desempeño deseado o cuando algún elemento pierde la capacidad de soportar las cargas de gravedad.
10. Si el incremento de carga se detiene, debido a que un número de elementos ha alcanzado una degradación en su resistencia, se conoce que hay otros elementos que podrían seguir asumiendo carga lateral y aún no ha ocurrido la inestabilidad o no se han excedido los límites de la respuesta global. En ese caso se recomienda realizar nuevas curvas, considerando que la rigidez de dichos elementos se reduce.

#### **4.2.7 Método de espectro de capacidad.**



Para emplear el método de espectro capacidad se requiere convertir la curva de capacidad (V-d), a una curva llamada espectro de capacidad (Sa-Sd).

#### 4.2.8 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

Se determinará el coeficiente de participación estáticas de los diferentes modos vibracionales a los que es sometida la estructura.

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi_1\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N m_i \phi_i \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2 \right]}$$

$L_i$ : Coeficiente de participación estática del modo  $i$

Para el factor de participación estática para el modo  $i=1$ , es:

Se calculará la Seudo Aceleración debido a las fuerzas sísmicas ( $S_a$ ) y debido a el desplazamiento ( $S_d$ ), para determinar la ( $S_a$ ) se relacionarán los momentos de curvatura, y los coeficientes de participación dados por la Masa efectiva o masa de la edificación involucrada en cada modo vibracionales:

$$S_a = \frac{V_i}{M_{efectiva}}$$

$S_a$  = Seudo Aceleración debido a fuerzas sísmicas.

Debido a que  $S_d$  es un vector con la contribución modal para el desplazamiento del modo 1, solo interesará el desplazamiento del último nivel, de manera que se pueda definir un sistema de 1 grado de libertad equivalente. Debe observarse que para realizar esto, se está asumiendo que solo el modo 1 es el único que contribuye y que representa la respuesta de toda la estructura.

$$S_d = \frac{dtecho}{L_i \phi_{techo}}$$



Donde se relacionan los coeficientes de contribución sísmica ( $L_i$ ), los desplazamientos en el último nivel (techo) y la curvatura en el mismo.

Por último, para desarrollar el espectro de capacidad es necesaria una conversión punto por punto a sus coordenadas espectrales de su primer modo. Es decir, todos los puntos de la curva de capacidad deben ser convertidos a coordenadas de espectro de capacidad, a través de las ecuaciones anteriores.

#### 4.2.9 Conversión espectro de capacidad a espectro de respuesta

Para emplear el método de espectro capacidad también se requiere convertir la curva de espectro de aceleraciones ( $S_a$ - $T$ ), a una curva de Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento ( $S_a$ S $d$ ).

La mayoría de Ingenieros, está familiarizado con la representación  $S_a$ - $T$  del espectro de respuesta. Sin embargo, si solo se transformara la curva de capacidad al mismo formato del espectro de aceleraciones, se tendría una representación parecida a la gráfica A, dada en la Figura 6:

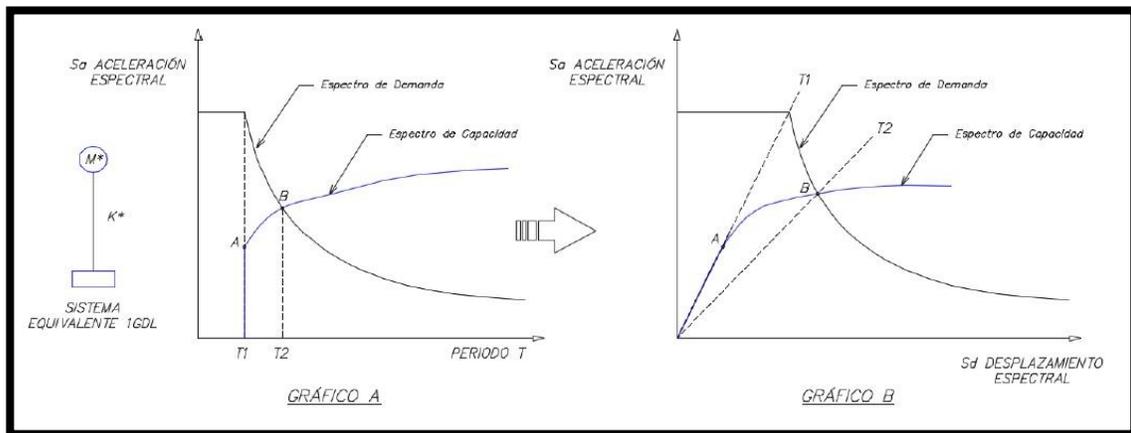


Figura 6. Espectro de respuesta.

Fuente: Programa curva de pushover, Perez Martinez.



Ahora si cambiamos el eje de las abscisas (periodo) por Seudo desplazamiento se tendría una representación como en el grafico b de la Figura 8. En el cual se puede apreciar mejor la ubicación del punto de desempeño.

En este formato “Espectro de Respuesta Aceleración- desplazamiento”, se visualiza el periodo a través de líneas rectas que pasan por el origen de coordenadas.

Debido a que se está trabajando con un sistema de 1 grado, La transformación del espectro de aceleraciones ( $S_a-T$ ), al formato mencionado se puede realizar mediante la ecuación:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2}$$

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado para una determinada demanda sísmica.

Para simplificar el procedimiento de encontrar este punto de intersección ATC-40 propone procedimientos simplificados, de los cuales solo se describirá a continuación:

#### **4.2.10 Procedimiento y comportamiento**

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento esperado de la estructura para una determinada demanda sísmica.

Para simplificar el procedimiento de encontrar este punto de intersección ATC-40 propone procedimientos simplificados, de los cuales solo se describirá a continuación:



## Procedimiento

Se emplea este procedimiento analítico porque permite aplicar el concepto del método de espectro capacidad, por su sencillez y posibilidad para ser programado.

Pasos para el procedimiento son:

1. Desarrollar el espectro de demanda elástico apropiado.
2. Transformar la curva de capacidad en una curva de espectro capacidad.
3. Graficar ambas curvas en el formato ERAD2 y seleccionar un punto de prueba (se podría emplear el criterio de áreas iguales para el último punto (coherente con el comportamiento de la estructura de la curva de capacidad).
4. Desarrollar la representación lineal. En caso de tener una curva del tipo “diente de sierra” se debe emplear la curva correspondiente al desplazamiento elegido.
5. Calcular los factores de reducción del espectro, y luego graficar el espectro reducido.
6. Determinar si la intersección del espectro reducido con el espectro de capacidad es cercana al punto inicialmente supuesto, y si tal diferencia es tolerable, este punto es el punto de desempeño. De no cumplirse el paso 6, se debe volver al punto 4 con un nuevo, que podría ser el último punto de intersección. (Council, 1998).

### 4.2.11 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, 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 este 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.

La propuesta del ATC-40 especifica separadamente el nivel de desempeño de la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación.

#### 4.2.12 Nivel de desempeño para la estructura

Describe los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: Inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: Daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n, (“Structural performance”, donde n es un numero).

**SP-1. Inmediata ocupación;** el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

**SP-2. Daño controlado;** Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que se vean afectados.



**SP-3. Seguridad;** Puede haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados.

**SP-4 Seguridad limitada;** Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes

**SP-5. Estabilidad estructural,** corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas.

**SP-6. No considerado;** No corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual solo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

#### **4.3 ANÁLISIS VULNERABILIDAD SISMICA NSR - 10.**

Los pasos descritos por la NSR 10 (norma sismo resistente) de forma general, para evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes es la siguiente:

##### **4.3.1 Información preliminar.**

- **Etapa 1** — Debe verificarse que la intervención esté cubierta por el alcance dado en A.10.1.3 (Ej: Reforzamiento estructural, reparación de edificaciones afectadas por sismo).



- **Etapa 2** — Debe recopilarse y estudiarse la información existente acerca del diseño geotécnico y estructural, así como del proceso de construcción de la edificación original y sus posteriores modificaciones y deben hacerse exploraciones en la edificación, todo esto de acuerdo con A.10.2.
  
- **Etapa 3** — El estado del sistema estructural debe calificarse con respecto a: (a) la calidad del diseño de la estructura original y su sistema de cimentación y de la construcción de la misma y (b) el estado de mantenimiento y conservación. Esta calificación debe hacerse de acuerdo con los requisitos de A.10.2.
  
- **Etapa 4** — Deben determinarse unas solicitaciones equivalentes de acuerdo con los requisitos de A.10.4.2 (Edificaciones tipo III: Edificación nueva).
  
- **Etapa 5** — Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura y de su sistema de cimentación para las solicitaciones equivalentes definidas en la Etapa 4.
  
- **Etapa 6** — La resistencia existente de la estructura debe determinarse utilizando los requisitos de A.10.4.3.3.
  
- **Etapa 7** — Se debe obtener una resistencia efectiva de la estructura, a partir de la resistencia existente, afectándola por dos coeficientes de reducción de resistencia obtenidos de los resultados de la calificación llevada a cabo en la Etapa 3.
  
- **Etapa 8** — Debe determinarse un índice de sobreesfuerzo como el máximo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de éste, entre las fuerzas internas solicitadas obtenidas del análisis estructural realizado en la Etapa 5 para las solicitaciones equivalentes definidas en la Etapa 4 y la resistencia efectiva obtenida en la Etapa 7.



- **Etapa 9** — Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis de la Etapa 5 deben obtenerse las derivas de la estructura.
- **Etapa 10** — Debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas en la Etapa 9 y las derivas permitidas por el Reglamento en el Capítulo A.6.

Igualmente debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos verticales como el máximo cociente entre las deflexiones verticales medidas en la edificación y las deflexiones permitidas por reglamento (nsr 10).

- **Etapa 11** — La intervención estructural debe definirse de acuerdo con el tipo de modificación establecida en A.10.6 dentro de una de tres categorías: (a) Ampliaciones adosadas, (b) Ampliaciones en altura y (c) Actualización al Reglamento.
- **Etapa 12** — El conjunto debe analizarse nuevamente incluyendo la intervención propuesta, la cual debe diseñarse para las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis. El diseño geotécnico y estructural y la construcción deben llevarse a cabo de acuerdo con los requisitos que para cada tipo de modificación establece el presente Capítulo.

A continuación, algunos conceptos específicos que son base para realizar un correcto procedimiento:

Se debe realizar un estado actual del sistema estructural, debe ser de una manera cualitativa con base en la calidad del diseño y construcción de la estructura original y en su estado actual. En la NSR 10 aparte A.10.2.2.1 (Calidad del diseño y la construcción de la estructura original) y el aparte



A.10.2.2.2 (Estado de la estructura) esta descrita la forma en la que se realiza la descripción del estado del sistema estructural. Adicional propone la realización de un espectro de diseño reducido basado en movimientos sísmicos con seguridad limitada es este caso los movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada se definen para una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos de un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva reducida, representada por el parámetro  $A_e$  (coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada), el valor de este se puede determinar este valor teniendo como referencia el ítem A.10.3.2 y A.10.3.3.

#### **4.4 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO.**

Cuando se analice el modelo, es necesario determinar las relaciones entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva de cada elemento de la edificación. Dicha relación se conoce como índice de sobreesfuerzo, se deben analizar este índice en todos los elementos pertenecientes a la estructura y luego se toman los índices mayores para poder dar una clasificación general a toda la estructura, es decir un índice de sobreesfuerzo para toda la estructura.

Para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos tales como cortante, flexión, torsión, etc., debe dividirse el esfuerzo que se le exige al aplicarle las solicitaciones equivalentes mayoradas de acuerdo con el procedimiento dado en el TÍTULO B del reglamento y para las combinaciones de carga dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento.

El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación.



## **5. OBJETIVOS**

### **5.1 OBJETIVO GENERAL.**

Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica de dos edificaciones emblemáticas de la ciudad de Cartagena porticadas de concreto reforzado, mediante el análisis del comportamiento sísmico estático no lineal utilizando el espectro de respuesta de los edificios y evaluarlos mediante las metodologías correspondientes, para conocer qué tan vulnerables son ante un sismo y el estado en el que quedarían.



## **5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.**

- Seleccionar modelos representativos de edificaciones entre 20 y 15 pisos de altura en pórtico de hormigón armado, en la ciudad de Cartagena de Indias.
- 
- Aplicar el procedimiento de análisis estático no-lineal propuesto por la ATC-40 y la FEMA y compararlo con los modelos representativos sobre vulnerabilidad sísmica estipulados con la NSR-10 (Norma Sismo resistente Colombiana).
- Hallar el nivel de comportamiento de las estructuras mediante el análisis no lineal (*curva pushover*), sometiéndolas a una demanda sísmica local y comparar estos resultados con un análisis de vulnerabilidad sísmico propuesto por la NSR-10.
- Ponderar los resultados del análisis, mediante la clasificación del comportamiento que se espera muestre el edificio ante un sismo.

## **5.3 ALCANCE DE LA INVESTIGACION**

El proyecto investigativo se llevó a cabo en la ciudad de Cartagena de Indias en el departamento de Bolívar. En la figura 10 se aprecia la ubicación en el centro histórico.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



Figura 7. Ubicación edificios Banco del Estado y Concasa.

Fuente: Google Earth.

El Centro histórico de la ciudad de Cartagena, lugar donde exactamente se trabajará, está limitada por los barrios Castillogrande, El Cabrero, Manga, Crespo. Y los diferentes cuerpos de agua tales como la Laguna del Cabrero, la Laguna de Chambacu y la Laguna de san Lázaro.

Este proyecto se llevará a cabo en las edificaciones Concasa y Banco del Estado ubicadas en el centro histórico de Cartagena, construidas en el año 1979.

La investigación se llevó a cabo en el primer semestre comprendido en el año 2016, con una duración aproximada de 4 meses, partiendo de una pertinente verificación bibliográfica acerca de análisis de vulnerabilidad sísmica de estructuras en concreto reforzado mediante un método de análisis estático no lineal propuesto por las Normativas ATC – 40 y FEMA 440, y un análisis propuesto por la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR-10). Comparando así los diferentes métodos que puedan aportar un análisis que determine el nivel de daño de una estructura. También se hizo una búsqueda de información tales como planos estructurales, calidad de materiales de las edificaciones Concasa y Banco del Estado.



UNIVERSIDAD DE CARTAGENA  
ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO  
REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO  
DEL ESTADO.



*Edificio Concasa*



*Edificio Banco del Estado*

Figura 8. Fotografías edificaciones estudiadas.

Fuente: Autores 2016.

Dentro de los resultados alcanzados al momento de llevar a cabo el pertinente análisis, se incluye obtener el comportamiento que tendrán las estructuras al estar sometidas a diferentes esfuerzos, es decir límites de rotura y esfuerzos y deformaciones máximas que estas puedan resistir, de igual forma analizar el nivel de daño que estas edificaciones puedan presentar al estar expuestos a una acción sísmica, y también se buscó tratar de enfatizar o enfocar puntos críticos de la estructura para un posible futuro reforzamiento.

Es importante mencionar que el presente análisis a utilizar nos brindó una aproximación a la realidad, mas no el comportamiento verídico que tendrá la estructura. Además, al ser este uno de los primeros análisis de pushover que se realizó en la región existieron algunas incertidumbres sobre el método a utilizar.



Además, es pertinente recalcar las limitaciones que encaro este proyecto investigativo, tales como:

- De carácter económico, la incorporación de un software actualizado y de mejor calidad.
- La solución de incertidumbre tales como, la calidad de los materiales al día de hoy.
- Dependiendo de los métodos constructivos, y basándose en que los análisis se apegaran a los diseños estructurales constructivos, es posible que los resultados obtenidos no asemejen en su totalidad la respuesta real de la edificación ante un sismo.

Como resultado este proyecto buscó analizar el estado actual de estas dos edificaciones, basándose en análisis sofisticados a la hora de entregar resultados, para así sentar bases para nuevas investigaciones relacionadas con el análisis de vulnerabilidad sísmica utilizando métodos estáticos no lineales, las cuales puedan ser aplicadas para verificar el estado de otras edificaciones emblemática de la ciudad de Cartagena de indias. Y a su vez permitió proponer un tipo de alternativa a la hora de evaluar el diseño de una estructura nueva o el reforzamiento de una ya deteriorada. Se entregaron gráficos de las zonas donde se encuentran las diferentes rotulas plásticas donde fallan los elementos de las edificaciones, y un punto de desempeño general que definió la vulnerabilidad que presentan las estructuras.

Esta investigación como objetivamente se ha explicado, únicamente tendrá en cuenta el análisis de fuerzas sísmica a las estructuras, además se enfatizará únicamente en comportamientos estáticos no lineales.

## **6. METODOLOGIA.**

El enfoque de esta investigación realizada fue un estudio descriptivo, se realizó búsqueda de información secundaria en distintos medios (virtuales y físicos) para llegar a la conclusión de los



conceptos que darían forma y marco a todo el desarrollo de la investigación, además se acudió a los documentos de la ATC 40, la FEMA (**Federal Emergency Management Agency**) y la NSR10.

De los anteriores documentos se analizaron los métodos para evaluar la capacidad estructural de una edificación. Además, se pudo determinar el punto de comportamiento de la estructura para con esto poder clasificarla dentro de un nivel de daño.

Luego de esto se pasó al modelamiento de las edificaciones en el software estructural ETABS, donde inicialmente se colocaron las secciones de los elementos de la edificación, luego las propiedades del concreto y del acero para este caso, en donde se tuvo en cuenta establecer mediante que método se iba a analizar la estructura cuando ya el concreto y el acero pasaran de trabajar en el margen elástico y pasar el acero a fluencia y el concreto a agrietarse. Dependiendo si el elemento estructural es primario o secundario se tuvo en cuenta para el modelamiento un método de análisis distinto. Para los elementos primarios de la estructura se usó el método de Takeda el cual consiste principalmente en ir tomando en cuenta para cada una de las cargas y descargas del método pushover, la pérdida de rigidez de los elementos al ser expuestos a este fenómeno. Trabaja dentro de tres marcos uno en donde el elemento aún no está agrietado otro donde está agrietado y el último es cuando entra el elemento a un estado de fluencia. Para elementos secundarios se usó el método Elástico, un poco más sencillo que el método de Takeda, pero consiste básicamente en lo mismo, para que el programa pudiera tener además noción del método, se agregaron específicamente algunos de los diagramas de momento-curvatura, que más detalladamente muestran el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales. Adicional a esto se agregan las propiedades de rótula anexadas de la norma ATC 40.

Partiendo de los parámetros del espectro de diseño de la zona 1 (ver nsr 10), obtenidos para la ciudad de Cartagena de Indias, descrita en la NSR-10, se obtiene la curva de demanda de la edificación y del análisis pushover se obtiene la curva de capacidad de la estructura, estas dos gráficas luego se interceptan para encontrar el punto de comportamiento.



Luego como método comparativo se analizaron las edificaciones a través del método planteado por la NSR 10. Inicialmente la norma antes mencionada exige que se les realicen reducciones a las resistencias de los materiales, esto se logra implementando unos coeficientes de reducción de resistencia, el motivo es por el estado actual de la estructura ( $\phi_e$ ), el sistema constructivo y la calidad del diseño estructural ( $\phi_c$ ).

La resistencia efectiva de los elementos ( $N_{ef}$ ) o de la estructura en general, se evaluó como el producto de la resistencia existente ( $N_{ex}$ ), multiplicada por los coeficientes de reducción de resistencia  $\phi_c$  y  $\phi_e$ , así:

$$N_{ef} = (\phi_c)(\phi_e)(N_{ex})$$

Estos valores se asignaron teniendo en cuenta lo que dice la NSR10:

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
$\phi_c$ o $\phi_e$	1.0	0.8	0.6

Figura 9. Valores de  $\phi_c$  y  $\phi_e$ .

Fuente: Nsr 10 (modificada por autores 2016).

Luego sacamos nuevamente el espectro de diseño para la estructura como si se fuera un edificio nuevo, nos sirve la curva de diseño usada en el análisis pushover, pero además debemos usar un espectro de diseño para un nivel de seguridad limitada, es aquí donde los valores de  $A_a$  (coeficiente que representa la aceleración pico efectiva) y  $A_v$  (coeficiente de aceleración que representa la velocidad pico efectiva horizontal), cambian para efectos trazado de este nuevo espectro, estos valores de  $A_a$  y  $A_v$  son iguales en este punto a  $A_e$ , donde dependiendo de la zona daremos los valores indicados a  $A_a$  y  $A_v$ .



Región N°	$\Lambda_e$
7	0.25 -0.28
6	0.21 -0.24
5	0.17 -0.20
4	0.13 -0.16
3	0.09 -0.12
2	0.05 -0.08
1	0.00 -0.04

Figura 10. Valores de  $\Lambda_e$  según las regiones de los mapas de la figura A 10-3-1.

Fuente: NSR 10 (modificada por autores 2016).

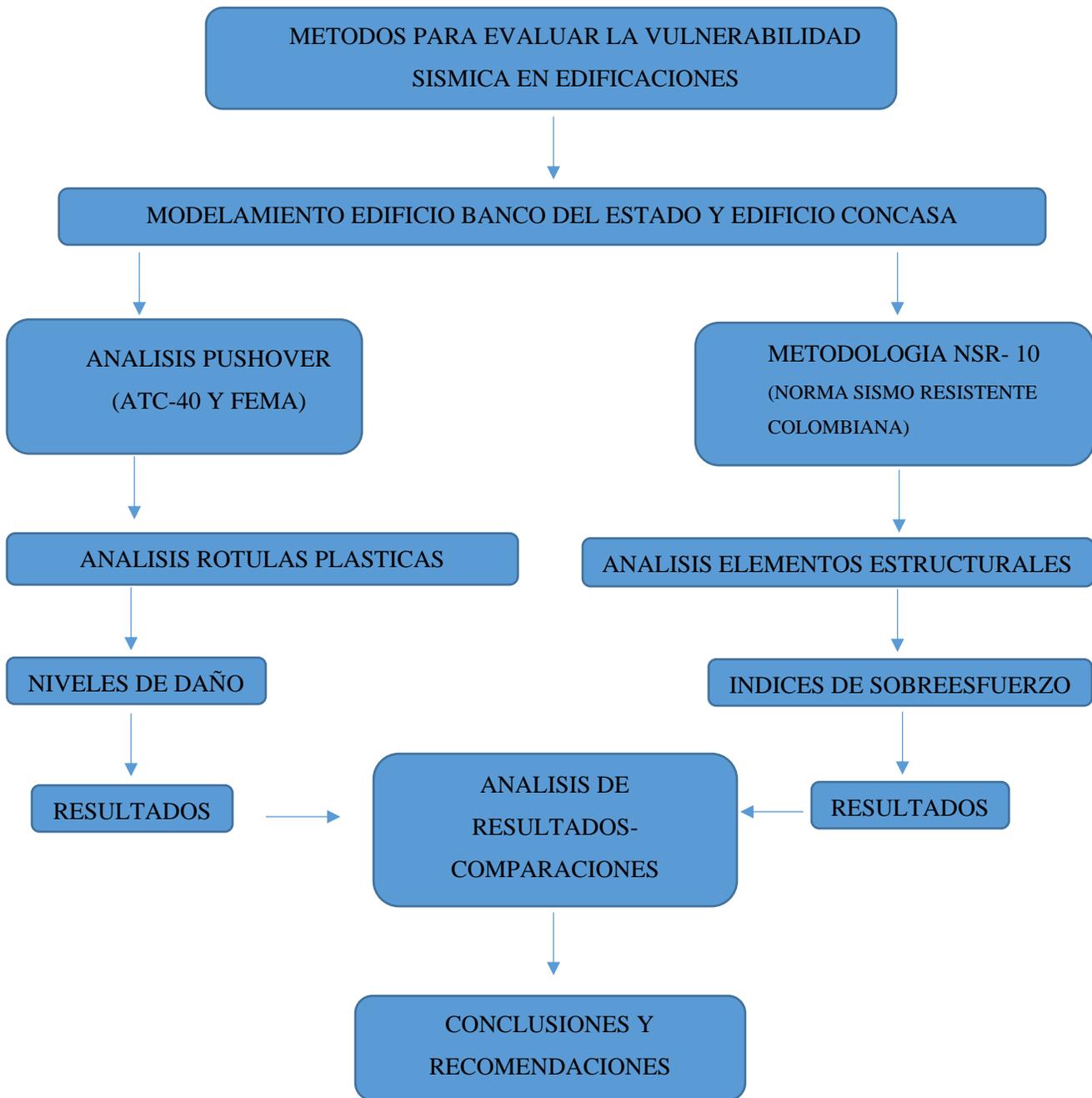
Además de lo anterior teniendo la geometría de la edificación, combinaciones de carga (propuestas por la NSR 10) y los parámetros antes mencionados se pasó a un análisis dinámico de la estructura. Se debe tener en cuenta que según el literal A.5.4: *Análisis espectral dinámico*, se incluyó al momento de la modelación todos los modos de vibración que influyeron de manera significativa en el análisis dinámico de la estructura, se pudo hacer una verificación de este paso cuando verificamos que el número de modos empleados sustente de que se ha incluido en el cálculo de la respuesta por lo menos el 90 por ciento de la masa de la estructura.

Al final se calcularon los índices de sobreesfuerzos columnas y vigas mediante el programa ETABS y DCCAD, respectivamente, para luego hacer un análisis de resultado, usando los índices de sobreesfuerzo totales de la estructura e índices de flexibilidad.

Esta investigación se inició a comienzos del año 2016, en el primer semestre de este año. Posee un enfoque netamente cuantitativo. Es por esto que se consideraron métodos que permitieron caracterizar el estado actual de la estructura, tal como el análisis de esfuerzos, materiales, deformaciones, entre otros tipos de parámetros. En el siguiente esquema se presenta la distribución de la metodología planteada:

METODOLOGIA





## 6.1 RECOPIACION DE INFORMACION



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**

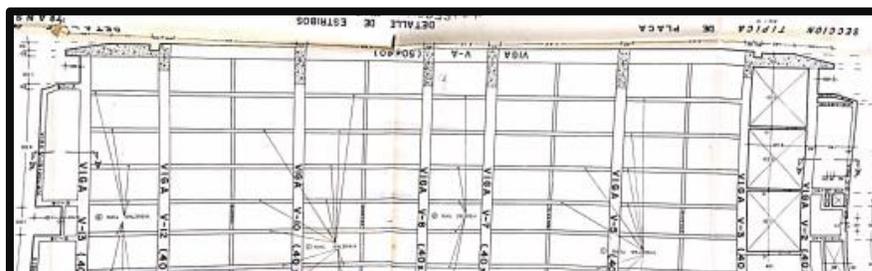


Esta etapa de la investigación comprende la recopilación de la información relacionada con el análisis de vulnerabilidad sísmica en estructuras de concreto mediante análisis estáticos no lineales, comprendida por casos de estudios, metodologías de análisis, software para el análisis entre otro tipo de información.

Para llevar a cabo esta etapa, se dividió el proceso investigativo en las siguientes fases, las cuales son:

- Análisis de los procesos constructivos y calidad de materiales utilizados en la construcción de la edificación.
- Análisis de los diseños estructurales que se llevaron a cabo para la construcción de dichas estructuras y el análisis del estado actual.

En esta etapa se analizaron los informes, de estudios y diseños estructurales proporcionados y ejecutados en la construcción de la estructura, los materiales utilizados en la construcción y diferentes parámetros como; módulo de elasticidad, resistencia de los materiales, características de relleno, entre otros. Además, mediante diferentes visitas a las edificaciones se realizó de manera totalmente cualitativa el estado actual de los materiales mencionados.

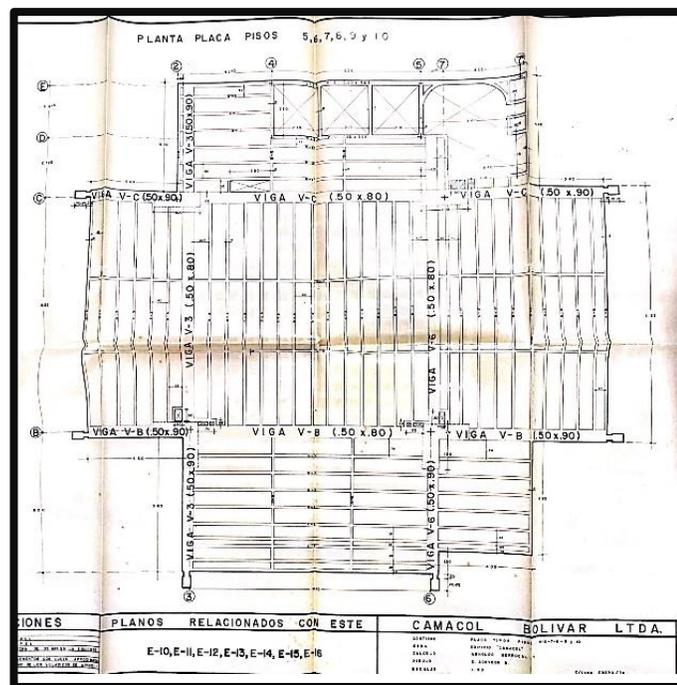




**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



A. Edificio Banco del Estado



B. Edificio Concasa

Figura 11. Planos estructurales edificio Banco del Estado y edificio Concasa.

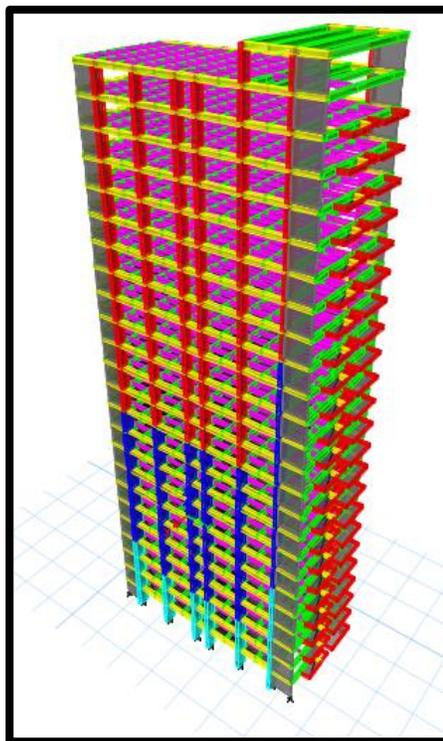
Fuente: Arnoldo Berrocal Ingenieria S.A.S.



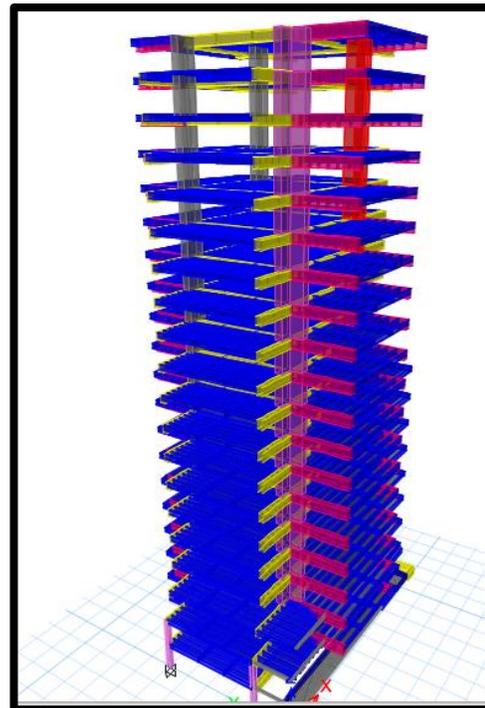
En la figura 11, se aprecian algunos de los planos estructurales suministrados por la empresa Arnoldo Berrocal Ingeniería S.A.S que proporcionan información de dimensiones, estructura y calidad o resistencia de materiales utilizados.

### 6.1.1 Modelación, análisis y resultados

Luego que se analizaron los materiales, el estado de la estructura y se tomaron diseños de los edificios Concasa y Banco del Estado y se recopilaron datos de interés para realizar la creación del modelo computacional de las estructuras correspondiente a la geometría de las edificaciones mediante el software ETABS, se construyó el modelo geométrico respetando dimensiones y espacios reales.



A. Edificio Banco del Estado



B. Edificio Concasa

Figura 12. Modelo computacional (modelo Etabs).

Fuente: Autores 2016.



En la figura anterior se aprecia el modelo de la estructura, con las diferentes vigas y columnas determinadas en los planos estructurales.

## 6.1.2 Materiales

En el programa ETABS se definieron cada uno de los materiales correspondientes a la estructura, y se configuraron las propiedades no lineales de cada uno, en la siguiente figura se aprecia este proceso:

Aquí se colocan diferentes índices y valores mencionados en la ATC-40.

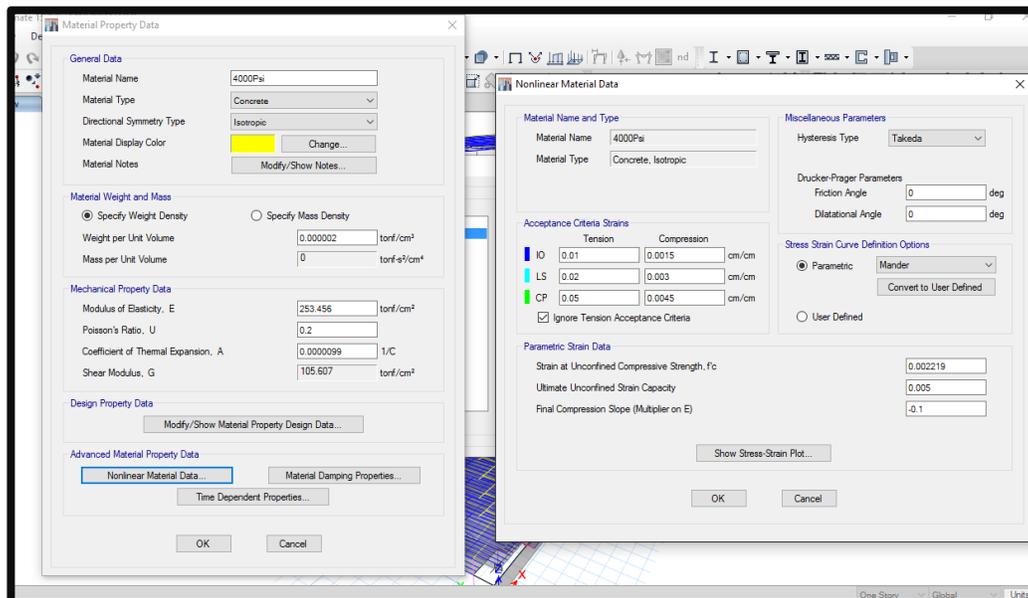


Figura 13. Introducción de datos (materiales) en el software Etabs.

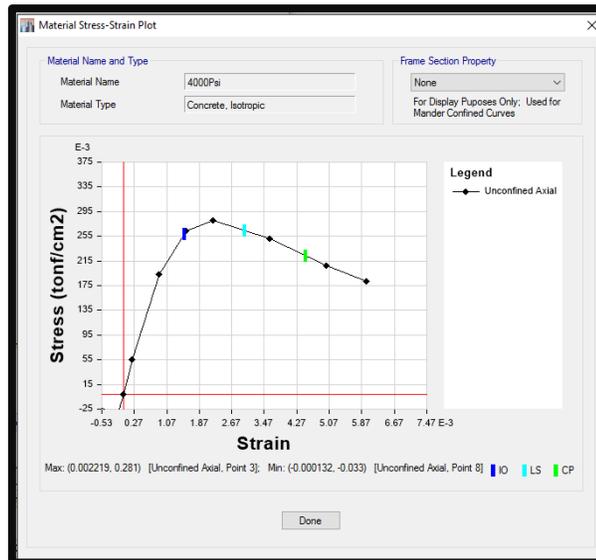
Fuente: Autores 2016.

Se utilizó la gráfica de esfuerzo – deformación del concreto estipulada por Mander y la curva de Histéresis propuesta por Takeda. Que son indispensables para medir el comportamiento del concreto en función de las deformaciones y los cambios de rigidez en agrietamiento por medio de una función exponencial de la deformación.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**





Grafica 1. Introduccion de datos (materiales) en el software ETABS.

Fuente: Autores 2016.

En la figura anterior se aprecia la curva esfuerzo vs deformación para un concreto de 4000 PSI estipulada por el modelo de Mander.

Este modelo propuesto, está definido por una curva continua, y también considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto, sino también la resistencia a compresión del concreto, este modelo es aplicable a secciones circulares y rectangulares. (Popovics, 1973). El punto de falla del elemento en estudio lo define la fractura del acero transversal.

### 6.1.3 Elementos estructurales

Se definieron los diferentes elementos como VIGAS, COLUMNAS y LOSA, dependiendo sus dimensiones y dependiendo del tipo de elemento estructural.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**

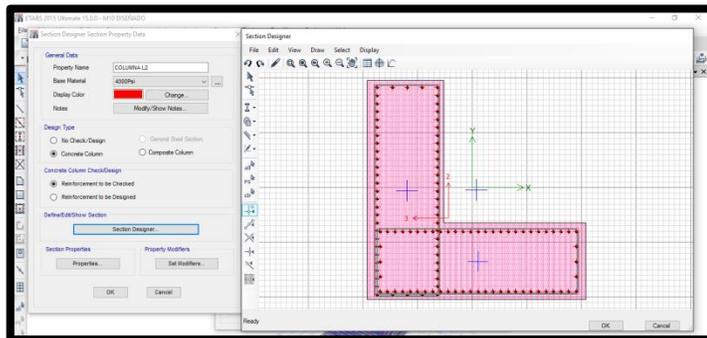
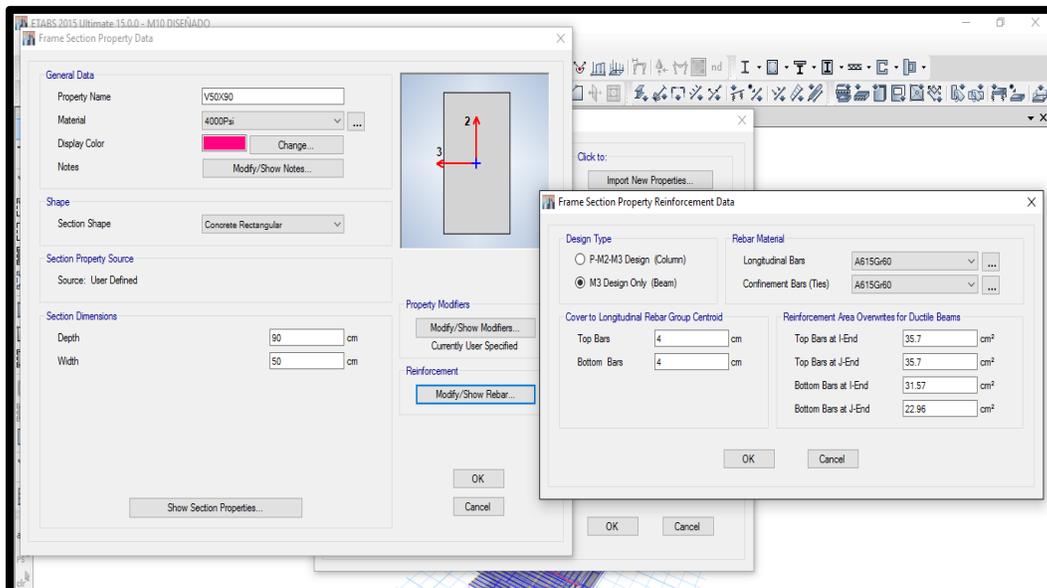


Figura 14. Creación de elementos estructurales de edificio Concasa.

Fuente: Autores 2016.

Luego se aplicaron distintos parámetros estipulados por la ATC-40 Y LA FEMA, tales como la aplicación de nodos rígidos a la estructura con la opción “Automatic From Connectivity”, con un Rigid-Zone-Factor de 0.5.



### 6.1.4 Diagramas momento – curvatura.

Para hacer el análisis pushover más exacto, se usaron los diagramas momento-curvatura de los elementos estructurales de ambas edificaciones, inicialmente se definieron para el edificio Concasa, a continuación, un ejemplo:

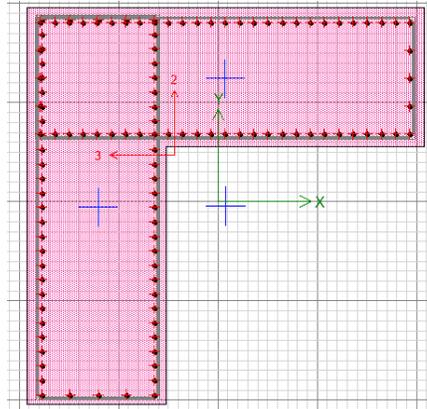
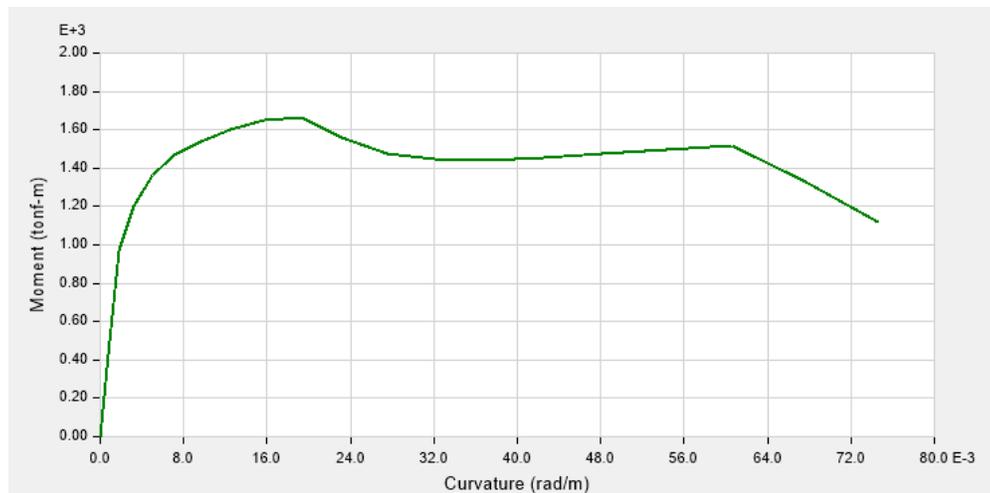


Figura 15. Sección columna edificio Concasa.

Fuente: Etabs modelo edificio Concasa (modificada por autores 2016).

A continuación, gráficamente el diagrama momento de curvatura:



Grafica 2: Diagrama momento-curvatura columna edificio Concasa.

Fuente: Etabs modelo edificio Concasa (Modificada por autores 2016).



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



La grafica 2, muestra el diagrama de momento vs curvatura de una sección de columna del edificio Concasa, donde se detalla un valor máximo para el momento de 1600 ton-m y un  $\Delta \Phi$  de 0,0056.

En la siguiente tabla se muestran los valores tabulados de esta columna del edificio Concasa, luego de terminado el análisis, esta sustenta los valores presentados en la gráfica 2:

Punto	Momento tonf-m	Curvatura rad/m
1	0	0
2	435.614	0.001
3	974.6673	0.002
4	1205.1224	0.003
5	1361.1425	0.005
6	1471.9027	0.007
7	1535.1003	0.01
8	1598.3387	0.012
9	1651.1829	0.016
10	1661.7981	0.019
11	1557.312	0.023
12	1473.768	0.027
13	1446.9727	0.032
14	1443.9645	0.037
15	1458.021	0.042
16	1474.9246	0.048
17	1494.6156	0.054
18	1515.2844	0.061
19	1332.2994	0.067
20	1118.2637	0.075

Tabla 1: Valores tabulados resultado diagrama momento-curvatura columna edificio Concasa.

Fuente: Etabs modelo edificio Concasa (Modificada por autores 2016).



Se definieron también para el edificio Banco del estado:

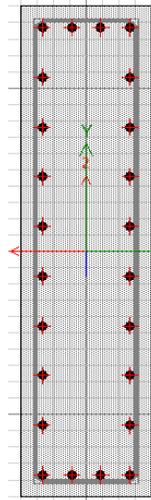
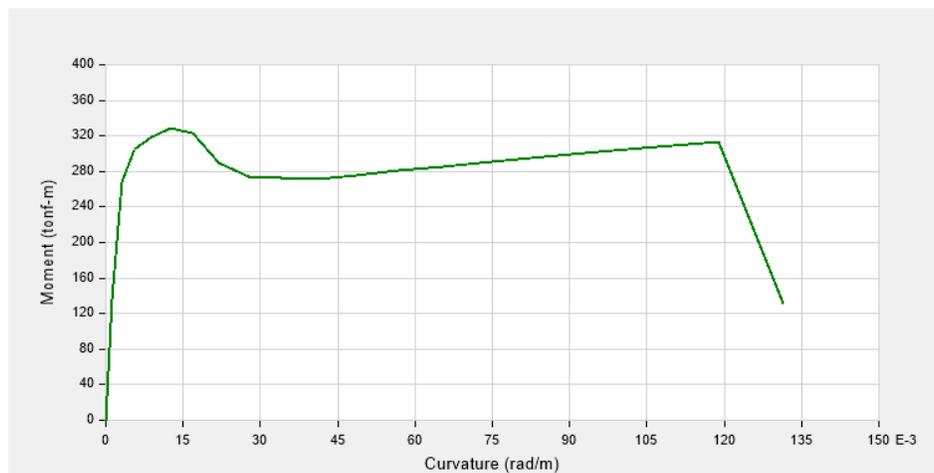


Figura 16. Sección columna edificio Banco del Estado.

Fuente: Etabs modelo de edificio Concasa (modificada por autores 2016).

A continuación, gráficamente el diagrama momento de curvatura:



Grafica 3: Diagrama momento-curvatura columna edificio Banco del estado.

Fuente: Etabs modelo edificio Concasa (Modificada por autores 2016).



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



La grafica 3, muestra el diagrama de momento vs curvatura de una sección de columna del edificio Concasa, donde se detalla un valor máximo para el momento de 320 ton-m y un  $\Delta \Phi$  de 0,0009

En la siguiente tabla se muestran los valores tabulados de esta columna del edificio Banco del estado, luego de terminado el análisis, esta sustenta los valores presentados en la gráfica 3:

Punto	Momento tonf-m	Curvatura rad/m
1	0	0
2	137.7455	0.001
3	269.0536	0.003
4	304.769	0.006
5	318.7701	0.009
6	328.2661	0.013
7	322.944	0.017
8	289.5091	0.022
9	274.3778	0.028
10	273.264	0.034
11	271.6778	0.041
12	275.923	0.048
13	280.4916	0.057
14	285.2909	0.065
15	290.8361	0.075
16	296.6319	0.085
17	302.2952	0.096
18	307.7076	0.107
19	313.4423	0.119
20	131.9806	0.131

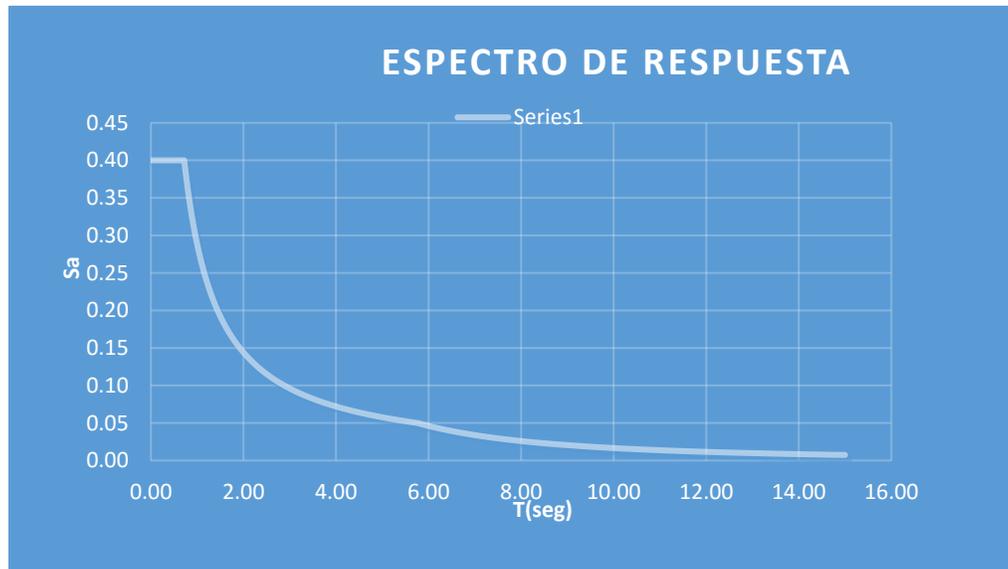
Tabla 2: Valores tabulados resultados diagrama momento-curvatura columna edificio Banco del estado.

Fuente: Etabs modelo edificio Concasa (Modificada por autores 2016).



### 6.1.5 Espectro de respuesta

Se definió un espectro de respuesta sísmica basado en los parámetros sismo resistentes de la NSR-10, para la ciudad de Cartagena (Ver grafica 2):



Grafica 4: Espectro de respuesta sísmica NSR 10.

Fuente: Autores 2016.

<b>Aa = Ae</b>	0.10
<b>Av = Ae</b>	0.10
<b>Cof Importancia</b>	1.0
<b>Fa</b>	1.6
<b>Fv</b>	2.4

Tabla 3. Espectro de respuesta sismica NSR 10.

Fuente: Autores 2016.



### 6.1.6 Casos de carga

Se definieron casos de carga para **Carga VIVA (Linear)**, **Carga Muerta (Linear)**, **Sismo X (Linear)**, **Sismo Y (Linear)**, **Peso Propio (Linear)**, **Pushover X (No Linear)**, **Pushover Y (No Linear)**, **Carga Lateral (Linear y No linear)**.

Para la carga no lineal gravitacional se adaptó una condición inicial de cero, que contenga un porcentaje de 1.1 veces la carga MUERTA y 0.25 veces la carga VIV; Factores recomendados por la norma FEMA 273.

Para las cargas Pushover X y Pushover Y, se define un caso de análisis estático no lineal que parta del estado del caso gravitacional, y se escoge un tipo de carga de aceleración  $U_x$  y  $U_y$  según sea el caso, teniendo en cuenta los efectos P-Delta recomendados por la NSR-10.

Además se adoptan los siguientes parámetros recomendados por la FEMA y la ATC-40:

- Load Application: Displacement Control, Use Monitored Displacement
- Results Saved: Multiple States.

Luego se procede a analizar el modelo primero utilizando los casos de carga lineales y luego los no lineales.



## 6.2 METODOLOGIA PROPUESTA POR LA NSR-10

### 6.2.1 Calificación del estado del sistema estructural

Según prescribe el numeral A.10.2.2 el estado del sistema estructural debe calificarse de manera cualitativa con base en la calidad de los diseños estructurales y la construcción original y su estado actual. Considerando los lineamientos establecidos para esta clasificación se presenta a continuación dicha calificación estructural para las edificaciones bajo análisis.

Al tratarse de unas edificaciones diseñada en el año de 1972, según consta en los planos de diseño suministrados, y analizando el estado actual de los materiales a simple inspección.

Puede concluirse que la estructura presenta un buen proceso constructivo y un diseño llevado a cabo con la mejor tecnología disponible a la fecha, presentan una calificación aparentemente BUENA. Con lo que haciendo referencia a la tabla A.10.4-1 de NSR-10 debe asignarse un coeficiente de calidad de la construcción  $\Phi_c = 1.0$ .

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
$\phi_c$ o $\phi_e$	1.0	0.8	0.6

Figura 17. Índices para aplicar el concepto de calidad de diseño y la construcción.

Fuente: Autores 2016.

Clasificación del Sistema Estructural: El sistema estructural debe clasificarse dentro de uno de los sistemas definidos en A.3, en este caso las estructuras presentan un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, el coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Considerando los criterios para la asignación de  $R'$ , numerados en A.10.4.2.4 de NSR-10, se define que para la evaluación de la edificación bajo estudio se usará un  $R' = 2.0$ .



- **Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas**

Para determinar las solicitaciones equivalentes diferentes a las solicitaciones sísmicas, se siguen los requisitos del título B, a excepción de las cargas muertas las cuales se determinan con base en las mediciones y observaciones realizadas en sitio.



Figura 18. Estado elementos estructurales Concasa.

Fuente: Autores 2016.

- **Combinaciones de carga**

Combinaciones Últimas Las siguientes combinaciones de carga son mayoradas usando el método de resistencia de acuerdo a la sección B.2.4 de NSR-10:

- C1:  $1.4(D+SD)$
- C2:  $1.2(D+SD)+1.6L+0.5Lr$
- C3:  $1.2(D+SD)+1.0L+1.6Lr$
- C4:  $1.2(D+SD)+1.0L+1.0Ex+0.30Ey$
- C5:  $1.2(D+SD)+1.0L+1.0Ey+0.30Ex$
- C6:  $0.9(D+SD)+1.0Ex+0.30Ey$
- C7:  $0.9(D+SD)+1.0Ey+0.30Ex$



}

### **6.2.2 Análisis estructural de la edificación.**

Para el análisis de la estructura bajo estudio se empleó el software de análisis estructural ETABS. Las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales, corresponden a las indicadas en los planos estructurales originales de referencia.

Con este modelo se determinan las solicitaciones sobre cada uno de los elementos estructurales de la edificación para posteriormente ser comparados con la resistencia nominal de los mismos y establecer índices de sobre esfuerzo.

### **6.2.3 Determinación de las solicitaciones sísmicas de acuerdo con el reglamento de construcción sismo-resistente, NSR-10.**

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas, se realizó un análisis dinámico elástico espectral, según lo establecido el capítulo A.5 MÉTODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO. Con el objeto de verificar el comportamiento de una estructura durante un evento telúrico, ésta debe limitarse a una de las zonas de amenaza sísmica que estipula la norma NSR-10, además de utilizar para efectos del diseño los movimientos sísmicos estipulados en el TÍTULO A de dicho reglamento.

Adicionalmente, la NSR-10 permite, de acuerdo con el CAPÍTULO A.10, determinar la vulnerabilidad de las estructuras construidas antes de la vigencia de dicha norma con un espectro reducido basado en movimientos sísmicos con seguridad limitada; los cuales se definen para una probabilidad del 20% de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva reducida, representada por el parámetro  $A_e$ , cuyo valor se determina de acuerdo con las secciones A.10.3.2 y A.10.3.3 del reglamento.

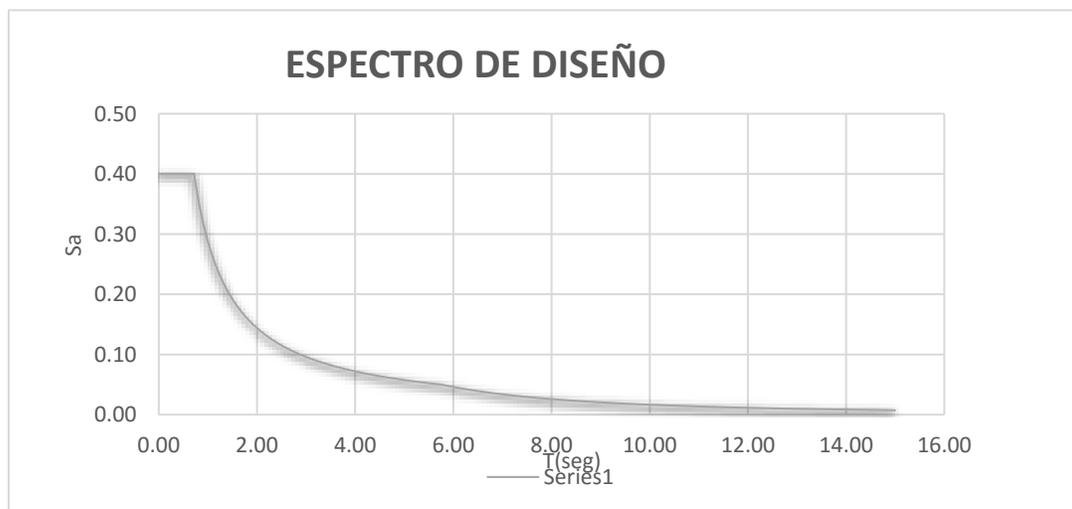


<b>Aa = Ae</b>	0.05
<b>Av = Ae</b>	0.05
<b>Cof Importancia</b>	1.0
<b>Fa</b>	1.6
<b>Fv</b>	2.4

Figura 19. parámetros sísmicos de Cartagena de Indias.

Fuente: Autores 2016.

Durante la presente investigación, se ejecutaron dos análisis independientes, uno por cada uno de los espectros establecidos por la norma. A continuación, se exponen una serie de parámetros importantes para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Los valores para estos parámetros dependerán de las zonas de amenaza sísmica que estipula la norma y se obtienen determinando el número de la región donde está ubicada la estructura usando las tablas correspondientes de la NSR-10.



Grafica 5. Espectro para un nivel de seguridad limitada.



Fuente: Autores 2016

#### **6.2.4 Validación de los modelos.**

Posterior a la reconstrucción de las edificaciones en el software ETABS, se realizó una inspección cuidadosa con el objeto de identificar fallas y errores en dicho proceso.

En este proceso se identificaron las uniones entre líneas, aplicaciones de solicitaciones cargas incorrectas, verificación de la geometría, falta de continuidad de nodos etc.

La validación del modelo requirió de un tiempo, puesto que se corrigieron algunas fallas que se detectaron a la hora de realizar los modelos, ya que se presentó la dificultad de generar la geometría que se apreciaba en los planos estructurales.

Para solucionar estos problemas se crearon diversos modelos y se compararon los errores hasta que con la ayuda de la aplicación “Check Model” en ETABS, que permite conocer si el modelo presenta o no este tipo de errores, se pudo generar una geometría similar a la realidad.



## 7. RESULTADOS

Se realizó una recolección de información acerca de los edificios a analizar, se tuvo en cuenta el número de pisos, año en construcción, planos estructurales detallados con medidas, calidad de materiales, tipo y cantidad de refuerzo, entre otro tipo de información.

Esta información fue suministrada por la empresa Arnoldo Berrocal Ingeniería SAS, además que para el uso en la Metodología propuesta por la NSR-10, se tuvo en cuenta el conocimiento del estado actual de las edificaciones, teniendo en cuenta una inspección de la calidad de los materiales hoy día.

Con la ayuda de los planos estructurales se pudo determinar el acero de refuerzo diseñado en estas edificaciones, esto es de gran utilidad a la hora de realizar la metodología propuestas por las normas correspondientes. Por parte del Análisis pushover se tuvo en cuenta los diagramas de momento y curvatura, para así determinar los puntos frágiles o de figuración de cada sección. Luego se realizó la respectiva evaluación del refuerzo.

Siguiendo el pertinente procedimiento basado en la ATC-40 y en la FEMA, para un análisis de Pushover en el rango inelástico se obtuvieron los siguientes resultados:



## 7.1 ANÁLISIS EDIFICIO CONCASA

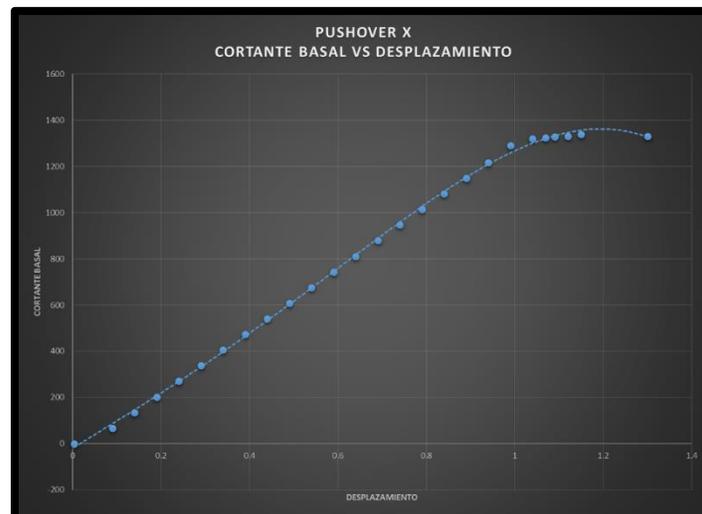
El análisis pushover permite generar diferentes formas de evaluar la respuesta de las edificaciones ante una incidencia sísmica, estas son las curvas de capacidad, el punto de comportamiento y las rótulas en los elementos.

### 7.1.1 Curvas de capacidad edificio Concasa.

Para el análisis inelástico de la estructura, se realizó teniendo un total de 640 rótulas ubicada en los principales elementos estructurales. Se obtuvo el siguiente comportamiento de la edificación:

### 7.1.2 Curva de capacidad sentido X.

La curva que está definida por la subsiguiente plastificación de las vigas y columnas de los diferentes pisos, llega al desplazamiento máximo de la edificación de **1.08 m** y un cortante basal de **1352.23 Ton**, mostrando el colapso total de la mayoría de las vigas. Como se aprecia en las siguientes figuras:



Grafica 6: Curva de capacidad sentido X (edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016



Por parte de las columnas se encuentran rótulas en nivel de ocupación inmediata en la base de la edificación y rótulas en nivel de Seguridad de vida y rótulas en nivel de Ocupancia (ver página 41) en los niveles superiores.

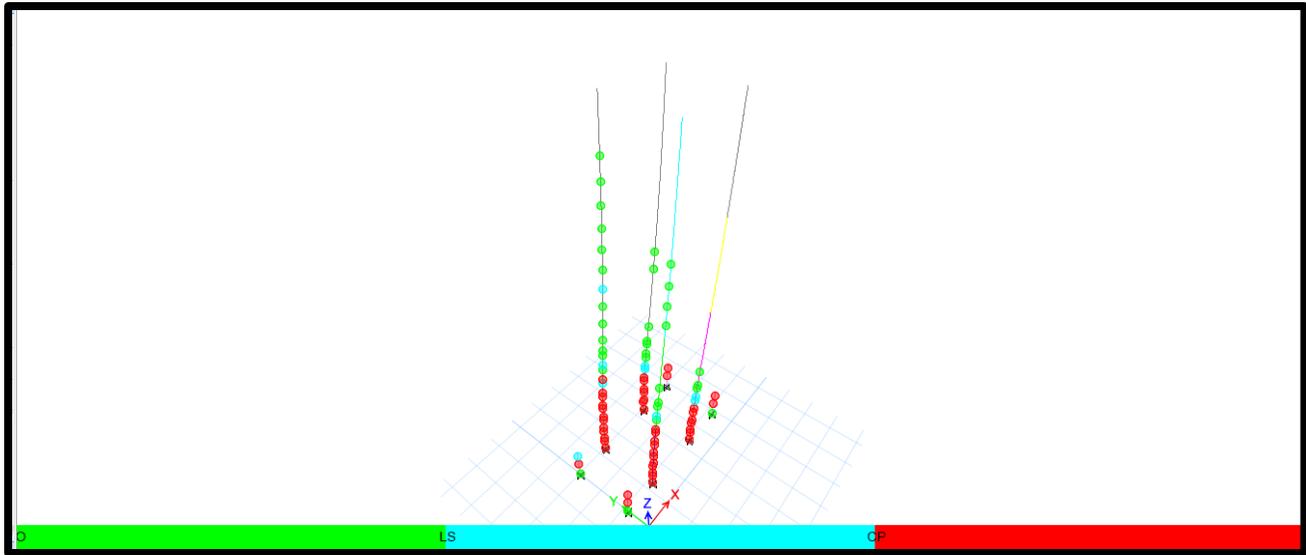


Figura 20. Rotulas en columnas edificio Concasa (sentido x).

Fuente: Autores 2016.

Por parte de las vigas se aprecia en su mayoría rótulas de colapso en los nudos con las columnas, pero también la existencia de rótulas en nivel de ocupación.

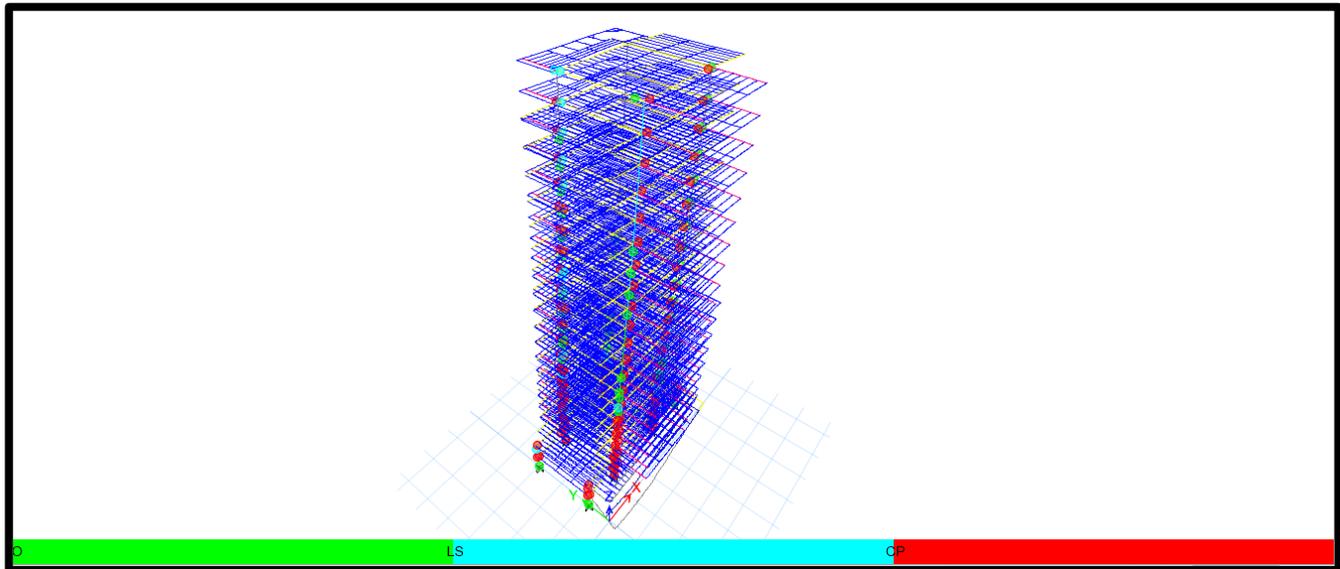


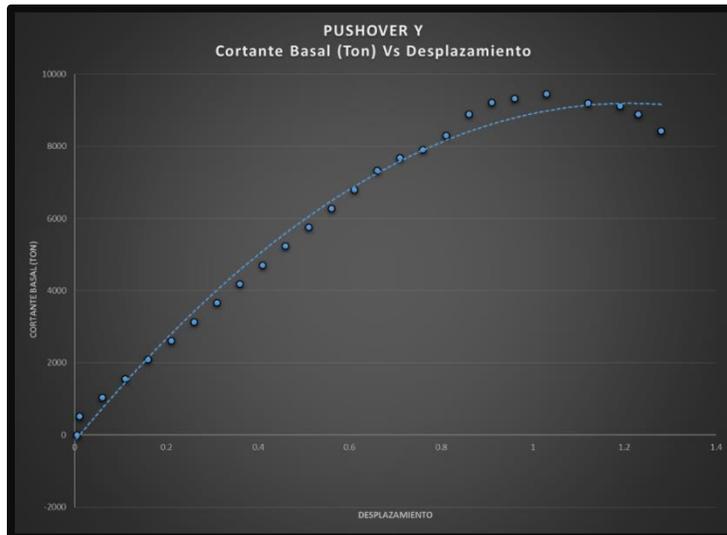
Figura 21. Rotulas en columnas edificio Concasa sentido x (Con geometria del edificio).

Fuente: Autores 2016.

Es notable que las rótulas en las vigas aparecen en el paso número 1 del Pushover en X y en las columnas aparecen en el paso número 4 y la primera rótula de colapso en las columnas aparece en el paso número 8. Siendo así que fallan primero las vigas que las columnas.

### 7.1.3 Curva de capacidad sentido Y

En la Curva de capacidad del Edificio Concasa en el sentido Y, se pueden observar tramos claramente identificables; el primero tiene un comportamiento casi lineal hasta alcanzar un desplazamiento de **0.78 m** y un Cortante en la Base de **7689 ton**, hasta llegar a un punto máximo de **1.28 m** y un cortante de **8430 ton**. La curva que está definida por la subsiguiente plastificación de las vigas y columnas de los diferentes pisos, llega al desplazamiento máximo de la edificación de **1.28 m** y un cortante Basal de **8423.43 Ton**, enmarcando el colapso total de la mayoría de las vigas y columnas.



Grafica 7: Curva de capacidad sentido y (edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

En la siguiente figura se aprecia el colapso de la mayoría de las rótulas en las columnas de la edificación.

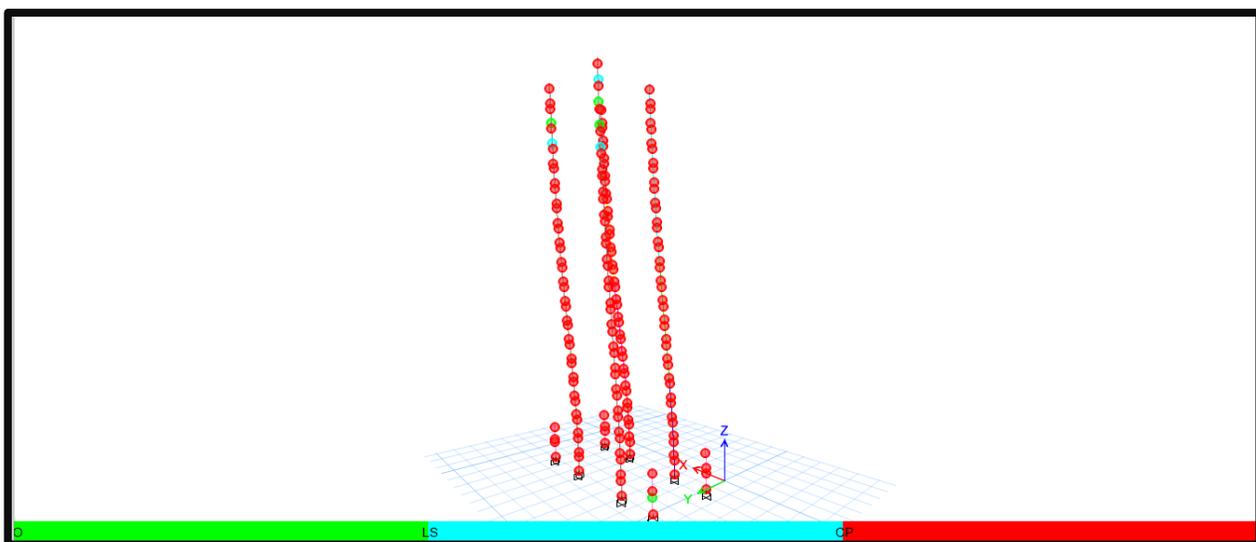


Figura 22. Rotulas en columnas edificio Concasa (sentido y).



Fuente: Autores 2016.

Por parte de las vigas se aprecia en su mayoría rótulas de colapso en los nudos con las columnas, pero también la existencia de rótulas en nivel de ocupación.

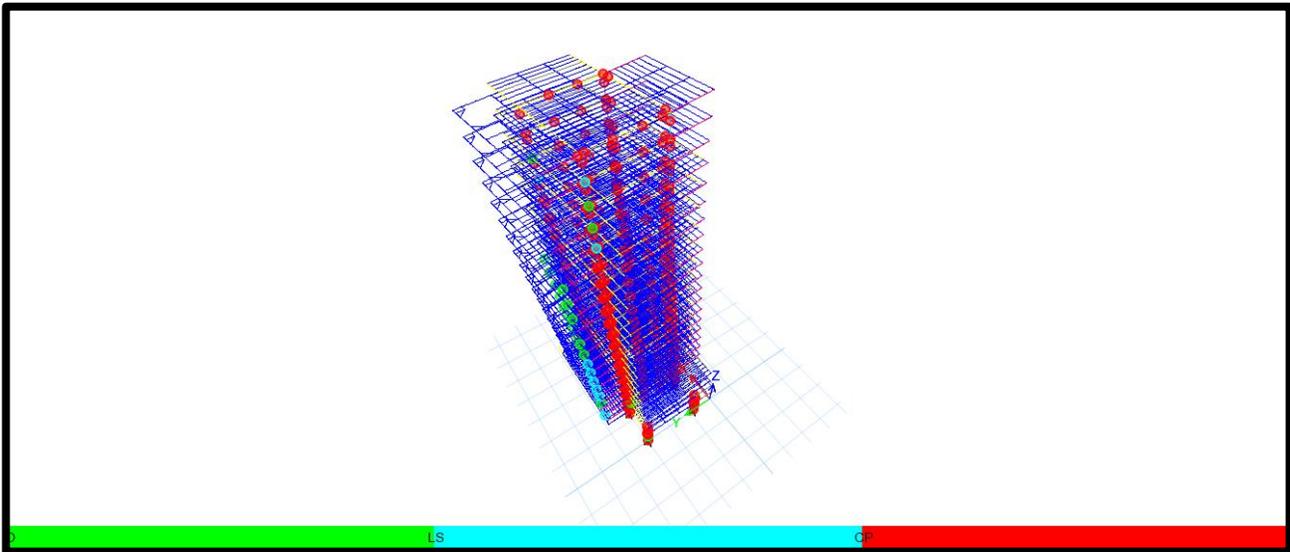


Figura 23. Rotulas en columnas edificio Concasa sentido Y (con geometría del edificio).

Fuente: Autores 2016.

En esta etapa del análisis se pudo apreciar o confirmar la flexibilidad que presenta la estructura ya que se presentaron desplazamientos altos en el rango inelástico y a su vez cortantes en la base altos. Esto podría indicar que la estructura está diseñada para soportar altos movimientos telúricos, ya que la capacidad que está presentando según esta grafica es elevada.

Es notable que la mayoría de las grietas que llegan al colapso lo hacen primero en las vigas, por lo que las columnas están representando más resistencia que las vigas de la estructura.

Se pudo apreciar también que la edificación es más resistente en el sentido X que en el sentido Y, confirmada por el número de rótulas que se obtienen en un sentido y en el otro.



## 7.2 RESULTADOS ANÁLISIS EDIFICIO BANCO DEL ESTADO.

### 7.2.1 Curva de capacidad pushover x

Para cada uno de los incrementos de cargas del análisis, fue posible visualizar la evolución de cada punto de plastificación y la secuencia de plastificaciones, en puntos con escalas de colores, La siguiente figura muestra gráficamente la curva de capacidad, que mantiene su linealidad hasta alcanzar un desplazamiento en el tope de la edificación de aproximadamente un metro.



Grafica 8: Curva de capacidad sentido x (edificio Banco del estado).

Fuente: Autores 2016.



A continuación, se muestran los estados de plastificación o rotulas de la edificación en sentido X.

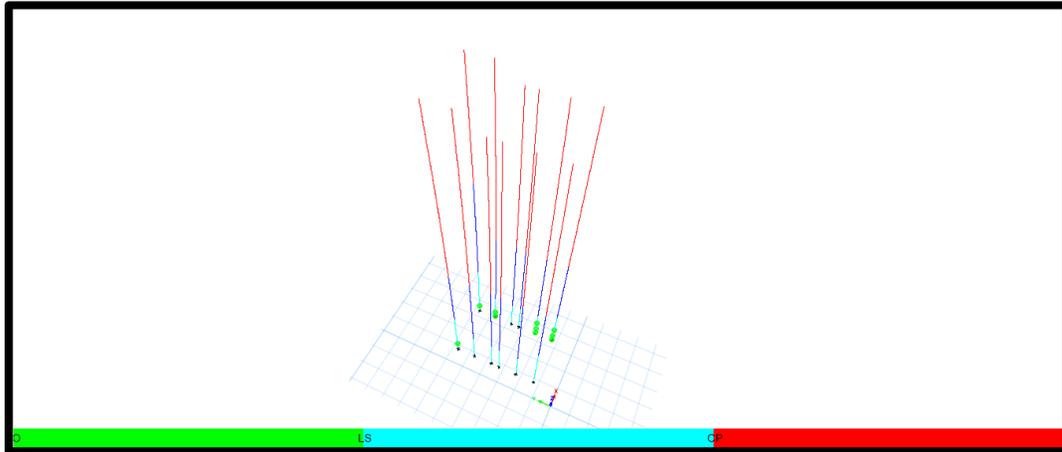


Figura 24. Rotulas en columnas edificio Banco de estado (sentido x).

Fuente: Autores 2016.

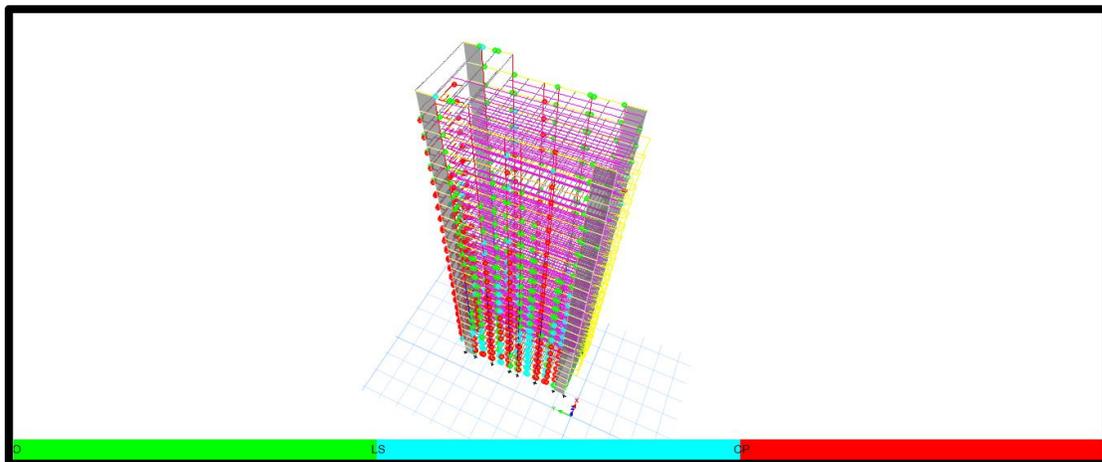


Figura 25. Rotulas en columnas edificio Concasa sentido x (Con geometría del edificio)

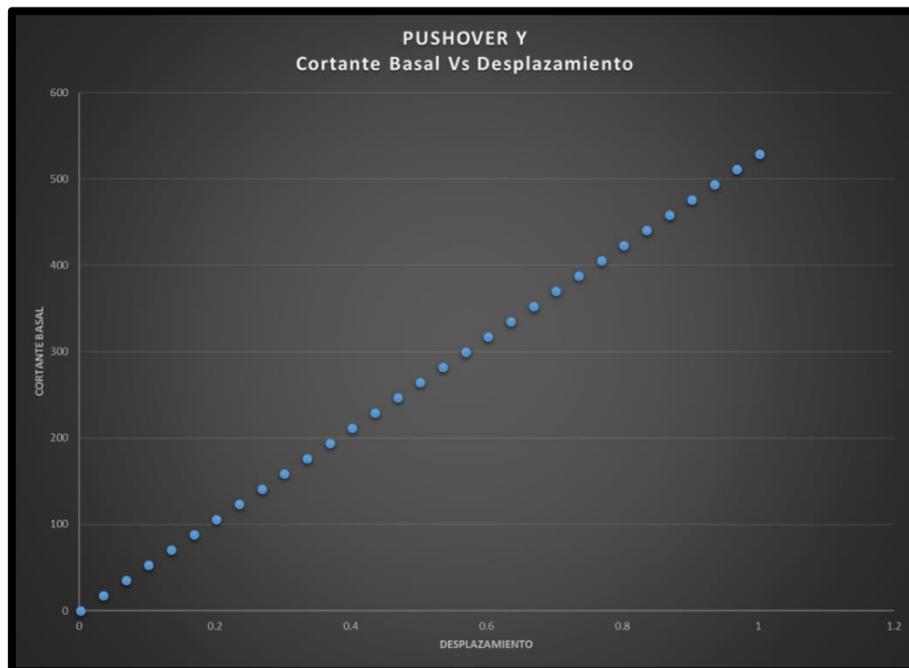
Fuente: Autores 2016.

Se aprecian rótulas de colapso en las vigas, y en las columnas únicamente rótulas de seguridad de vida, lo que corresponde a que están fallando primero las vigas que las columnas, siendo un comportamiento ideal. Igualmente, en la base de la estructura se puede determinar y ver que los colores verdes indican que las columnas aún no han llegado a su colapso.



### 7.2.2 Curva de capacidad Pushover Y

En este sentido la curva de capacidad presenta un comportamiento lineal, presentando un cortante máximo la estructura en el sentido Y de 510 toneladas con un desplazamiento máximo de 1 m. Estos son los valores máximos obtenidos después del análisis realizado a través del método de pushover.



Grafica 9. Curva de capacidad sentido y (edificio Banco del estado).

Fuente: Autores 2016.

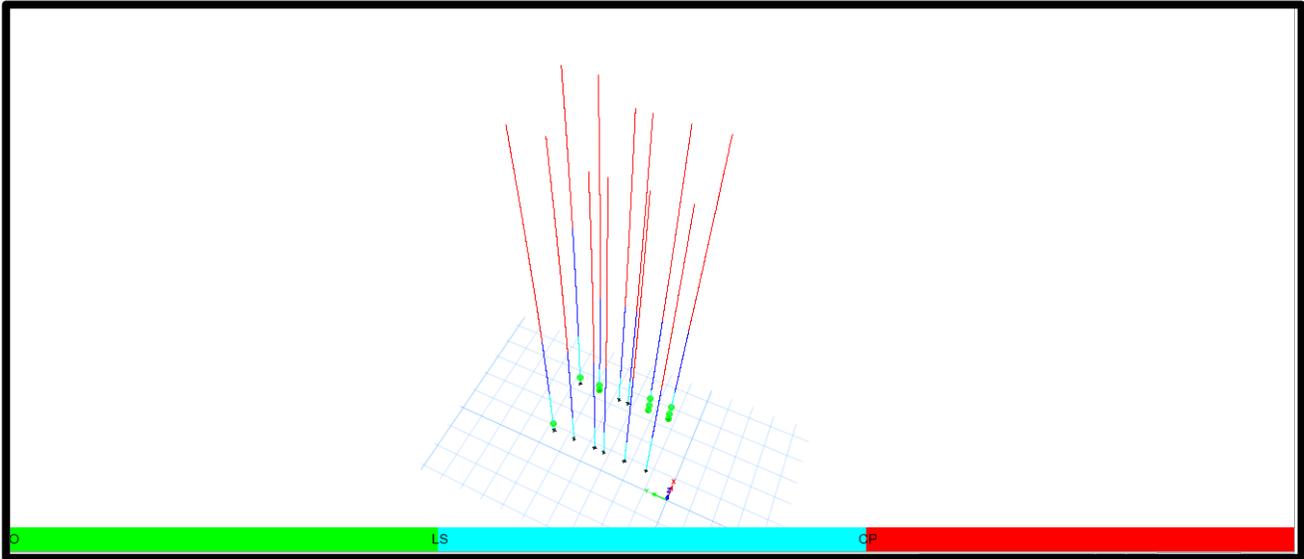


Figura 26. Rotulas en columnas edificio Banco de estado (sentido y)

Fuente: Autores 2016.

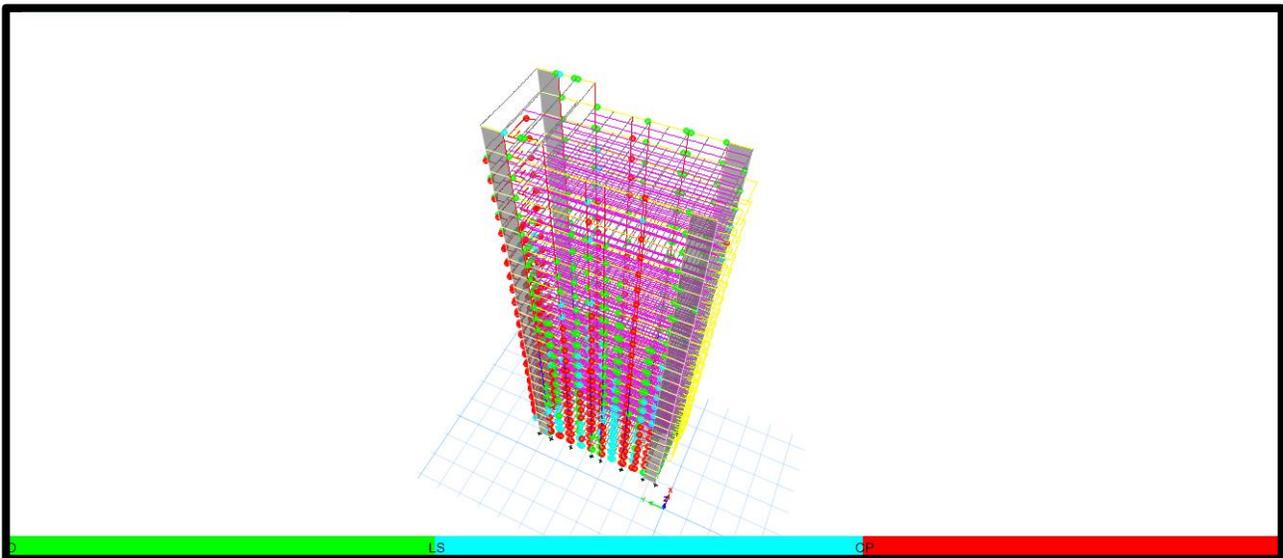


Figura 27. Rotulas en columnas edificio Concasa sentido y (Con geometria del edificio).

Fuente: Autores 2016.

Se aprecian rotulas de colapso en las vigas, y en las columnas únicamente rotulas de seguridad de vida, lo que corresponde a que están fallando primero las vigas que las columnas, siendo un comportamiento



ideal. Igualmente, en la base de la estructura se puede determinar y ver que los colores verdes indican que apenas las columnas aún no han fallado.

En el edificio Banco del Estado se presenta un comportamiento totalmente diferente al presentado en el edificio Concasa, ya que la Curva de Capacidad está presentando desplazamientos menores y Cortantes Basales menores, aquí se evidencia la posible diferencia en resistencias que presentan estas dos estructuras.

### **7.2.3 Punto de comportamiento.**

Para estimar la respuesta máxima de las edificaciones ante un movimiento sísmico y calificar su desempeño sísmico, es necesario comparar la capacidad del sistema con diferentes curvas de demanda sísmica esperados. La superposición del espectro de capacidad con el espectro de demanda, en un formato de representación ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum), permite estimar la respuesta máxima del sistema necesaria para calificar su desempeño sísmico.

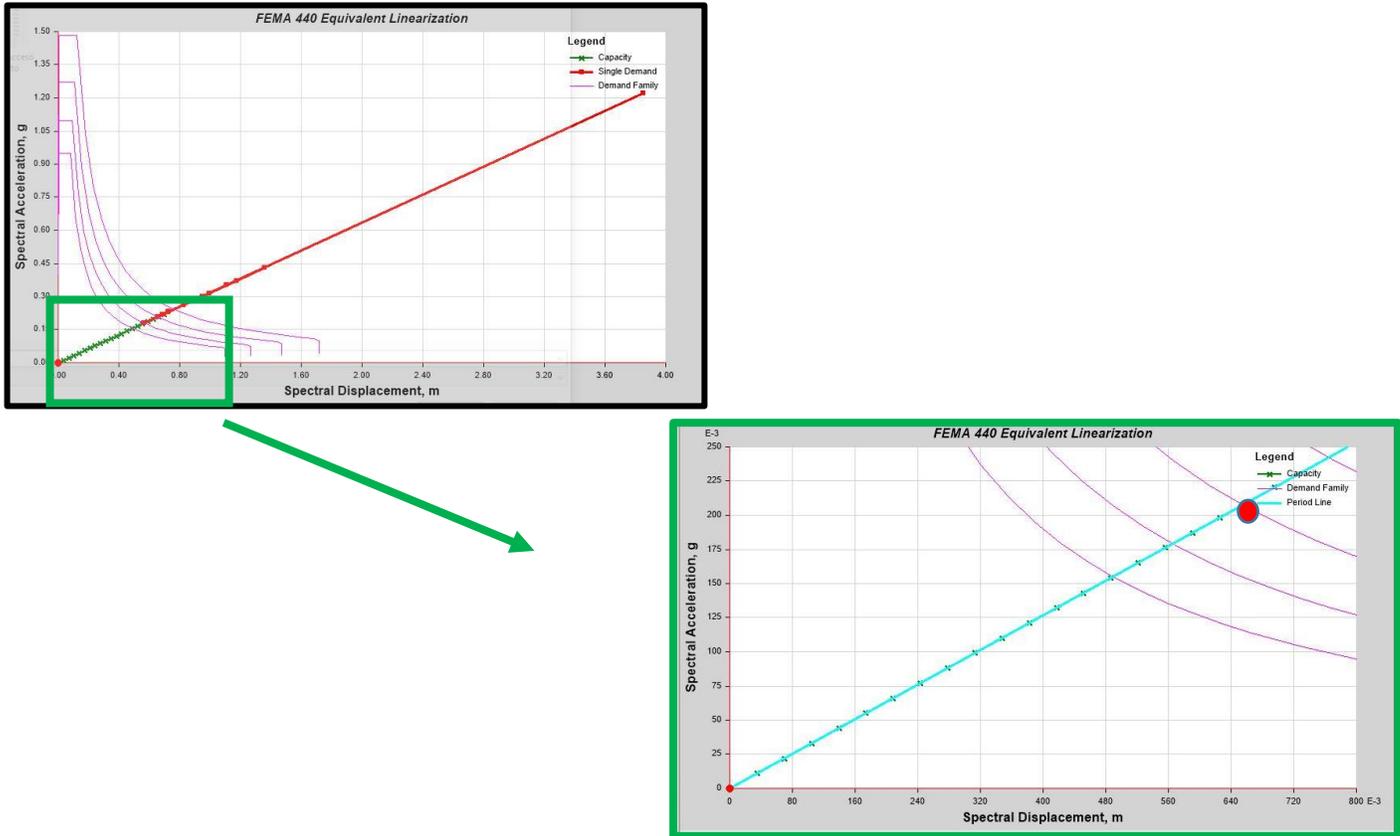
Dentro de la descripción de los puntos de comportamiento de los análisis realizados a cada edificio, se anexan las tablas donde se muestran las rotulas para las primeras iteraciones del análisis pushover para cada sentido en cada edificio, la nomenclatura que interesa, es la que habla sobre los niveles de desempeño de la estructura, es la siguiente:

- A-IO: Inmediata ocupación.
- IO-LS: Daño controlado.
- LS-CP: Seguridad.
- CP: Estabilidad estructural.

### **7.2.4 Punto de comportamiento sentido X Edificio Concasa**



El punto de comportamiento como se mencionó en capítulos anteriores es el punto donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de aceleración y desplazamiento espectral. Asociado al máximo desplazamiento, se obtienen el siguiente punto:



Grafica 10. Interseccion curva de capacidad con curva de demanda sentido x (edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

Sa	Sd
0.15	0.48
0.18	0.56
<b>0.2</b>	<b>0.66</b>

Tabla 4. Valores característicos punto de comportamiento sentido x (edificio Concasa).



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



Fuente: Autores 2016.

En la gráfica 10 y en la tabla 10, se aprecia el punto de comportamiento del Edificio Concasa en sentido X, encontrándose dentro de los espectros de diseño, que se determinó luego de intersectar una familia de espectros propuestos por la FEMA y el espectro de diseño de la ciudad de Cartagena.

En el siguiente recuadro se presenta un resumen de los datos más importantes y relevantes para este método, los cuales fueron obtenidos haciendo un análisis de las gráficas que fueron armadas con los procedimientos y datos para esta investigación exactamente.

Cortante Basal (V)	1352.23 ton
Desplazamiento (D)	1.08 m
Aceleración Espectral (Sa)	0.2
Desplazamiento Espectral (Sd)	0.66

Tabla 5. Valores característicos punto de comportamiento sentido x (edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

El punto de comportamiento del edificio Concasa en sentido X, es un punto óptimo ya que el valor de la Aceleración Espectral de 0.2, está dentro del espectro de diseño de Cartagena, aunque con un desplazamiento alto de 1.08 metros

Ahora se presentan los resultados del análisis no lineal realizado a la estructura:

Step	Monitored Displ m	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0.040230958	0	625	0	0	0	19	621	2	2	19	644
1	0.090230958	67.6195657	624	0	0	0	20	599	23	2	20	644
2	0.140230958	135.212538	623	0	0	0	21	581	28	14	21	644
3	0.190230958	202.858681	604	0	0	0	40	570	19	15	40	644
4	0.240230958	270.451653	590	0	0	0	54	562	21	7	54	644
5	0.290230958	338.097781	585	0	0	0	59	550	29	6	59	644

Tabla 6. Clasificación rotulas edificio Concasa-análisis pushover sentido x.

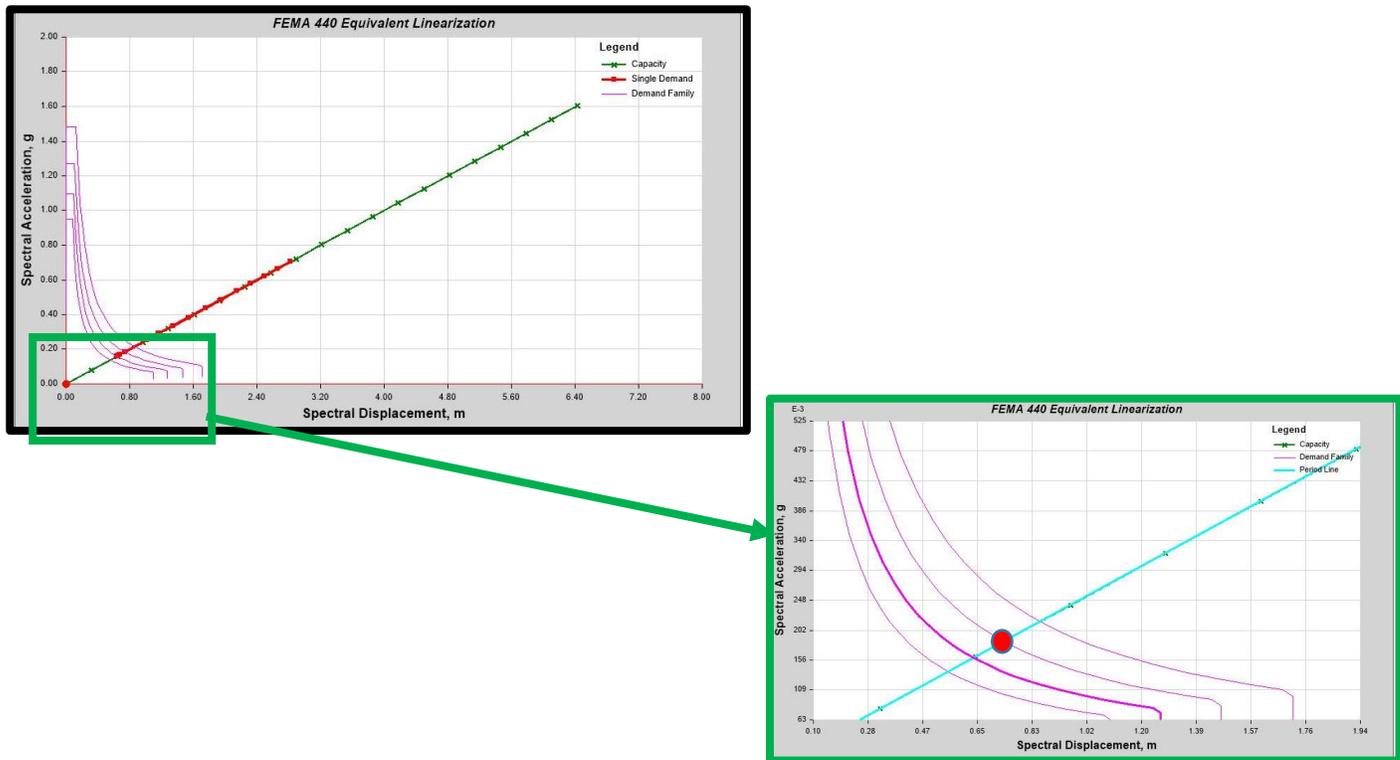
Fuente: Autores 2016.

En la tabla anterior se puede observar, que luego de realizado el análisis no lineal correspondiente al método del pushover en el sentido x, del edificio Concasa, se puede notar que el paso 0 ya encontramos



2 rotulas las cuales sobrepasan el límite de seguridad en la vida. El color rojo indica el número de rotulas presentado en el límite antes mencionado.

### 7.2.5 Punto de comportamiento sentido y Edificio Concasa.



Grafica 11. Interseccion curva de capacidad con curva de demanda sentido y (edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

Sa	Sd
0.14	0.56
0.156	0.65
<b>0.198</b>	<b>0.73</b>
<b>0.21</b>	<b>0.94</b>

Tabla 7. Valores característicos punto de comportamiento sentido y (edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.



En el siguiente recuadro se presenta un resumen de los datos más importantes y relevantes para este método, los cuales fueron obtenidos haciendo un análisis de las gráficas que fueron armadas con los procedimientos y datos para esta investigación exactamente.

Cortante Basal (V)	8430 ton
Desplazamiento (D)	1.28 m
Aceleracion Espectral (Sa)	0.21
Desplazamiento Espectral (Sd)	0.94

Tabla 14. Valores característicos punto de comportamiento sentido y (edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

En sentido Y a pesar que el edificio presenta más rótulas en colapso, el edificio se encuentra dentro del espectro de diseño de Cartagena y los espectros propuestos por la FEMA.

Ahora se presentan los resultados del análisis no lineal realizado a la estructura:

Step	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	tonf										
0	0	625	0	0	0	19	621	2	2	19	644
1	523.5715	514	0	0	0	130	457	40	17	130	644
2	1047.1475	452	0	0	0	192	363	73	16	192	644
3	1570.7234	426	0	0	0	218	313	88	25	218	644
4	2094.2994	386	0	0	0	258	283	57	46	258	644
5	2617.8753	349	0	0	0	295	276	30	43	295	644

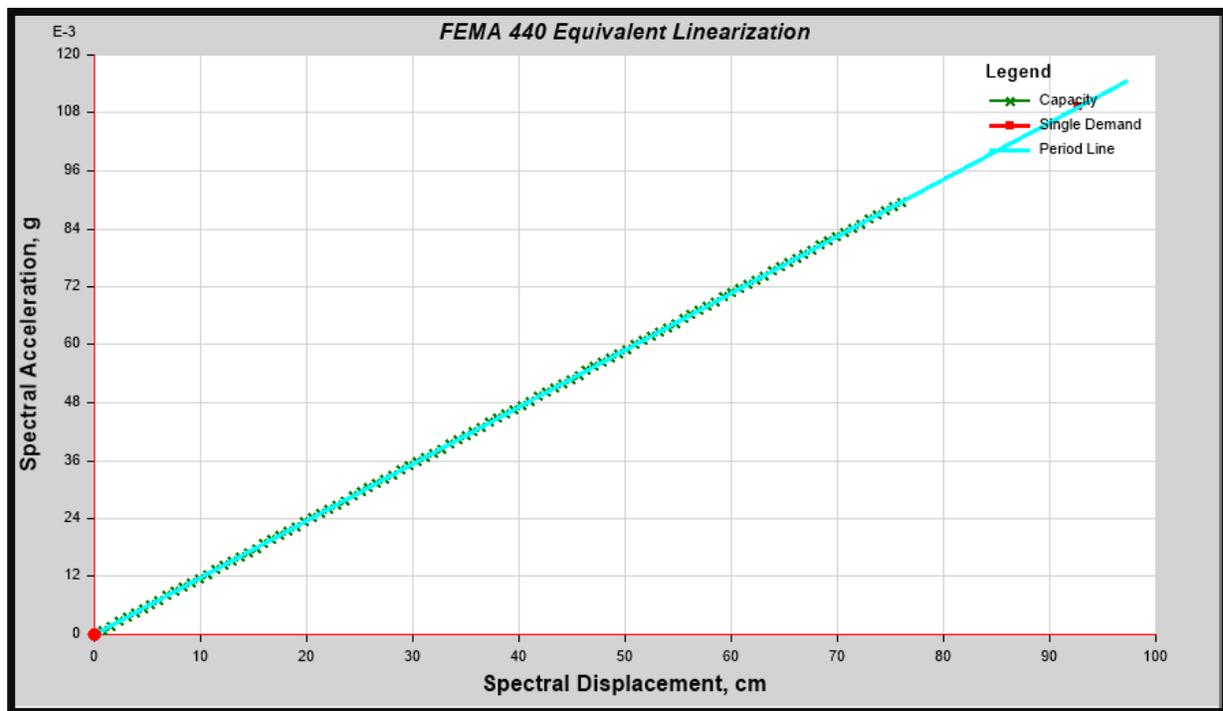
Tabla 8 Clasificación rotulas edificio Concasa-análisis pushover sentido y.

Fuente: Autores 2016

En la tabla anterior se puede observar, que luego de realizado el análisis no lineal correspondiente al método del pushover en el sentido x, del edificio Concasa, se puede notar que el paso 0 ya encontramos 2 rótulas las cuales sobrepasan el límite de seguridad en la vida. El color rojo indica el número de rotulas presentado en el límite antes mencionado.



### 7.2.6 Punto de comportamiento sentido X edificio Banco del Estado



Grafica 12. Intersección curva de demanda con curva de capacidad- sentido x.

Fuente: Autores 2016.

En el siguiente recuadro se presenta un resumen de los datos más importantes y relevantes para este método, los cuales fueron obtenidos haciendo un análisis de las gráficas que fueron armadas con los procedimientos y datos para esta investigación exactamente:



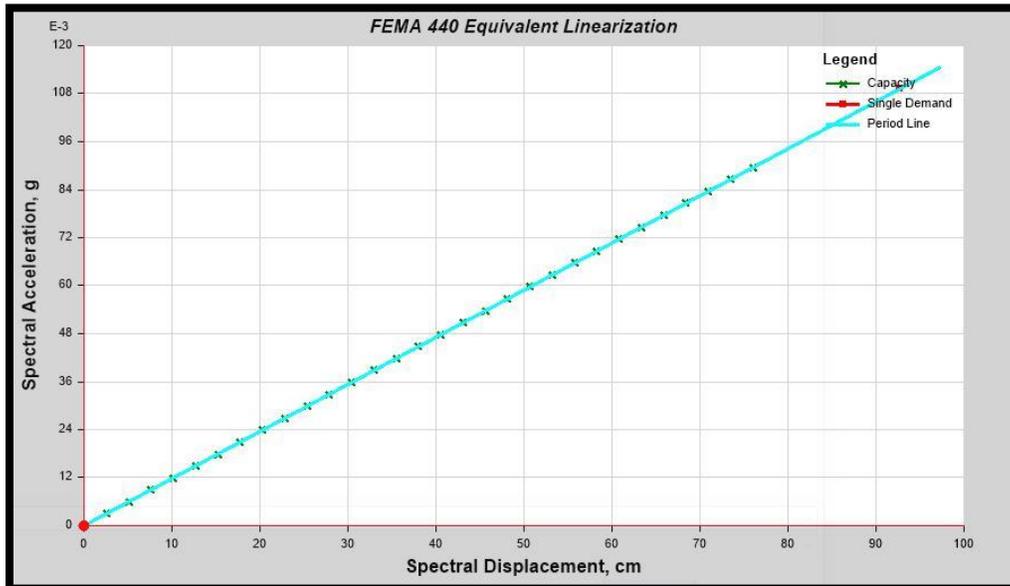
Step	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	tonf										
0	0	3392	0	0	0	72	3201	177	14	72	3464
1	5.2843	3386	0	0	0	78	3187	189	10	78	3464
2	10.5687	3384	0	0	0	80	3172	201	11	80	3464
3	15.853	3379	0	0	0	85	3162	198	19	85	3464
4	21.1374	3370	0	0	0	94	3153	201	16	94	3464
5	26.4217	3364	0	0	0	100	3144	206	14	100	3464

Tabla 9 Clasificación rotulas edificio Concasa-analisis pushover sentido y.

Fuente: Autores 2016.

En la tabla anterior se puede observar, que luego de realizado el análisis no lineal correspondiente al método del pushover en el sentido x, del edificio Banco del estado, en el primer paso se encuentran rotulas. Cuando en la columna donde indica IO-LS que es seguridad a la vida, ya se estén presentando rotulas ya parte del edificio en algunos puntos se encuentran en estado de fluencia.

### 7.2.7 Punto de comportamiento sentido y edificio Banco de estado.



Grafica 13. Intersección curva de demanda con curva de capacidad- sentido y.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO**  
**REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO**  
**DEL ESTADO.**



Fuente: Autores 2016.

En el siguiente recuadro se presenta un resumen de los datos más importantes y relevantes para este método, los cuales fueron obtenidos haciendo un análisis de las gráficas que fueron armadas con los procedimientos y datos para esta investigación exactamente.

A continuación, se presentan los resultados del análisis no lineal realizado a la estructura:

Step	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	tonf										
0	0	3392	0	0	0	72	3201	177	14	72	3464
1	17.6145	3376	0	0	0	88	3159	198	19	88	3464
2	35.229	3359	0	0	0	105	3135	212	12	105	3464
3	52.8435	3355	0	0	0	109	3113	220	22	109	3464
4	70.458	3342	0	0	0	122	3103	221	18	122	3464
5	88.0724	3331	0	0	0	133	3089	221	21	133	3464

Tabla 10 Clasificación rotulas edificio Banco del Estado-análisis pushover sentido y.

Fuente: Autores 2016.

En la tabla anterior se puede observar, luego de realizado el análisis no lineal correspondiente al método del pushover en el sentido y, del edificio Banco del estado, que ya en el primer paso se encuentran rotulas. En la columna donde indica IO-LS que es seguridad a la vida, ya se estén presentando rotulas y ya parte del edificio en algunos puntos va entrando en fluencia.

Por parte del edificio del Banco del Estado, no se encontró una intersección con los espectros de demanda, esto pudo darse a un posible error en los procedimientos, o según la teoría esto indica que la capacidad del edificio está por debajo a la demanda sísmica de diseño.



## 7.2.8 ANÁLISIS DE DAÑO

Para determinar el Nivel de Daño en el que están las estructuras se determinó, haciendo una comparación de la rotulación de cada miembro estructural y el nivel de daño que presentaban, esto se organizó en los siguientes gráficos:

### 7.2.8.1 Pushover X Edificio Concasa

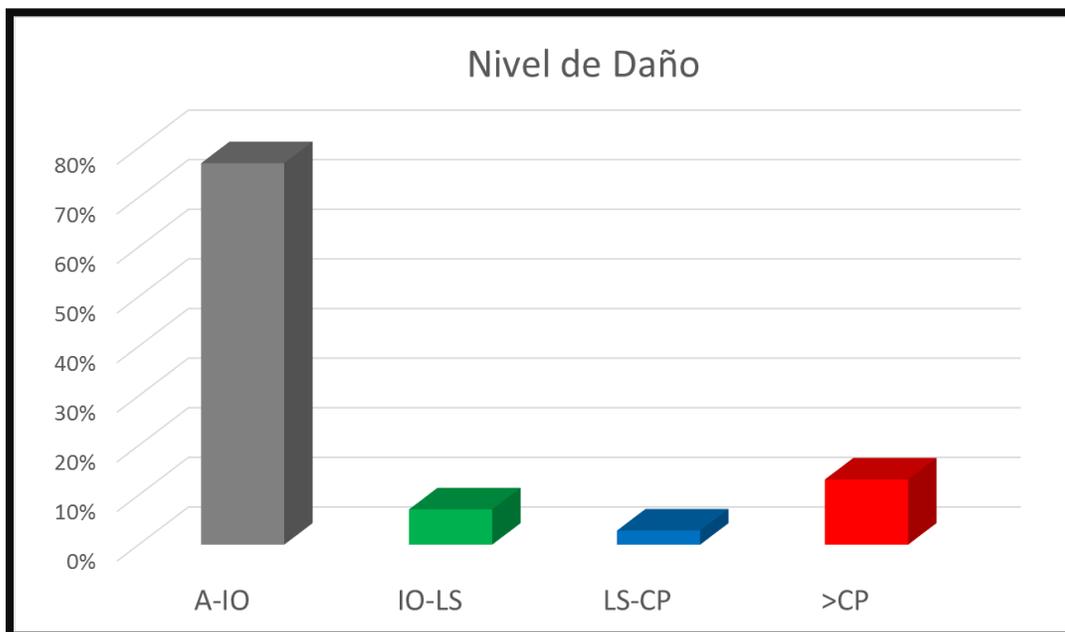




Figura 28. Porcentaje de rotulas sentido X edificio Concasa.

Fuente: Autores 2016.

El estado de la edificación, según el comportamiento de las rotulas, es que únicamente aproximadamente un 13.15 de esta en estado de colapso, para hacer fallar la estructura, siendo esto un comportamiento bueno, ya que cerca de un 76% se encuentra en un nivel de daño de aceptación, encontrando a la estructura con una capacidad resistente a la demanda sísmica.

#### 7.2.8.2 Pushover Y Edificio Concasa

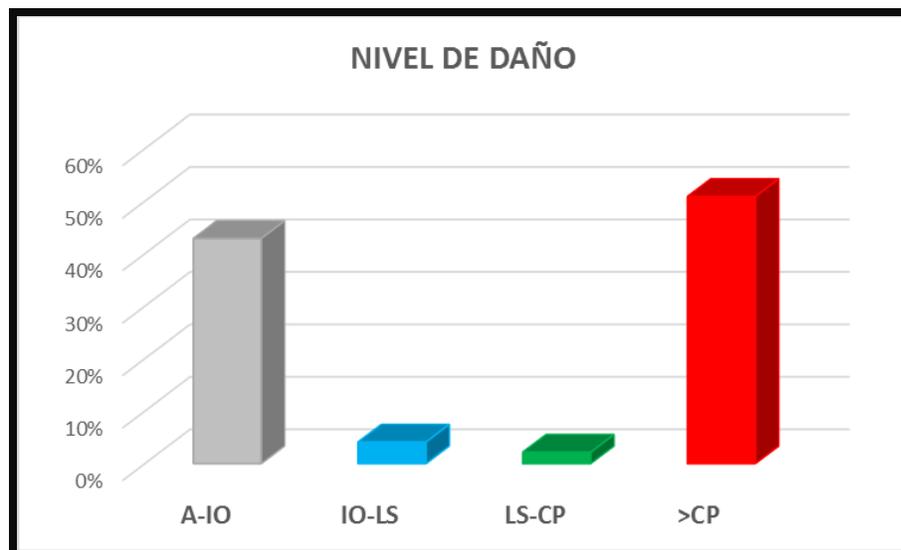


Figura 29. Porcentaje de Rotulas Edificio Concasa Sentido Y

Fuente: Autores 2016.



El comportamiento de las rotulas en el sentido Y, fue totalmente diferentes se presentaron rotulas que colapsaron hasta cerca de un 50%, pero muchas de las rotulas se encontraron en un buen estado de aceptación, cerca del 30% de las rotulas no colapsaron, pero el comportamiento de la edificación en este sentido no está siendo ideal.

Hay que tener en cuenta que, para el Concasa, los valores de Cortante basal arrojados en los resultados de la curva de capacidad fueron altos, y por ende estas rotulas presentadas responden a estos altos requerimientos.

### 7.2.8.3 Pushover X Edificio Banco del Estado

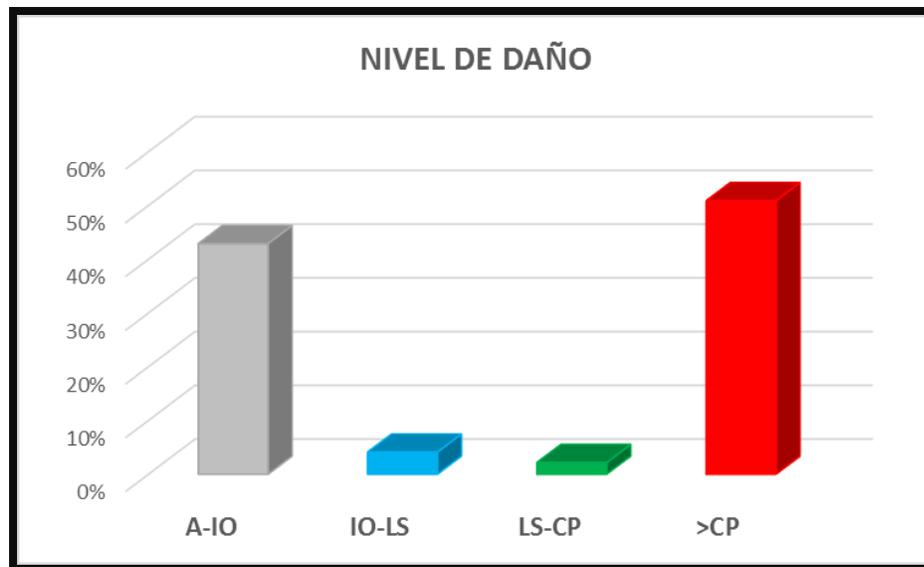


Figura 30. Porcentaje de Rotulas Edificio Banco del Estado sentido X



Fuente: Autores 2016.

#### 7.2.8.4 Pushover Y Edificio Banco del Estado

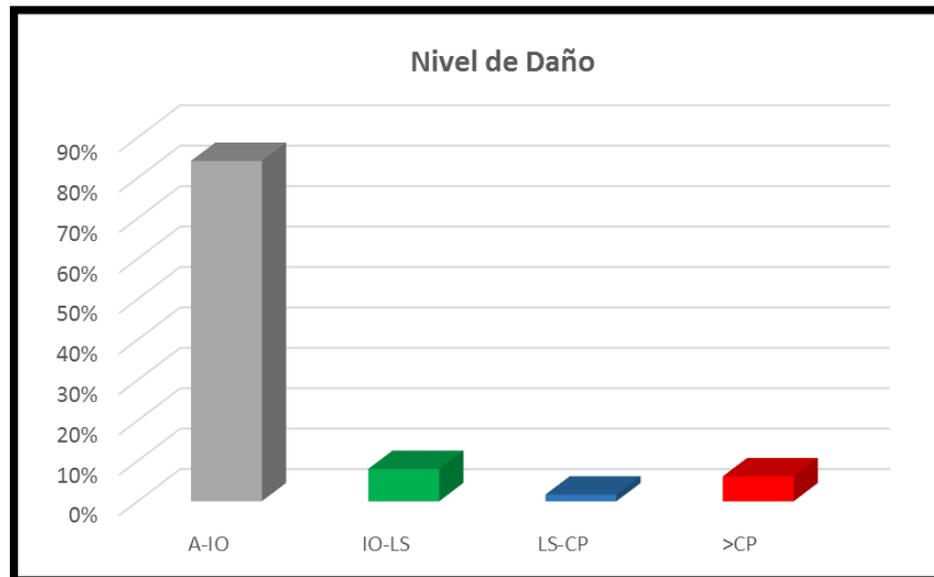


Figura 31. Porcentaje Rotulas Banco del Estado sentido Y

Fuente: Autores 2016.



## **7.2.9 Análisis de vulnerabilidad NSR-10**

Con la ayuda de los planos estructurales y los materiales identificados para el análisis de Pushover, el proceso a seguir fue rápido, ya que se utilizaron los modelos antes construidos, y se cambiaron algunas de las sollicitaciones para aplicar este procedimiento.

Como se mencionó en el capítulo 3 y 5, el conocimiento del estado actual de la edificación es necesario para determinar los coeficientes de reducción, dado esto como ya se explicó, se determinó que el estado de los materiales era óptimo y por ende se asignaron a valores de uno, a estos coeficientes de reducción de resistencia.

### **7.2.9.1 Resultados de la modelación**

#### **7.2.9.1.1 Índices de Sobresfuerzo Banco del Estado.**

Tal como requiere la NSR-10 en su capítulo A.10, se debe comprobar que la participación de masa sea superior al 90%, para cumplir esto se verificó en el software ETABS, que fue necesario considerar 60 modos de vibración para modelar el edificio Banco del Estado, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Mediante un análisis dinámico, se amplificó la gravedad en cada sentido, el peso de la estructura del Banco del Estado según los cálculos fue de: 16162.8 toneladas



- Participación de masas Banco del Estado

Modo	Periodo	UX	UY	Participacion de Masas en X	Participacion de Masas en X
	sec				
1.00	5.88	0.75	0.00	0.75	0.00
2.00	4.20	0.00	0.75	0.75	0.75
3.00	3.98	0.00	0.00	0.75	0.75
4.00	1.76	0.10	0.00	0.85	0.75
5.00	1.24	0.00	0.00	0.85	0.75
6.00	1.14	0.00	0.11	0.85	0.87
7.00	0.94	0.04	0.00	0.89	0.87
8.00	0.67	0.00	0.00	0.90	0.87
9.00	0.59	0.03	0.00	0.92	0.87
10.00	0.59	0.00	0.04	0.92	0.91
11.00	0.43	0.01	0.00	0.93	0.91
12.00	0.40	0.01	0.00	0.94	0.91
13.00	0.36	0.00	0.03	0.94	0.94
42.00	0.10	0.00	0.00	0.98	0.99
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
53.00	0.07	0.00	0.00	0.99	1.00
54.00	0.07	0.00	0.00	0.99	1.00
55.00	0.07	0.00	0.00	0.99	1.00
56.00	0.07	0.00	0.00	0.99	1.00
57.00	0.07	0.00	0.00	0.99	1.00
58.00	0.07	0.00	0.00	0.99	1.00
59.00	0.07	0.00	0.00	0.99	1.00
60.00	0.06	0.00	0.00	0.99	1.00

Tabla 11 Resultado Participación de Masas Edificio Banco del Estado

Fuente: Autores

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**

A continuación, se muestran los índices de sobreesfuerzo calculados en las columnas con ayuda del software ETABS. La metodología que el programa desarrolla es comparar el Area de Acero Existente vs el area de acero requerida, dependiendo de las solicitaciones utilizadas.

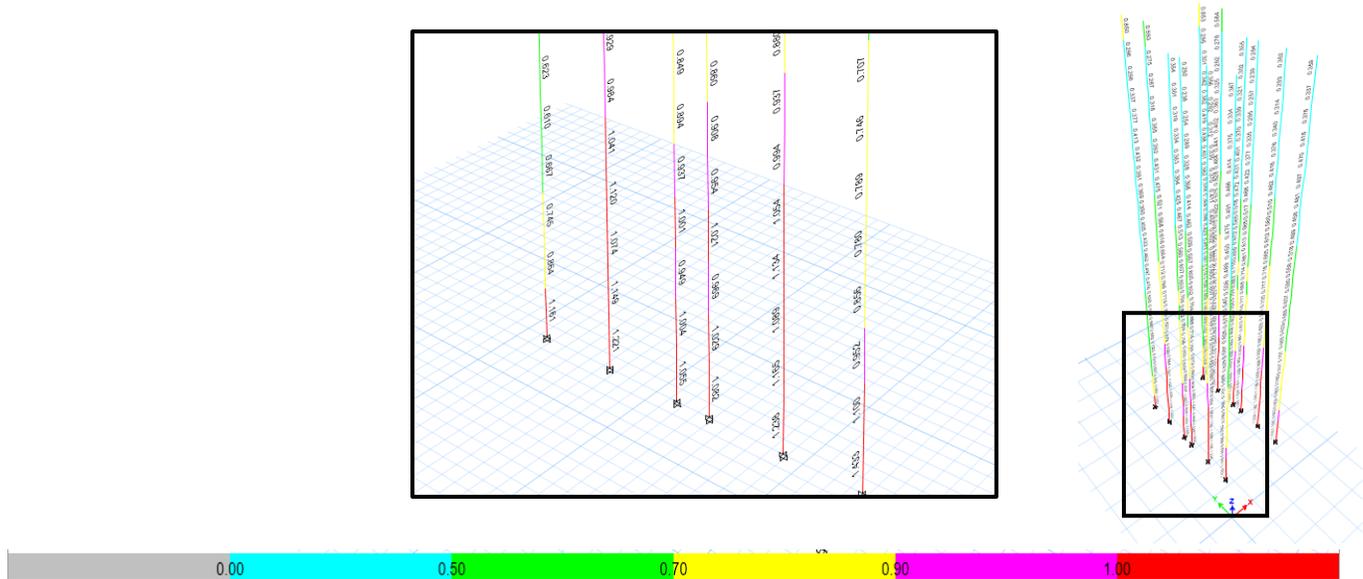


Figura 32. Índices de sobreesfuerzo en columnas edificio Banco del Estado.

Fuente: Autores 2016.

En la figura 32 se puede ver que las secciones de las columnas que se encuentran con índices en rojo superiores a la unidad, están ubicadas en la base, y aquí es notable que en estos tramos la demanda está siendo mayor que la capacidad.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**

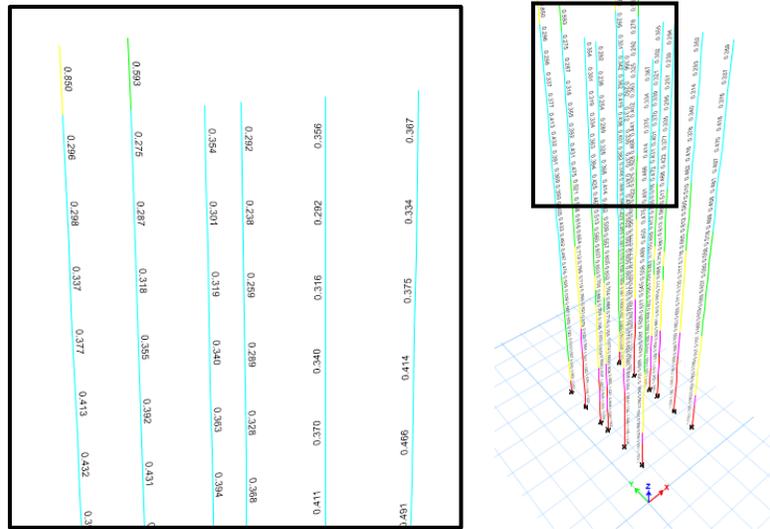


Figura 33. Índices de Sobresfuerzo en Columnas

Fuente: Autores 2016.

En cambio, en la figura 33, se aprecia que, en los pisos superiores del banco del estado, los índices son menores que la unidad, (color azul), ubicándose en un estado óptimo para estas solicitaciones.

Siendo las columnas de los primeros pisos, las que presentan mayor índice que la unidad, en la tabla 19 se encuentran los valores de momento y carga axial en toneladas para estas columnas, con sus respectivos índices:

COLUMNAS EN FLEJO COMPRESION				
COLUMNA	P	Momento Mayor Ton -m	Momento Menor Ton - m	PMM Ratio or Rebar %
C4	1364.48	-59.99	-49.51	1.44
C4	1367.46	10.57	49.66	1.41
C5	1208.01	-52.89	-32.91	1.24
C8	1190.07	-50.36	32.42	1.22
C10	1190.56	51.70	32.43	1.22
C13	1206.89	51.49	-32.88	1.24
C13	1211.13	-15.44	-32.99	1.22
C14	1362.35	54.69	-49.41	1.43
C14	1365.33	-15.62	49.56	1.42

Tabla 12 Resultados Columnas Criticas Banco del Estado

Fuente: Autores 2016.

Las columnas también se comprobaron únicamente a cargas verticales (muerta y viva), para evaluar el comportamiento de la edificación ante estas solicitaciones.

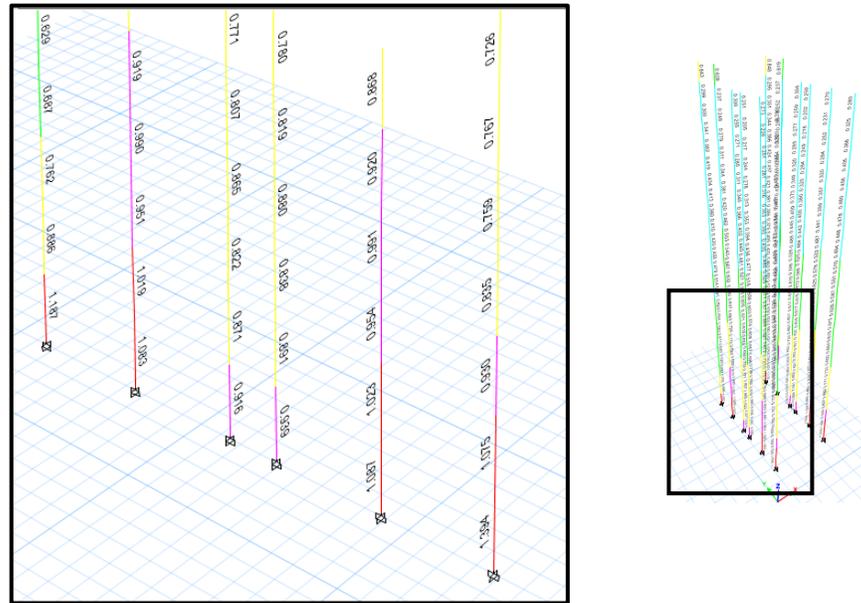


Figura 34.. Índices de Sobresfuerzo en Columnas

Fuente: Autores 2016

En la figura 34 se aprecian en rojo las columnas con índices superiores a la unidad, por esto en la tabla 18 se aprecian estos valores:

<b>COLUMNA FLEJO COMPRESION</b>				
Label	P	Momento Mayor Ton-m	Momento Menos Ton-m	PMM Ratio or Rebar %
C4	1337.7688	-62.1957	-48.1116	1.406
C4	1340.796	9.0728	48.2606	1.38
C9	1121.1437	-35.4213	38.2985	1.17
C14	1326.8594	53.9391	-47.6193	1.394
C14	1329.8358	-15.8084	47.7651	1.378

Tabla 13 Resultados Columnas Criticas Banco del Estado

Fuente: Autores 2016.

Se realizó una reducción de carga viva, como lo propone la norma sismo resistente colombiana en el apéndice, y se recalcularon los índices de sobreesfuerzo, para analizar cuáles eran las columnas que presentaban problemas, como resultado de esto, se arrojaron los índices descritos en la figura 35.

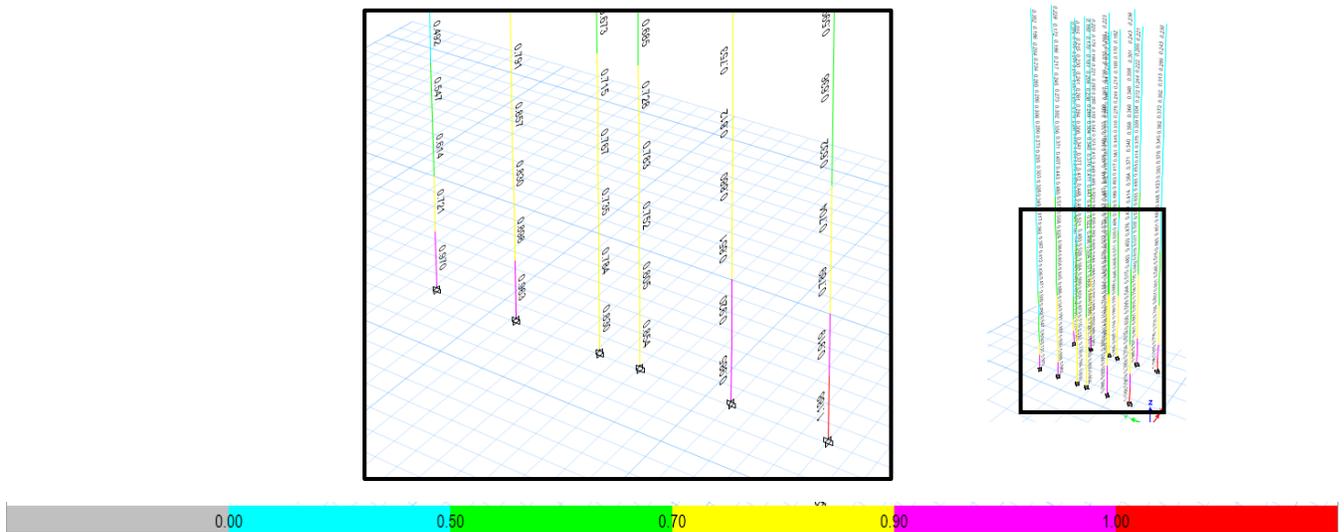


Figura 35. Índices de Sobreesfuerzo en Columnas

Fuente: Autores 2016.

Los resultados arrojaron un índice de 1.18 en una columna en el primer piso, para cargas verticales con carga viva reducida.

En el edificio del Banco del estado los resultados arrojaron que las capacidades de varias columnas no cumplen con la demanda impuesta, esto se detalla en la figura 35, en color rojo se encuentran las zonas de las columnas donde los índices son mayores que la unidad, esto se aprecia en la tabla 20, donde se puede analizar que algunas columnas no cumplen con los requerimientos, en la figura 35 se muestran la ubicación en la estructura de estas columnas.

➤ **Índices de Sobreesfuerzo en Vigas-Edificio Banco del estado.**

Las vigas analizadas fueron las de un piso tipo del edificio Banco del estado, están fueron elegidas para el análisis ya que son las de luces mayores y las que tienen cargas repartidas mayores, a continuación, se muestra en el esquema las vigas:

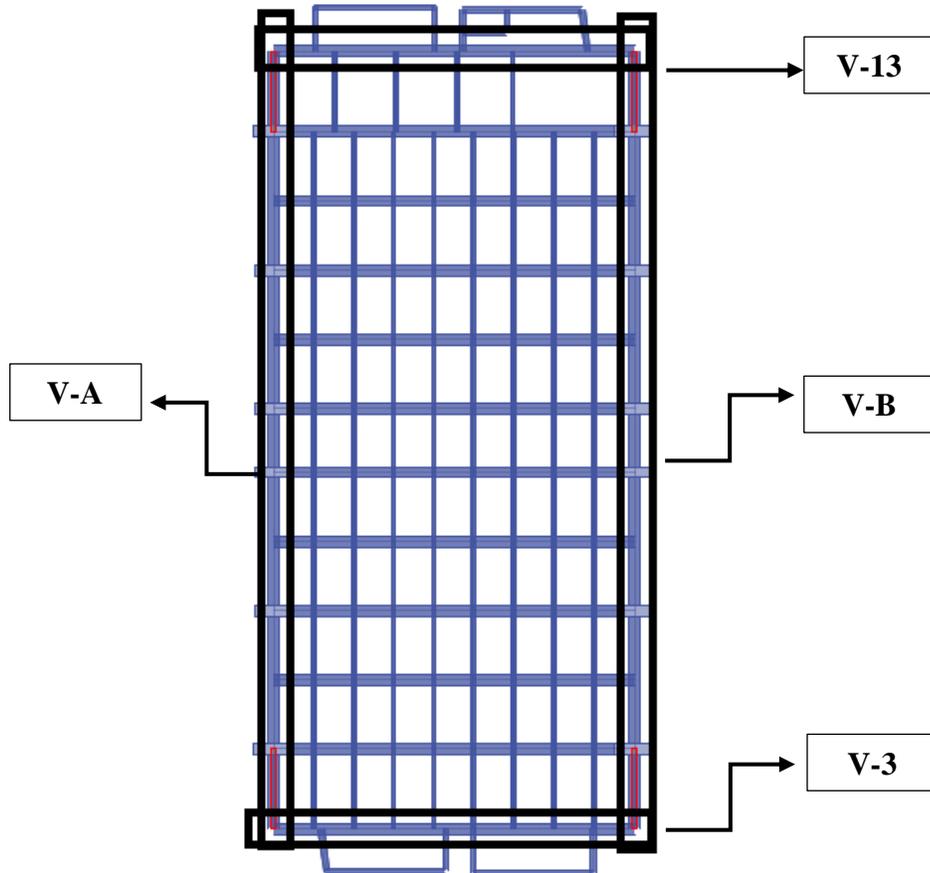


Figura 36. Planta Tipo – Edificio Concasa (Vigas seleccionadas para análisis).

Fuente: Autores 2016

Se calcularon las áreas de acero requeridas según el modelo que propone la NSR 10, en este caso las vigas, el proceso se realizó en el software ETABS, y luego con los planos estructurales se calcularon las áreas de acero existentes y los índices de sobreesfuerzo. A continuación, se muestran en diagramas la representación de los índices de sobreesfuerzo en una planta tipo del edificio usando el software DCCAD, se utilizó la siguiente nomenclatura:

- Los colores verdes representan un buen estado esta sección de viga ya que está por debajo de las unidades (1), como lo indica la norma.
- El color rojo significa un sobreesfuerzo en la sección de viga analizada.

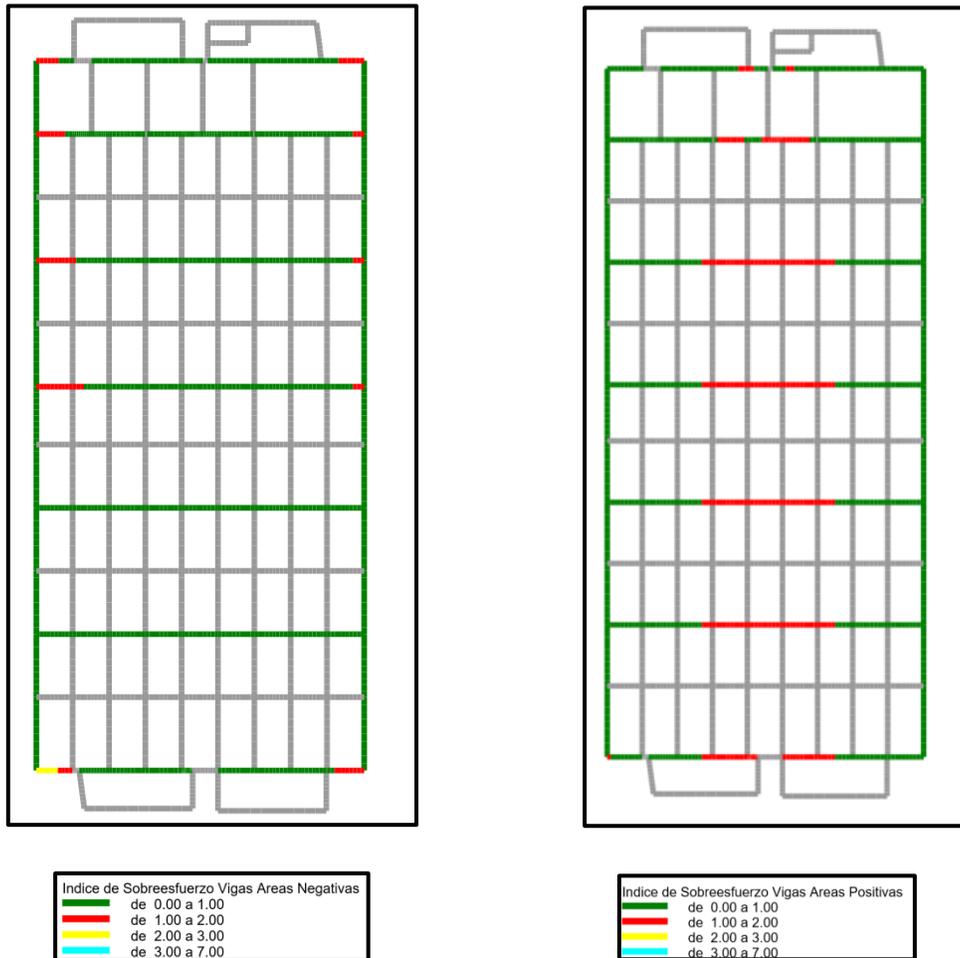


Figura 37. Índices de sobreesfuerzo, Placa tipo, Cargas sísmicas.

Fuente: DCCAD (modificado por autores 2016).

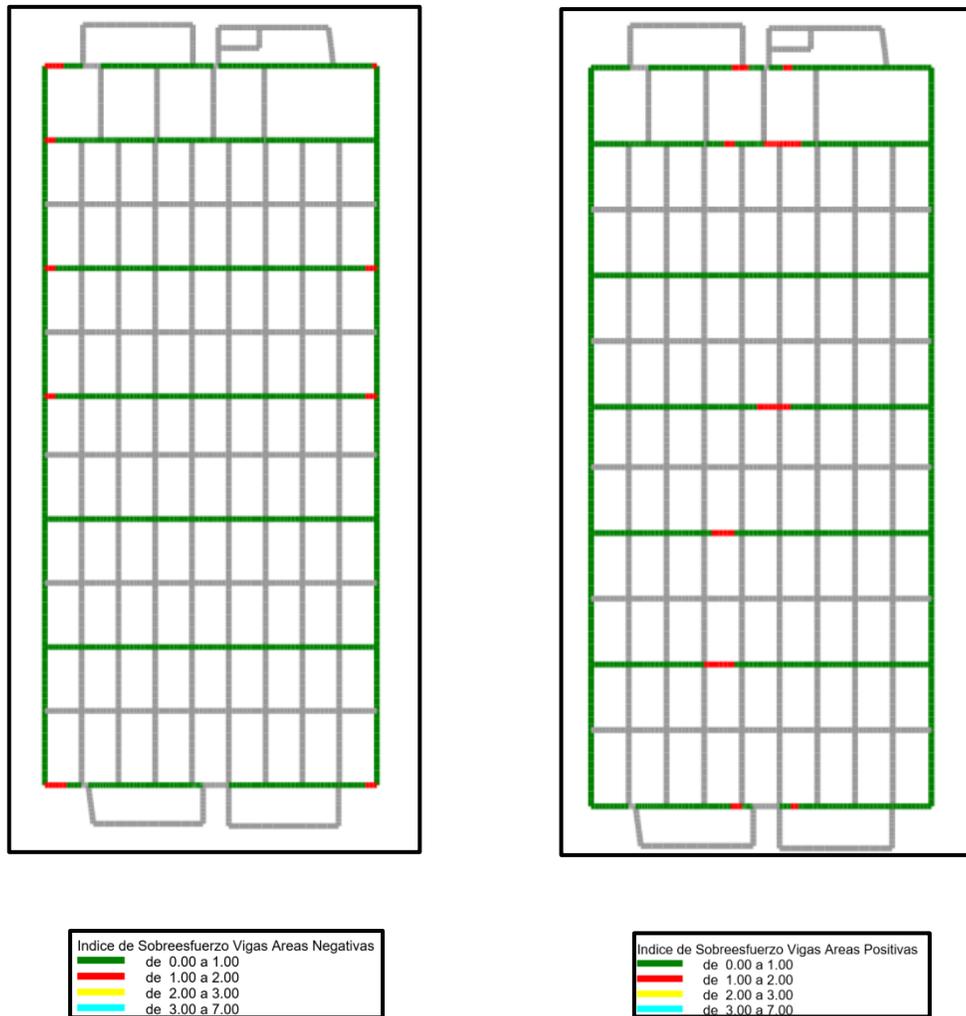


Figura 38. Índices de sobreesfuerzo, Placa tipo, Cargas Vertical.

Fuente: DCCAD (Modificado por autores 2016).



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**



De las tablas 19 a la 22, se encuentran en valores numéricos las representaciones mostradas anteriormente para cargas sísmicas.

		VIGA:	V-A		INDICES DE SOBRESFUERZO VIGAS-BANCO DEL ESTADO-			
		SECCION:	40x50		SENTIDO Y			
		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	
	INFERIOR	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	
<b>As-max Requerida</b>	SUPERIOR	0.12	0.47	5.28	5.87	4	5.96	
	INFERIOR	0.21	0.18	5.21	5.87	5.87	5.87	
<b>Indices de sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	0.01	0.02	0.26	0.29	0.20	0.29	
	INFERIOR	0.01	0.01	0.26	0.29	0.29	0.29	
		TRAMO 4		TRAMO 5		TRAMO 6		
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	
	INFERIOR	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	
<b>As-max Diseño</b>	SUPERIOR	0.88	3.56	4.49	5.87	4.36	6.41	
	INFERIOR	0.88	1.76	5.87	5.87	5.87	5.87	
<b>Indices de sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	0.04	0.17	0.22	0.29	0.21	0.31	
	INFERIOR	0.04	0.09	0.29	0.29	0.29	0.29	
		TRAMO 7						
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	20.4	20.4					
	INFERIOR	20.4	20.4					
<b>As-max Diseño</b>	SUPERIOR	0.38	0.09					
	INFERIOR	0.19	0.18					
<b>Indices de sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	0.02	0.00					
	INFERIOR	0.01	0.01					

Tabla 14 Índices de sobreesfuerzo viga V-A, planta tipo (Edificio Banco del estado).

Fuente: Autores 2016.

Se puede notar que todas las casillas en la fila de índices de sobreesfuerzo se encuentran en verde, esto muestra un buen comportamiento de esta viga, analizada por secciones.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**



		VIGA:	V-B		INDICES DE SOBRESFUERZO VIGAS-BANCO DEL ESTADO-			
		SECCION:	40x50		SENTIDO Y			
			TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	17.04	25.5	25.5	25.5	25.5	17.04	
	INFERIOR	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	
<b>As-max Requerida</b>	SUPERIOR	0.11	0.48	4.96	5.87	3.68	6.29	
	INFERIOR	0.23	0.19	5.31	5.87	5.87	5.87	
<b>Indices de sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	0.01	0.02	0.19	0.23	0.14	0.37	
	INFERIOR	0.01	0.01	0.31	0.34	0.34	0.34	
			TRAMO 4		TRAMO 5		TRAMO 6	
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	17.04	25.5	25.5	25.5	25.5	17.04	
	INFERIOR	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	17.04	
<b>As-max Diseño</b>	SUPERIOR	1	4.05	4.17	5.99	3.99	6.9	
	INFERIOR	1	2.01	5.87	5.87	5.87	5.87	
<b>Indices de sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	0.06	0.16	0.16	0.23	0.16	0.40	
	INFERIOR	0.06	0.12	0.34	0.34	0.34	0.34	
			TRAMO 7					
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	17.04	17.04					
	INFERIOR	17.04	17.04					
<b>As-max Diseño</b>	SUPERIOR	0.4	0.1					
	INFERIOR	0.2	0.24					
<b>Indices de sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	0.02	0.01					
	INFERIOR	0.01	0.01					

Tabla 15 Índices de sobreesfuerzo viga V-B, planta tipo (Edificio Banco del estado).

Fuente: Autores 2016.

Se puede notar que todas las casillas en la fila de índices de sobreesfuerzo se encuentran en verde, esto muestra un buen comportamiento esta viga, analizada por sección

		VIGA:	V-3		INDICES DE SOBRESFUERZO VIGAS-BANCO DEL ESTADO-			
		SECCION:	40x50		SENTIDO Y			
			TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	11.36	11.36	22.72	22.72	22.72	22.72	
	INFERIOR	11.36	11.36	11.36	11.36	22.72	11.36	
<b>As-max Requerida</b>	SUPERIOR	22.36	24.65	4.42	5.25	3.65	24.49	
	INFERIOR	7.13	5.44	2.88	15.17	7.92	7.1	
<b>Indices de sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	1.97	2.17	0.19	0.23	0.16	1.08	
	INFERIOR	0.63	0.48	0.25	1.34	0.35	0.63	

Tabla 16 Índices de sobreesfuerzo viga V-3 (Edificio Banco del estado).

Fuente: Autores 2016.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**



Se puede notar que, en los tres tramos analizados de la viga, en zonas encontramos sobreesfuerzo en la viga, es decir requerimientos mayores de acero de los que actualmente posee la estructura, por lo tanto, representa un indicador de vulnerabilidad.

	VIGA:	<b>V-13</b>		<b>INDICES DE SOBRESFUERZO VIGAS-BANCO DEL ESTADO-SENTIDO Y</b>			
	SECCION:	<b>40x50</b>					
		<b>TRAMO 1</b>		<b>TRAMO 2</b>		<b>TRAMO 3</b>	
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	17.84	56.1	56.1	56.1	56.1	17.84
	INFERIOR	28.4	28.4	28.4	28.4	28.4	28.4
<b>As-max Requerida</b>	SUPERIOR	27.55	10.95	5.87	5.87	10.17	38.41
	INFERIOR	12.24	5.99	20.55	15.68	4.81	13.2
<b>Indices de sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	1.54	0.20	0.10	0.10	0.18	2.15
	INFERIOR	0.43	0.21	0.72	0.55	0.17	0.46

Tabla 17 Índices de sobreesfuerzo viga V-13 (Edificio Banco del estado).

Fuente: Autores 2016.

Se puede notar que al igual que en la viga V-3, en los tres tramos analizados de la viga, en zonas encontramos sobreesfuerzo en la viga, es decir requerimientos mayores de acero de los que actualmente posee la estructura, por lo tanto, representa un porcentaje de vulnerabilidad.



### 7.2.9.2 Índices de Sobresfuerzo Concasa.

Para el caso de esta edificación, en el análisis dinámico, se necesitaron también 60 modos de vibración para satisfacer el 90% de las masas, así como lo requiere la NSR-10, en la tabla 17 se puede apreciar con más detalle.

Luego de ajustar la gravedad con los factores de amplificación, el peso de la estructura fue de 8486.88 toneladas.

- **Participación de masas Concasa.**

]

Modo	UX	UY	Participacion de Masas en X	Participacion de Masas en Y
1.00	0.01	0.68	0.01	0.68
2.00	0.69	0.01	0.70	0.69
3.00	0.01	0.04	0.70	0.73
4.00	0.00	0.11	0.70	0.83
5.00	0.12	0.00	0.82	0.83
6.00	0.01	0.01	0.83	0.84
7.00	0.00	0.05	0.83	0.89
8.00	0.02	0.01	0.85	0.90
9.00	0.04	0.00	0.89	0.90
10.00	0.00	0.03	0.89	0.93
11.00	0.00	0.00	0.89	0.93
12.00	0.03	0.00	0.93	0.93
13.00	0.00	0.02	0.93	0.95
14.00	0.00	0.00	0.93	0.95
15.00	0.02	0.00	0.95	0.95
16.00	0.00	0.01	0.95	0.96
17.00	0.00	0.00	0.95	0.96
18.00	0.01	0.00	0.96	0.96
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
50.00	0.00	0.00	1.00	1.00
51.00	0.00	0.00	1.00	1.00
52.00	0.00	0.00	1.00	1.00
53.00	0.00	0.00	1.00	1.00
54.00	0.00	0.00	1.00	1.00
55.00	0.00	0.00	1.00	1.00
56.00	0.00	0.00	1.00	1.00
57.00	0.00	0.00	1.00	1.00
58.00	0.00	0.00	1.00	1.00
59.00	0.00	0.00	1.00	1.00
60.00	0.00	0.00	1.00	1.00

Tabla 18 Resultado Participación de Masas Edificio Concasa

Fuente: Autores 2016.





UNIVERSIDAD DE CARTAGENA  
ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN  
LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.



COLUMNAS EN FLEJO COMPRESION				
COLUMNA	P Ton	Momento Mayor Ton - m	Momento Menor Ton - m	PMM Ratio or Rebar %
C4	3095.60	197.80	112.18	1.20
C4	3100.93	232.08	-112.38	1.21
C4	3224.52	242.61	-6.81	1.25
C4	3229.85	204.67	-117.05	1.25
C4	3339.25	251.24	-7.85	1.29
C4	3344.58	187.68	-121.21	1.30

Tabla 19 Índices de Sobreefuerzo Edificio Concasa

Fuente: Autores.

En la figura 41 se aprecia en rojo las columnas que sobrepasan la unidad, siendo esta la C4, en la tabla 26 se detallan los valores de carga axial y momentos que se ejercen en la columna, presentando índices entre 1.20 a 1.30 esto indica que el área de acero que presenta la estructura está por debajo de la demanda que esta presenta, siendo la demanda cerca de un 30% mayor que la capacidad de las columnas.

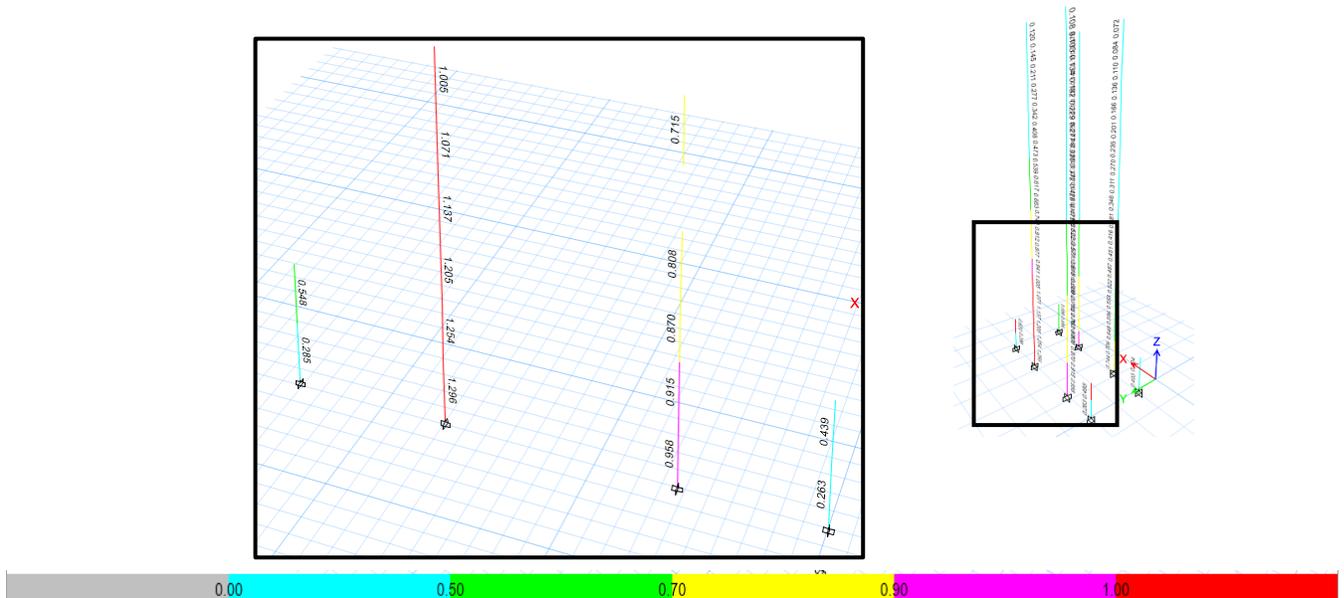


Figura 41. Índices de Sobreefuerzo en Columnas Edificio Concasa

Fuente: Autores



## UNIVERSIDAD DE CARTAGENA

### ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.



En el caso del edificio Concasa, para cargas verticales, también se observaron problemas, pero únicamente se identificaron índices mayores a la unidad en una columna, como se detalla en la tabla 25:

Label	P	Momento Menor Ton - m	Momento menor Ton - m	PMM Ratio or Rebar %
C4	1337.7688	-62.1957	-48.1116	1.406
C4	1340.796	9.0728	48.2606	1.38

Tabla 20 Índices de Sobreefuerzo Edificio Concasa

Fuente: Autores 2016.

Al igual que se realizó con el edificio del Banco del Estado, se realizó un procedimiento de reducción de Carga viva, para analizar el comportamiento de la estructura, y resultaron los siguientes índices de sobreesfuerzo.

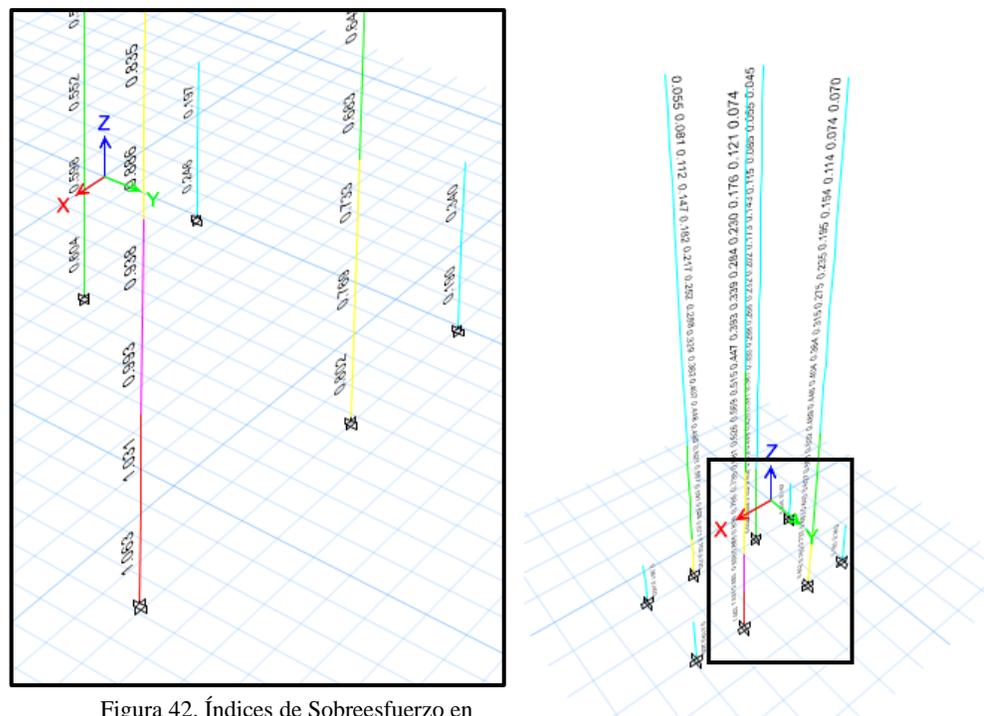


Figura 42. Índices de Sobreefuerzo en Columnas Edificio Concasa

Fuente: Autores 2016.

En la figura 43 se aprecia los valores de **1.063**, que se podría aceptarse, para estas columnas

➤ **Índices de Sobre esfuerzo en Vigas-Edificio Concasa.**

Para calcular los índices se tomó en cuenta un Piso Tipo del edificio Concasa, analizando las vigas principales.

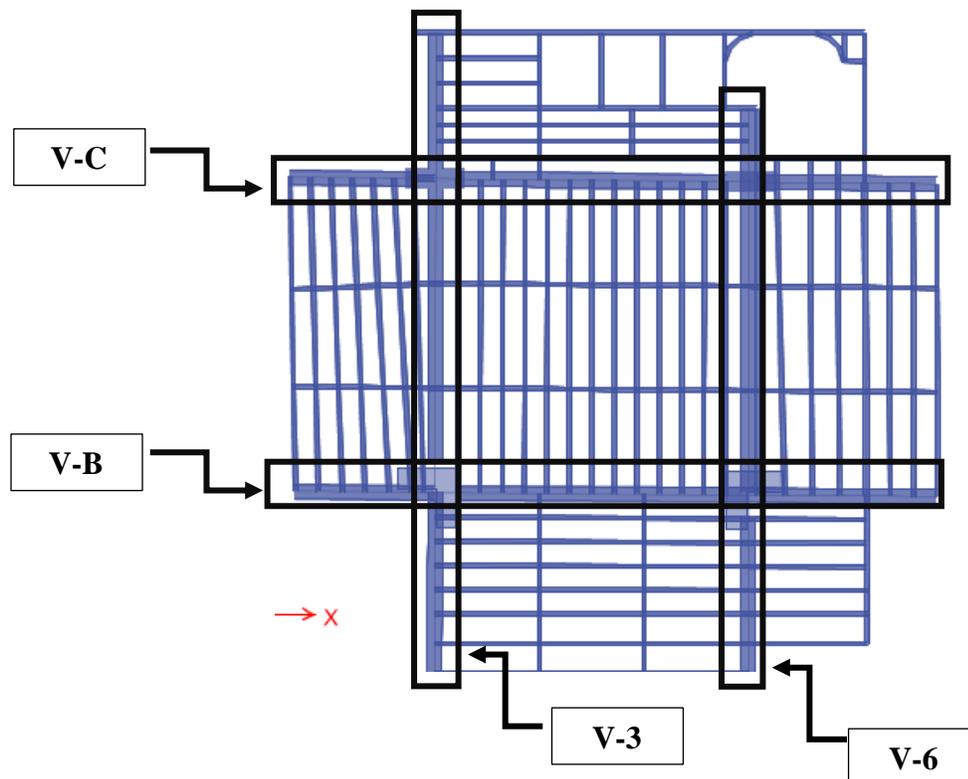


Figura 43. Planta Tipo – Edificio Concasa

Fuente: Autores

Se calcularon las áreas de acero después de tener en cuenta los coeficientes que indica el modelo de la NSR 10, ya que estos van a influir en el área de acero en los elementos estructurales del edificio, en este caso las vigas, el proceso se realizó en el software ETABS y DCCAD, y luego con los planos estructurales se calcularon las áreas de acero existentes, A continuación se muestran en diagramas la representación de los índices de sobreesfuerzo en una planta tipo del edificio usando el software DCCAD, se utilizó la siguiente nomenclatura:

- Los colores verdes representan un buen estado esta sección de viga ya que está por debajo de las unidades (1), como lo indica la norma.
- El color rojo significa un sobreesfuerzo en la sección de viga analizada.

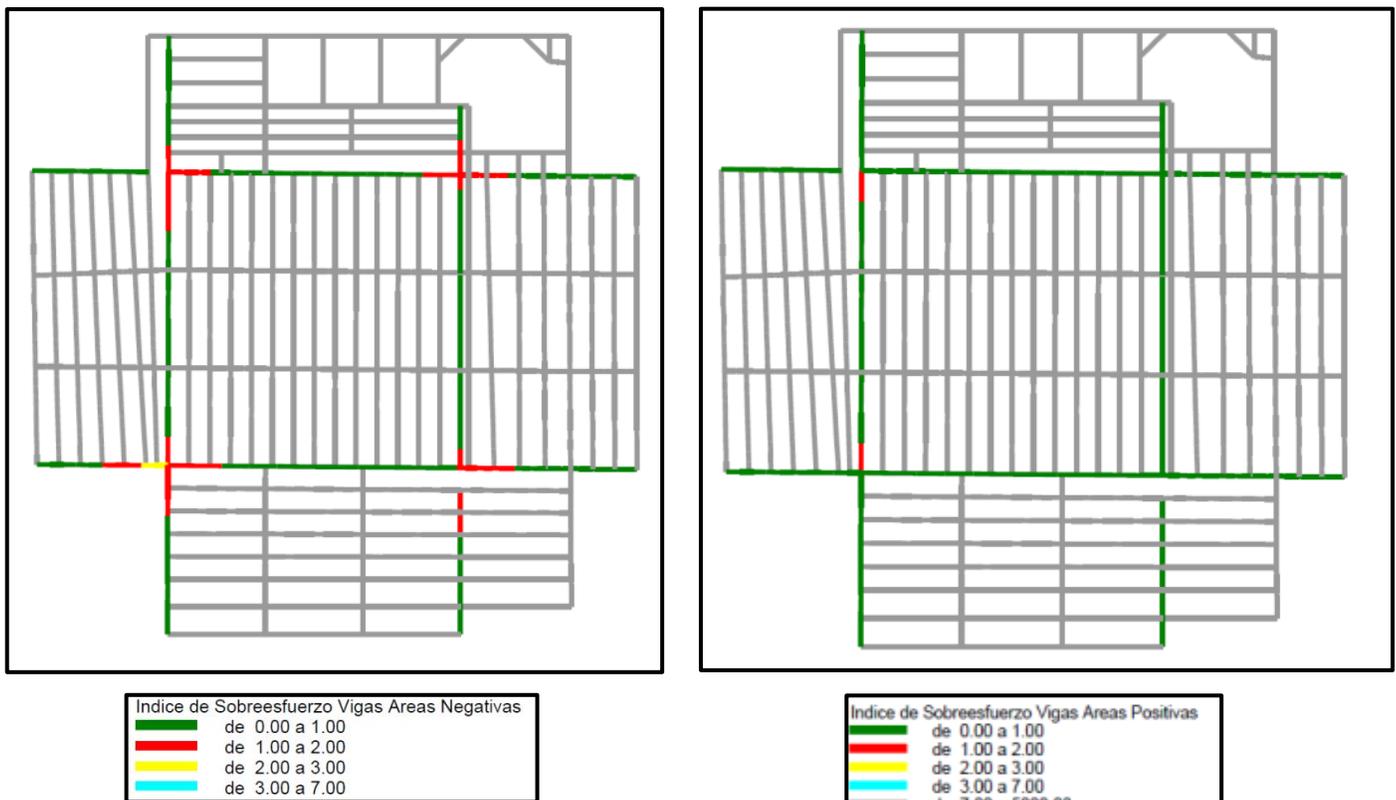


Figura 44. Índices de Sobreesfuerzo, Cargas Sísmicas, Dccad

Fuente: Autores



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**



Los índices de sobreesfuerzo fueron verificados con el software DCCAD, y se obtuvieron para las vigas principales los señalados en la figura 42, estos fueron evaluados para cargas sísmicas, luego se evaluaron para cargas de servicio o cargas verticales y se obtuvieron los índices que se detallan en la figura 46.

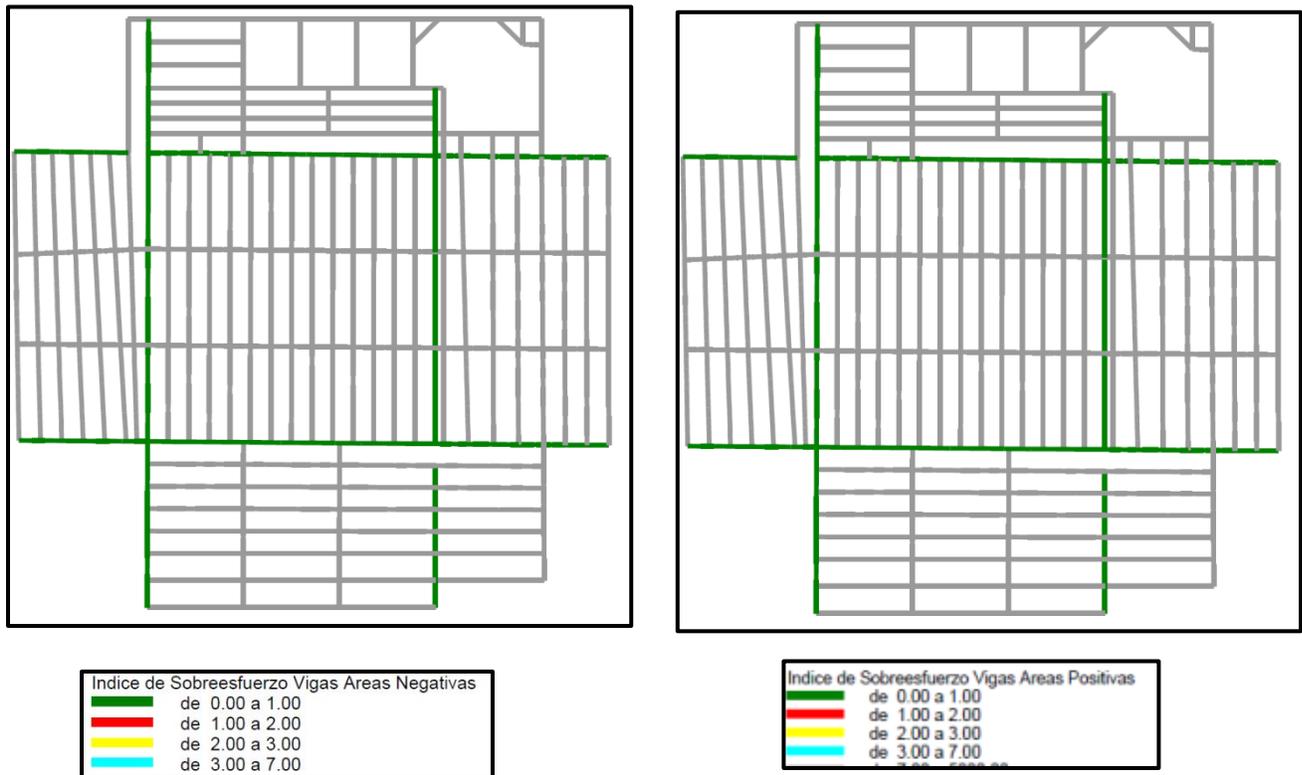


Figura 45. Índices de Sobreesfuerzo, Cargas Verticales, Dccad

Fuente: Autores 2016

En la figura 46 se aprecian los diagramas de los índices para las cargas verticales, en la cual se detallan los índices para Áreas negativas y Áreas positivas, representando una reducción de los sobreesfuerzos en las vigas con respecto a los diagramas con cargas sísmicas.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**



- Los colores verdes representan un buen estado esta sección de viga ya que está por debajo de las unidades (1), como lo indica la norma.
- El color rojo significa un sobreesfuerzo en la sección de viga analizada.

	VIGA:	V-C		INDICES DE SOBRESFUERZO VIGAS-CONCASA-			
	SECCION:	50X80		SENTIDO Y			
		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	17.04	25.5	25.5	51	51	17.04
	INFERIOR	17.04	17.04	17.04	22.72	22.72	17.04
<b>As-max Requerida</b>	SUPERIOR	1.34	5.41	7.25	39.75	68.95	15.84
	INFERIOR	1.34	2.49	18.87	18.87	31.27	10.36
<b>Indices de Sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	0.079	0.212	0.284	0.779	1.352	0.930
	INFERIOR	0.079	0.146	1.107	0.831	1.376	0.608

Tabla 21 . Índices de sobreesfuerzo viga V-C, piso tipo (Edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

Se puede notar que, en los tres tramos analizados de la viga, en zonas encontramos sobreesfuerzo en la viga, es decir requerimientos mayores de acero de los que actualmente posee la estructura, por lo tanto, representa un porcentaje de vulnerabilidad.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.



	VIGA:	V-B		INDICES DE SOBRESFUERZO VIGAS-CONCASA-			
	SECCION:	50X80		SENTIDO Y			
		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	17.04	51	30.6	51	51	17.04
	INFERIOR	17.04	17.04	17.04	17.04	22.72	17.04
<b>As-max Requerida</b>	SUPERIOR	19.74	35	24.22	56.25	50.85	20.34
	INFERIOR	5.73	11.59	12.67	23.8	23.73	12.67
<b>Indices de Sobreefuerzo</b>	SUPERIOR	1.158	0.686	0.792	1.103	0.997	1.194
	INFERIOR	0.336	0.680	0.744	1.397	1.044	0.744

Tabla 22 Índices de sobreefuerzo viga V-B, piso tipo (Edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

Se puede notar que igual que en la viga V-B, en los tres tramos analizados de la viga, en zonas encontramos sobreefuerzo en la viga, es decir requerimientos mayores de acero de los que actualmente posee la estructura, por lo tanto, representa un porcentaje de vulnerabilidad.

	VIGA:	V-3		INDICES DE SOBRESFUERZO VIGAS-CONCASA-			
	SECCION:	50X80		SENTIDO X			
		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	40.8	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7
	INFERIOR	19.88	19.88	22.72	17.04	22.72	17.04
<b>As-max Requerida</b>	SUPERIOR	31.87	54.65	30.31	35.23	17.23	17.23
	INFERIOR	14.33	25.32	14.58	12.67	3.5	3.5
<b>Indices de Sobreefuerzo</b>	SUPERIOR	0.781	1.531	0.849	0.987	0.483	0.483
	INFERIOR	0.721	1.274	0.642	0.744	0.154	0.205

Tabla 23 Índices de sobreefuerzo viga V-3, piso tipo (Edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

Se encontró en que la viga V-3 únicamente una sección del primer tramo analizado de viga se encuentra en estado de sobreefuerzo, el resto de la sección cumple.



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.



	VIGA:	V-6		INDICES DE SOBRESFUERZO VIGAS-CONCASA-			
	SECCION:	50X80		SENTIDO X			
		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
<b>As-max Existente</b>	SUPERIOR	40.8	40.8	40.8	40.8	40.8	40.8
	INFERIOR	19.88	31.24	31.24	19.6	39.76	39.76
<b>As-max Requerida</b>	SUPERIOR	31.69	42.34	21.32	31.41	32.23	16.36
	INFERIOR	15.28	20	12.67	15.09	15.45	10.11
<b>Indices de Sobreesfuerzo</b>	SUPERIOR	0.777	1.038	0.523	0.770	0.790	0.401
	INFERIOR	0.769	0.640	0.406	0.770	0.389	0.254

Tabla 24 Índices de sobreesfuerzo viga V-6, piso tipo (Edificio Concasa).

Fuente: Autores 2016.

Se puede notar que igual que en la viga V-3, en los tres tramos analizados de la viga, en zonas encontramos sobreesfuerzo en la viga, es decir requerimientos mayores de acero de los que actualmente posee la estructura, por lo tanto, representa un porcentaje de vulnerabilidad.

El comportamiento de la estructura que resultó es coherente con el comportamiento normal esperado, por parte de las columnas al evaluar con todas las combinaciones se detectaron índices mayores en la base de las columnas, en donde las fuerzas axiales son mayores, como se aprecia en las figura 36, luego al evaluar únicamente con cargas verticales con carga viva plena y carga viva reducida los índices que resultaron fueron menores, para el caso de carga viva plena se detectaron dos columnas con falla, y para el caso de carga viva reducida solo una columna tuvo un índice superior a uno, esta metodología permitió conocer la columna más crítica según el modelo en el Edificio Concasa.

Para el caso de las vigas, las áreas de acero cerca a los apoyos y voladizos presentaron índices mayores a la unidad, teniendo en cuenta presenta voladizos de hasta 6 metros de luz libre. Estos índices fueron calculados en base a las áreas de acero resultadas de todas las combinaciones que propone la Norma Sismo Resistente.

En la figura 47 se realiza una comparación de los resultados arrojados según el procedimiento de pushover y el análisis de vulnerabilidad según la NSR-10, es visible que las rotulas en nivel de colapso de las vigas responden a la ubicación de algunos índices arrojados en la NSR-10, esto



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**



podría indicar que a pesar de tener diferentes metodologías los procedimientos están indicando un comportamiento similar de la estructura.

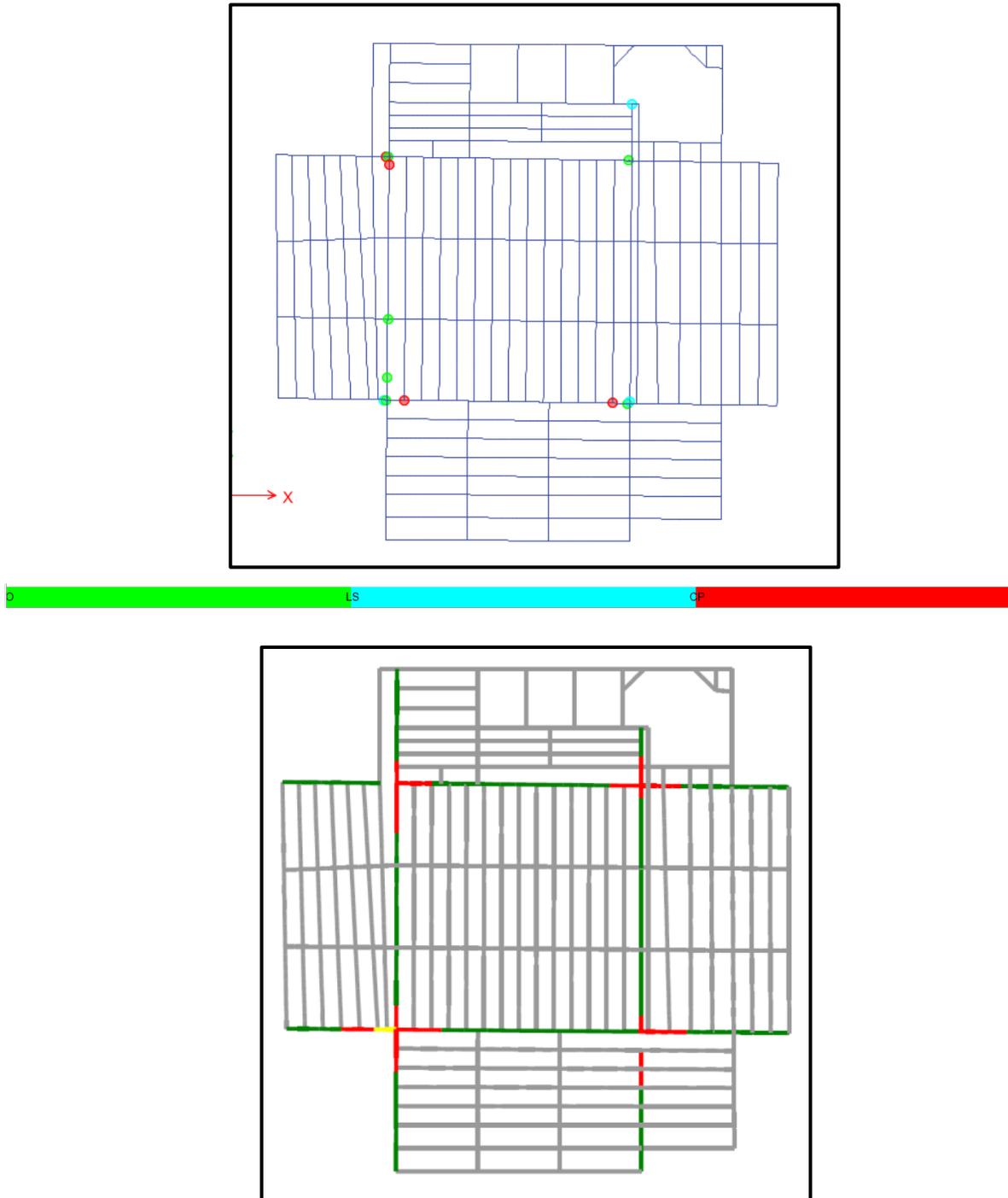


Figura 46. Comparación resultados pushover y vulnerabilidad según NSR10

Fuente: Autores 2016.



## 8. CONCLUSIONES

La investigación realizada permitió concluir, basándose en un análisis de vulnerabilidad aplicado a ambas edificaciones estudiadas, a través de un modelo computacional, un comportamiento y una respuesta ante un evento sísmico para ambos casos.

Con la aplicación del método de Pushover, para el análisis de vulnerabilidad, fue posible determinar cuál es la respuesta de cada uno de los elementos estructurales aun en el rango inelástico. Al evaluar las rotulas, se observó que los primeros elementos que manifestaron falla fueron las vigas, seguidos de las columnas. Lo anterior se entiende como la condición ideal de falla en cualquier estructura, puesto que se espera que las columnas tengan mayor resistencia que las vigas.

Sin embargo, es importante resaltar que al momento de validar los modelos computacionales, estos presentaron problemas, estos duraban mucho en analizar o simplemente no desarrollaban los procesos, por ende se encontró que para edificaciones con elevaciones menores a la estudiada el margen de error fue mínimo, mientras que para edificaciones con alturas superiores a 20 niveles, el modelo presentaba estas problemáticas; por tal motivo, fue necesario analizar estructuras de menores alturas; concluyendo que para edificaciones de 20 niveles o más, el método presenta errores.

Al analizar la respuesta de los edificios Banco del Estado y Concasa a través del método Pushover, se encontró una variación visible entre el comportamiento entre ambas.

Por otro lado, el análisis de vulnerabilidad bajo la Norma Sismo Resistente colombiana (NSR-10) mostró deficiencia en los elementos estructurales como columnas y vigas, donde se evidencia la (intervención, restauración, reforzamiento) de estos elementos. Además, un análisis comparativo de ambas metodologías usadas, permitió obtener como principales conclusiones, las que se anuncian a continuación:



➤ Al comparar los resultados de ambas metodologías se obtuvo que el edificio Concasa muestra un mejor comportamiento que el Banco del estado, ya que en las curvas de capacidad como resultado del análisis pushover, este presenta valores más altos de cortante en la base y desplazamientos (ver Gráfica 8) que la del Banco del Estado (Ver Grafica 10), esto significa que la magnitud de las fuerzas que inducen a un punto de colapso son mayores en este. Además, el punto de comportamiento del edificio Concasa presenta un valor de aceleración espectral de 0.2 (Ver Grafica 9), valor que se encuentra dentro del espectro de diseño de la ciudad de Cartagena, propuesto por la NSR-10. Pero el edificio Banco del estado, no presenta punto de intersección con este espectro, esto podría indicar que no cumple con los requerimientos sísmicos de la zona, aunque podría inducirse a un posible error en las modelaciones. Además, al evaluar los niveles de daño de las rotulas en el edificio Concasa son en menor porcentaje las que se encuentran en colapso, en cambio en el banco del estado en un sentido, la mayoría de las rotulas se encuentran en este nivel de daño.

Por otra parte, los resultados del análisis de vulnerabilidad según la NSR-10 arrojaron que el edificio Banco del estado presenta índices mayores que la unidad en varias columnas, esto se verificó tanto para casos de carga con sismo y cargas verticales. En cambio, en el edificio Banco del Estado solo resultó una columna con problemas de sobreesfuerzos (Ver figura 44). Por esto se puede concluir que ambas metodologías apuntan a una resistencia mayor en el Edificio Concasa ante un sismo que en el Banco del estado.

➤ En cuanto a los elementos estructurales de las edificaciones, al comparar la ubicación de las fallas de colapso obtenidas en los análisis de pushover, estas concuerdan con las zonas donde los índices de sobreesfuerzo en las vigas son mayores a la unidad, los resultados son coherentes, (Ver figura 65) y con esto podría concluirse que ambas metodologías reafirman la vulnerabilidad en estos elementos estructurales.



- En el edificio Concasa se presentan algunas rotulas de colapso e índices mayores que la unidad, en zonas de las vigas cercanas a las columnas, teniendo en cuenta que en estos puntos se presentan los momentos mayores, se podría concluir que este comportamiento es debido a los grandes voladizos que se manejan en esta edificación.
- Bajo los escenarios de carga analizados se encontró que, para las condiciones de peso propio y cargas de servicio, la estructura del edificio Concasa presenta un buen comportamiento al presentar solo un índice superior a la unidad con un valor 1.063 en las columnas, y en las vigas no se presentan índices de sobreesfuerzo. En cambio, en el Banco del estado bajo estas condiciones varias columnas presentaron índices mayores a la unidad y es posible que la estabilidad se pueda explicar a los soportes adicionales que podrían estar dando a las vigas los elementos como muros de mamposterías así no hayan sido diseñados como muros portantes. En las vigas se evidenciaron para cargas de servicio algunas zonas con índices superiores a la unidad, lo cual indicaría la intervención mediante una solución estructural.
- Para los escenarios de cargas mayoradas para cargas sísmicas, con factores definidos bajo la NSR-10 se determinaron diferentes vigas y columnas que presentan condiciones de sobreesfuerzo, es por esto que deberían analizarse detalladamente para un posible reforzamiento y garantizar con esto la estabilidad de la edificación.

Según lo anterior, para el nivel de desempeño ante un sismo definidos bajo la metodologías de la ATC-40 , FEMA Y NSR-10, se observa un deficiente comportamiento en la estructura del Banco del Estado, ubicándola en un nivel de Seguridad limitada ya que aunque no se evidencian daños producidos en la estructura actual, según los resultados obtenidos y el número de elementos que fallan en estado de colapso es posible que la estabilidad estructural ante un evento sísmico esté amenazada, además basándose en los índices de sobreesfuerzo calculados para cargas sísmicas son evidentes las fallas que podría presentar la edificación ante un sismo. En cambio, para el caso del edificio Concasa se podría concluir que se ubica en un nivel de Seguridad, ya que según los resultados el número de elementos estructurales



que fallan en colapso son mucho menores, resultado que es apoyado por la curva de capacidad que presenta la estructura, enmarcando grandes valores de cortante basal, y un punto de comportamiento dentro el espectro de diseño en Cartagena y los espectros propuestos por la FEMA 356, por ende indica que es posible la intervención de estos elementos para asegurar la estabilidad de la estructura, es apoyado en que los índices presentados en las columnas y vigas bajo cargas sísmicas son menores.

Durante la modelación se encontraron algunos resultados inesperados, este fue el caso del Banco del Estado, ya que, según los resultados bajo la NSR10, el edificio mostró sobreesfuerzos bajo cargas de servicio o verticales. Esto induciría a pensar que el edificio debería presentar algunas muestras de fallas, pero no las presenta.

Con base en los resultados obtenidos, se recomienda estudiar detalladamente los puntos frágiles aquí mostrados, para plantear una intervención o un posible reforzamiento que involucre acciones inmediatas o a corto plazo con el fin de mejorar la estabilidad estructural y prevenir un riesgo a la vida.

Además, se considera de gran importancia realizar una evaluación a la cimentación que tienen las estructuras, considerando la vida útil que presenta, o también simular la interacción suelo – estructura con una metodología diferente que relacione otras variables como asentamientos y capacidad portante del suelo. Para así obtener resultados aproximados a la realidad.

Al momento de realizar la modelación se determinaron problemas a la hora de relacionar los diagramas de momento – curvatura en el análisis, y por ende se recomienda realizar un análisis detallado de estos diagramas.

Esta investigación puede ser complementada mediante análisis patológicos que relacionen la calidad actual de los materiales y evalúen las resistencias actuales respecto a las de diseño, y así tener datos con certeza el estado actual que presenta el concreto y el acero de la edificación.

Esta investigación es novedosa en la ciudad de Cartagena, pues la estructura estudiada es mucho más compleja, además de que se consideraron más variables en el análisis. En adición se realizó una comparación entre dos metodologías, demostrando que los análisis estáticos no



**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**  
**ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE CARTAGENA CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO CONCASA Y BANCO DEL ESTADO.**



lineal brindan gran información a los análisis propuestos por la NSR10. Por lo tanto, se recomienda emplear este tipo de metodologías a diferentes edificaciones construidas antes de la Norma sismo resistente vigente en la ciudad de Cartagena.

Esta investigación permite a otros investigadores aprovechar estos conocimientos y experiencias recopiladas para desarrollar estudios similares. EL ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS EN CONCRETO CASO: EDIFICIO CONCASA Y BNACO DEL ESTADO es un punto de inicio que conducirá a la comprensión del comportamiento de edificaciones en la ciudad de Cartagena.



## 9. BIBLIOGRAFIA

- AIS, A. i. (2010). Norma Sismoresistente Colombiana 2010.
- Arevalo Perez, J. C., & Fernando, B. F. (2012). I E ES DE DA A PAR IR DE A ISIS P S ER PARA A ES R C RA APR ICADA DE CONCRETO REFORZADO. BUCARAMANGA, SANTANDER, COLOMBIA: UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER.
- Barrera Ramos, O., & Nieves Corredor, O. (2015). Determinacion de la vulnerabilidad en las casas en el barrio San Diego de la ciudad de Cartagena. Cartagena, Bolivar, Colombia: Universidad de Cartagena.
- biografia, H. y. (15 de Enero de 2015). Historia y biografia. Recuperado el 29 de 11 de 2015, de [http://historiaybiografias.com/terremoto\\_sanfrancisco/](http://historiaybiografias.com/terremoto_sanfrancisco/)
- Cantabria, U. d. (Septiembre de 2003). Un gran terremoto en Argelia afecta a nuestras costas.
- Carlos, L. B., & Rodriguez Gonzalez, D. A. (2015). Estudio patologico y de vulnerabilidad sismica del Claustro de la Merced de Cartagena de Indias. Cartagena de Indias, Bolivar, Colombia: Universidad de Cartagena.
- colombiana), N.-1. (. (2010). MOVIMIENTOS SISMICOS DE DISEÑO.
- Contratacion Publica, S. e. (28 de Enero de 2011). Selección Abreviada de Menor Cuantía (Ley 1150 de 2007). OBRAS DE ADECUACIONES FISICAS Y ARQUITECTONICAS PARA LA REMODELACION DE LOS PISOS 13 Y 8 DEL EDIFICIO CONCASA EN EL SECTOR LA MATUNA CARTAGENA DE INDIAS. Cartagena, Colombia.
- Council, A. T. (1998). Seismic Evaluation and retrofit of concrete Buildings ATC 40 . California: Applied Tecgnology Council.
- Cueto, J., & Granger, E. (n.d.). Vulnerabilidad Sísmica Y Patología Estructural De La Muralla Sector Bóvedas - Hotel Santa Clara.



- DELGADILLO, J. (ENERO de 2005). ANALISIS NO LINEAL ESTATICO DE ESTRCTURAS Y LA NORMA E-30. PERU.
  
- Elespectador.com. (25 de Enero de 2014). El espectador.  
Obtenido de <http://www.elespectador.com/noticias/nacional/seconmemoran-15-anos-del-terremotode-armenia-articulo-470817>
  
- Guerrero, A. R. (15 de Julio de 2007). Determinacion de la vulnerabilidad sismica por medio del metodo del indice de vulnerabilidad de las estructuras ubicadas en el centro historico dela ciudad de sincelejo, utilizando la tecnologia del sistema de informacion geografica. Sincelejo, Colombia.
  
- Hsiao, F.-P., Oktavianus, Y., Ou, Y.-C., Luu, C.-H., & Hwang, S.-J. (2014). A Pushover Seismic Analysis and Retrofitting Method Applied to Low-Rise RC School Buildings. *Advances in Structural Engineering*, 14.
  
- INGEOMINAS. (27 de Diciembre de 2000). ZONIFICACION GEOTECNICA Y APTITUD Y USO DEL SUELO EN CASCO URBANO DE CARTAGENA. Cartagena de Indias, Colombia: INGEOMINAS. Recuperado el 2015
  
- alagon, J. (201 йил 2 -Abril). El seismo en Nepal: ¿ Tragedia anunciada?. *El Pais* , p. 2.
  
- aldonado, E., C io, G., & Gome , I. (2007 йил Julio). I DICE DE VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES DE MAMPOSTERIA BASADA EN LA OPINION DE EXPERTOS. Bogota, Colombia.
  
- Mora Martinez, E. D. (2005). Programa para analisis de capacidad con Pushover. Bucaramanga, Colombia: UIS.
  
- Navarro Oyola, J. L., & Trujillo Ordoñez, G. A. (31 de Diciembre de 2014). Evaluacion patologica y de vulnerabilidad sismica del Fuerte San Fernando de Bocachica. Cartagena de Indias, Bolivar, Colombia: Universidad de Cartagena.
  
- Olarte, J., Proaño, R., Scaletti, H., Torres, M., & Zavala, C. (s.f.). EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD. Cuzco, Peru: Universidad Nacional de Ingenieria Civil.



- Pardo, D., & Pereza, A. (2014). DIAGNÓSTICO PATOLÓGICO Y DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL ANTIGUO CLUB DE CARTAGENA. Cartagena de Indias, Colombia.
- Perez del Rios, A., & Pardo Perez, D. (31 de Diciembre de 2014). Diagnostico patologico y de vulnerabilidad sismica del antiguo Club Cartagena. Cartagena de Indias, Bolivar, Colombia: Universidad de Cartagena.
- Perrone, D., Maria, A. A., Pecce, M., & Rossi, F. (2015). Rapid visual screening for seismic evaluation of RC Hospital Buildings. Italia: ELSEIVER.
- Picon, C., & Vargas, D. (2011). EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA SEDE PRINCIPAL DEL COLEGIO DE SANTANDER EN BUCARAMANGA. Bucaramanga, Colombia.
- Poursha, M., Samarin, E., & Talebi. (2015). The modified and extended upper-bound (UB) pushover method for the multi-mode pushover analysis of unsymmetric-plan tall buildings. In Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Shakeri, K., & Ghorbani, S. (2015). A pushover procedure for seismic assessment of buildings with bi-axial eccentricity under bi-directional seismic excitation. In Soil Dynamics and Earthquake Engineering , 15.
- Wikipedia. (25 de 11 de 2015). Wikipedia. Recuperado el 29 de 11 de 2015, de Wikipedia: [https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto\\_de\\_Lisboa\\_de\\_1755](https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Lisboa_de_1755)